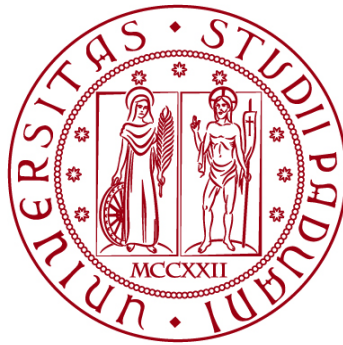


**UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA**  
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE  
*Department of Civil, Environmental and Architectural Engineering*

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile



**TESI DI LAUREA**

**L'INGEGNERIA FORENSE APPLICATA ALLE STRUTTURE  
ESPOSTE AL FUOCO**

Relatore:  
Chiar.ma PROF.SSA FLORA FALESCHINI

Laureando: ELENA REATO  
1237534

**ANNO ACCADEMICO 2021-2022**



## Ringraziamenti

Se prima dell'inizio di quest'ultima parte del mio percorso scolastico mi avessero mostrato un video o delle immagini a proposito del futuro che avrei vissuto a breve, tra l'incubo di una pandemia globale che ha ridotto ai minimi termini la spensieratezza di tutti noi ed il ricovero in ospedale per una malattia che ormai ha rivoluzionato il mio stile di vita, non ci avrei mai creduto.

Eppure, nonostante le difficoltà, ho avuto l'immenso privilegio di ricevere il costante appoggio delle persone che sono al mio fianco da sempre e di conoscerne altre meravigliose, con le quali ho potuto instaurare un rapporto che sono sicura resisterà sempre, oltre il tempo e la distanza.

Pertanto, un ringraziamento speciale va

ai miei genitori, a Marco, a Laura e ad Ezio, la mia famiglia e la mia fortuna più grande, ai quali devo tutto,

ad Alice, che mi ha fatto riscoprire l'immensa bellezza del valore dell'amicizia,

a Daniela, che mi ha regalato il suo appoggio e la sua infinità disponibilità, il Sole nelle giornate grigie di questi anni di università e tantissimi motivi per sorridere in tutte le altre,

a Francesca, Alessandro e Lorenzo, senza i quali sarebbe stato tutto più triste e complicato,

a Benedetta, Virginia, Ludovica, Irene e Giulia, che con la loro gentilezza e la loro simpatia sono riuscite ad alleggerire sempre i miei pensieri, anche quando la lontananza da casa si faceva sentire.

L'aspetto curioso della fine di un cammino è la sensazione di sottile disorientamento di fronte alla consapevolezza che di lì a poco tutto possa cambiare, ma sono pronta.

*“Mi apro alla chiusura”.*

# Sommario

<b>Ringraziamenti .....</b>	<b>1</b>
<b>L'incendio: caratteristiche e dinamiche .....</b>	<b>3</b>
<b>I prodotti della combustione .....</b>	<b>4</b>
<b>Le fasi dell'incendio .....</b>	<b>5</b>
<b>Le variabili dell'incendio .....</b>	<b>8</b>
<b>Approcci alla trattazione .....</b>	<b>13</b>
<b>Le proprietà dei materiali.....</b>	<b>17</b>
<b>Calcestruzzo.....</b>	<b>17</b>
<b>Acciaio .....</b>	<b>34</b>
<b>Muratura.....</b>	<b>44</b>
<b>Legno .....</b>	<b>50</b>
<b>Le applicazioni dell'Ingegneria Forense: il caso della Grenfell Tower e delle Torri Gemelle.....</b>	<b>56</b>
<b>L'incendio della Grenfell Tower.....</b>	<b>56</b>
<b>Il caso delle Torri Gemelle .....</b>	<b>68</b>
<b>Le indagini sperimentali e la valutazione delle caratteristiche meccaniche residuali dei materiali strutturali esposti al fuoco.....</b>	<b>93</b>
<b>Indagini su una struttura in calcestruzzo armato.....</b>	<b>94</b>
<b>Conclusioni: valutazione di un piano di intervento.....</b>	<b>119</b>
<b>Referenze.....</b>	<b>130</b>

## L'incendio: caratteristiche e dinamiche

L'incendio, o combustione, è un evento caratterizzato dall'innesco di una reazione chimica esotermica di ossidazione incontrollata, che avviene tra un materiale combustibile ed uno comburente e che dà luogo allo sviluppo di energia sotto forma di calore, fiamme, vapori, fumi e gas. È possibile schematizzarne la dinamica attraverso il Triangolo del Fuoco, rappresentato in Figura 1.1.



*Figura 1.1. Schematizzazione del fenomeno di incendio tramite triangolo del fuoco*

I lati del poligono rappresentano i tre elementi contemporaneamente necessari per lo sviluppo della combustione, quali combustibile, comburente ed innesco.

Nello specifico, il combustibile è costituito dall'insieme di materiali coinvolti nella reazione chimica insieme all'ossigeno, in grado di rilasciare calore durante il processo.

Tali combustibili si articolano in sei tipologie:

- solidi naturali, quali legna, carboni fossili, ecc.;
- solidi artificiali, quali coke petrolifero e carbone di legna;
- liquidi naturali, quali bitume e petrolio;
- liquidi artificiali, quali benzine, alcoli, ecc.;
- gassosi naturali;
- gassosi artificiali, quali gas illuminante, d'alto forno, d'acqua, ecc.

Il comburente è l'elemento che permette di alimentare e mantenere costante la combustione, mentre l'innesco, è la sorgente in grado di fornire la quantità di energia sufficiente a scatenare la reazione e la propagazione delle fiamme. In particolare, è possibile raggruppare le sorgenti di innesco in quattro categorie di sviluppo:

- accensione diretta, nel momento in cui, in presenza del comburente, la fiamma, la scintilla o il materiale incandescente si trova a contatto con il combustibile;
- accensione indiretta, quando il calore si diffonde per convezione, conduzione o irraggiamento;
- attrito, quando l'energia viene prodotta tramite sfregamento di metalli;
- autocombustione, o riscaldamento spontaneo, quando il calore viene prodotto dal combustibile stesso.

## **I prodotti della combustione**

Dipendentemente dalla natura dei combustibili coinvolti nel fenomeno, la combustione fornisce prodotti una quantità definita di prodotti, quali gas di combustione, fiamme, fumi e calore.

Si definiscono gas di combustione i prodotti che rimangono in stato gassoso anche a temperatura ambiente di riferimento, stimata a 15°C. I principali risultano essere:

- monossido di carbonio (CO): gas tossico in grado di svilupparsi durante un incendio in carenza di ossigeno;
- anidride carbonica (CO<sub>2</sub>): gas dalle proprietà asfissianti, generato dalla combustione di materia organica;
- idrogeno solforato (H<sub>2</sub>S): gas tossico generato dalla combustione di sostanze contenenti zolfo;
- anidride solforosa (SO<sub>2</sub>): gas irritante per le mucose e gli occhi, generato per ossidazione di zolfo o dalla combustione di sostanze contenenti detto elemento;
- acido cianidrico (HCN): gas altamente tossico generato dalla combustione incompleta di resine e/o materie plastiche;
- acido cloridrico (HCl): gas tossico e corrosivo, prodotto dalla combustione di materiali contenenti cloro;
- fosgene (COCl<sub>2</sub>): gas altamente tossico generato dalla combustione di materiali plastici contenenti cloro;
- ammoniaca (NH<sub>3</sub>): gas irritante per le mucose e gli occhi, potenzialmente letale se in concentrazione superiore al 5%;
- ossidi di azoto: altamente tossici generati dalla combustione di nitrocellulosa, ammonio e altre sostanze.

Le fiamme, invece, sono il risultato di un'emissione di luce dovuta alla combustione di gas e, sulla base della loro colorazione, risulta possibile individuare un valore indicativo della temperatura di incendio raggiunta, come mostrato in Figura 1.2.














Colore della fiamma		Temperatura
	Amaranto pallido	480°C
	Amaranto	525°C
	Rosso sangue	585°C
	Rosso scuro	635°C
	Rosso	675°C
	Rosso chiaro	740°C
	Rosso pallido	845°C
	Rosa	900°C
	Arancione	940°C
	Giallo	995°C
	Giallo pallido	1080°C
	Bianco	1205°C
	Celeste	1400°C

Figura 1.2. Colorazione assunta delle fiamme durante un incendio

I fumi che scaturiscono dallo sviluppo di un incendio sono composti da microparticelle solide incombuste sospese nell'aria. Sulla base della loro colorazione, risulta possibile individuare la natura dei combustibili coinvolti nel fenomeno di incendio, come illustrato in Figura 1.3.

Colore del fumo		Tipo di combustibile
	Bianco	Paglia, fosforo
	Giallo - marrone	Nitrocellulosa, zolfo, acido nitrico-solforico-cloridrico, polvere da sparo
	Grigio - marrone	Legno, carta, stoffa
	Viola	Iodio
	Marrone	Olio da cucina
	Marrone - nero	Nafta, diluente per vernici
	Nero	Acetone, cherosene, benzina, olio lubrificante, gomma, catrame, carbone, plastica

Figura 1.3. Colorazione assunta dai fumi in fase di incendio

Il calore, infine, viene definito come l'energia sprigionata dal fenomeno di combustione ed è una delle principali cause della propagazione dell'incendio, in quanto determina l'aumento di temperatura nei materiali e nelle strutture coinvolte.

## Le fasi dell'incendio

Il fenomeno di incendio si articola in quattro fasi principali:

- la prima fase è rappresentata dall'innesco, o ignizione, influenzata da molteplici fattori,

quali l'infiammabilità del combustibile, il potenziale di propagazione della fiamma, il grado di partecipazione del combustibile nel processo, la ventilazione, la geometria ed il volume degli ambienti interessati dal fenomeno, la possibilità di dissipazione del calore prodotto, le caratteristiche superficiali del combustibile e la sua distribuzione all'interno degli ambienti. In questo stadio viene rilasciata la quantità minima di energia, sufficiente a raggiungere la temperatura di innesco per la combustione, a causa della temperatura elevata di una sorgente posta nelle vicinanze di un combustibile solido o liquido, caratteristica quest'ultima che determina la manifestazione di due comportamenti differenti: il combustibile solido, superata la soglia della temperatura di ignizione, libera vapori che reagiscono con l'ossigeno causando lo sviluppo di una fiamma in grado di estendersi al residuo solido del materiale, senza estinguersi; in presenza di combustibile liquido le esalazioni creano invece una miscela con l'ossigeno in grado di scatenare l'innesco quando ricadono, come mostrato in Figura 1.4 all'interno del range di infiammabilità, LFL (la più bassa concentrazione in volume del vapore della miscela, al di sotto della quale non è possibile che si verifichi un'accensione per innesco, a causa di carenza del combustibile) e UFL (la più alta concentrazione in volume del vapore della miscela, al di sopra della quale non è possibile che si verifichi un'accensione per innesco, a causa di eccesso del combustibile);

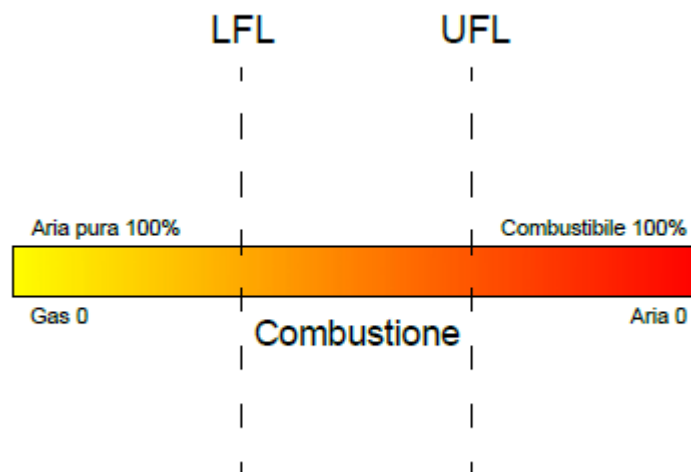


Figura 1.4. Schematizzazione del campo di infiammabilità

- la seconda fase è rappresentata dalla propagazione e dallo sviluppo dell'incendio in un ambiente confinato ed è caratterizzata dalla produzione di gas tossici e corrosivi, dalla riduzione del grado di visibilità a causa dello sviluppo dei vapori e dall' aumento di temperatura, di energia di irraggiamento e di partecipazione della materia combustibile;
- la terza fase è quella di completo sviluppo dell'incendio, il cui inizio corrisponde ad un istante temporale chiamato flashover, termine coniato dai Vigili del Fuoco britannici per indicare l'esplosione generalizzata della combustione dovuta all'accensione dei gas accumulati. In questo stadio si osservano un brusco incremento delle temperature e della velocità di combustione, oltre ad un sensibile aumento delle esalazioni di gas e dell'espansione di particelle incandescenti, trasportate nell'ambiente in senso orizzontale ed ascensionale, tramite moti di turbolenza; in aggiunta a questi fenomeni, i materiali combustibili posti in prossimità del focolaio subiscono un processo di autocombustione, mentre i più distanti riescono a raggiungere la temperatura di ignizione, contribuendo



alla produzione di ulteriori gas infiammabili di distillazione. Successivamente al punto di flashover, il processo di incendio viene dominato dalla quantità di comburente presente, dunque dalla disponibilità di ossigeno e dal grado di ventilazione dei locali coinvolti. Durante la fase di incendio generalizzato la temperatura media del compartimento interessato dal fenomeno è compresa tra 700°C e 1200 °C, dipendentemente della superficie di ventilazione;

- la quarta ed ultima fase, rappresentata dall'estinzione e dal raffreddamento, ha inizio nel momento in cui i materiali combustibili cessano di contribuire allo sviluppo del fenomeno di incendio, poiché consumati al 70-80%; si osserva un progressivo decremento delle temperature, dovuto alla diminuzione dell'apporto termico ed alla dissipazione del calore tramite lo sviluppo di fumi e fenomeni di conduzione. L'incendio, in questa fase, può eventualmente ritornare ad essere controllato dal combustibile se diminuiscono i prodotti della combustione o se aumentano le aperture di ventilazione, a causa di crolli o per intervento di squadre di soccorso. Si ritiene l'incendio esaurito quando la temperatura del compartimento media scende al di sotto dei 300 °C.

Per meglio rappresentare quanto espresso in precedenza, il fenomeno di incendio è schematicamente illustrato in Figura 1.5 che evidenzia il flashover, ovvero l'effettivo punto di non ritorno durante lo sviluppo di una combustione, coincidente con il primo flesso della curva; prima di quel momento, infatti, ai fini di contrastare il fenomeno, risulta possibile prevenire i danni alle strutture, intervenendo con mezzi di protezione attiva; una volta superato il limite, si rende necessario l'utilizzo di mezzi di protezione passiva e di verifiche strutturali, che hanno come obiettivo il mantenimento della capacità di compartimentazione di un edificio, ovvero l'attitudine a conservare la propria stabilità, l'isolamento termico ed una sufficiente tenuta ai fumi e ai gas caldi scaturiti dal processo di combustione. Si prescrivono, pertanto, verifiche di:

- resistenza (R), intesa come la capacità di un elemento da costruzione a conservare la resistenza meccanica sotto l'azione della combustione;
- tenuta al passaggio di fumi o gas caldi e delle alte temperature all'esterno del compartimento (E), intesa come la capacità di un elemento da costruzione, se sottoposto all'azione di combustione su un lato, a non lasciar passare o a produrre fiamme, vapori o gas caldi.
- isolamento (I), cioè la capacità di un elemento da costruzione a ridurre, entro un dato limite, la trasmissione del calore.

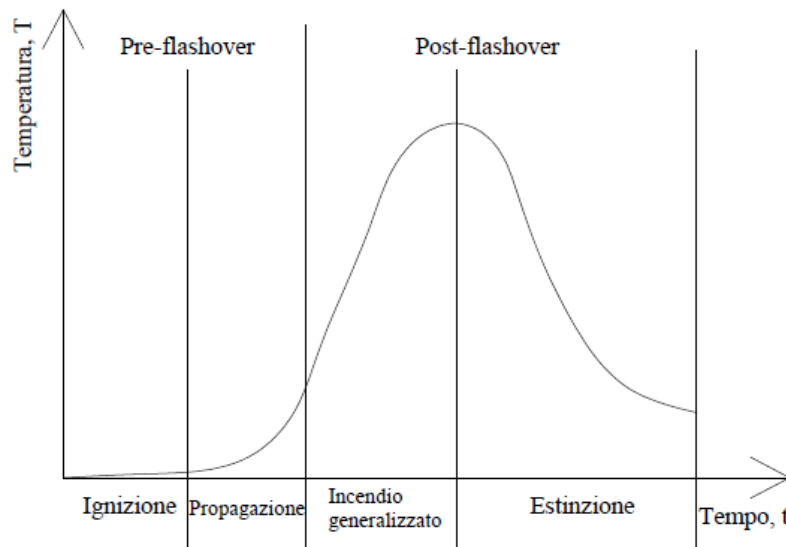


Figura 1.5. Schematizzazione del fenomeno di incendio, articolata nelle quattro fasi principali

Secondo quanto riportato sino ad ora, si può notare che la molteplicità e la natura delle variabili coinvolte nel fenomeno di combustione, così come l'aleatorietà del loro combinarsi, influenza la trattazione del tema e rende necessaria, fin da subito, l'assunzione di ipotesi semplificative.

## Le variabili dell'incendio

I fattori da cui dipende lo sviluppo di un incendio sono principalmente tre:

- la ventilazione del locale interessato dal fenomeno;
- la velocità di combustione;
- l'apporto di energia sviluppata.

Secondo quanto riportato da Kawagoe nel 1958, è possibile stabilire una relazione di diretta proporzionalità tra la portata volumetrica  $Q_a$  di aria in entrata ed il prodotto tra l'area totale della superficie finestrata  $A_f$  dopo un fenomeno di flashover e la radice quadrata dell'altezza  $H$  di tali aperture, considerata in termini di  $H$  equivalente ponderale, nel caso di finestre di diverse dimensioni:

$$Q_a = K A_f \sqrt{H}, \quad (1.1)$$

dove  $K$ , coefficiente di proporzionalità, è una quantità dipendente dalla differenza di temperatura tra gli ambienti interni ed esterni e dal rapporto tra il volume di gas prodotto per unità di massa e quello di aria richiesto dalla combustione completa dell'unità di massa combustibile.

Inoltre, un parametro che influisce sensibilmente sullo sviluppo di un fenomeno di incendio in fase avanzata all'interno di un compartimento, è il fattore di ventilazione  $F_v$ , il quale è in grado di influenzare e modificare il valore di velocità massima di combustione:

$$F_v = \frac{A_f \sqrt{H}}{A_t}, \quad (1.2)$$

dove  $A_t$  è la superficie totale del compartimento, data dalla somma delle superfici di pavimento, soffitto e chiusure laterali, mentre  $A_f$  è la superficie delle aperture di ventilazione, ricavate sulle pareti del locale.

Il fattore di ventilazione lega questo fenomeno alla velocità di combustione media  $V_C$ , la quale rappresenta, nell'unità di tempo, la massa di combustibile sottoposta all'azione del fuoco; essa viene ritenuta costante a partire dal fenomeno di flashover fino al raggiungimento del punto di massima temperatura registrata durante la fase di incendio generalizzato.

All'interno di un compartimento, infatti, durante la fase iniziale di sviluppo di un incendio, la combustione non dipende dalla quantità di aria in afflusso, bensì dagli strati di combustibile presente, la cui quantità, porosità o forma influenza la velocità di combustione. Al contrario, nella fase di incendio generalizzato, si ritiene tale velocità proporzionale alla quantità di aria affluente dalle aperture e si assume che la combustione venga controllata dalla ventilazione, facendo riferimento alla teoria di Kawagoe e Sekine.

Una rappresentazione grafica attendibile del fenomeno precedentemente descritto è quella mostrata in Figura 1.6, la quale illustra l'andamento rettilineo della velocità di combustione durante la fase di incendio generalizzato.

Si specifica che la teoria di Kawagoe e Sekine non risulta adatta alla descrizione di combustioni sviluppatasi in grandi ambienti ad ampia disponibilità di ventilazione, come nel caso del grafico mostrato in Figura 1.7, secondo il quale è possibile ritenere con buona approssimazione la combustione controllata dalla ventilazione o dalla quantità di combustibile presente, rispettivamente per valori di  $F_v$  minori e maggiori di 0,07-0,08.

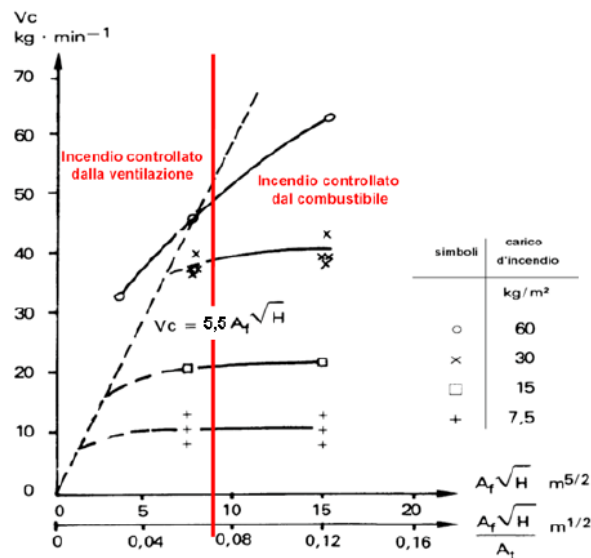
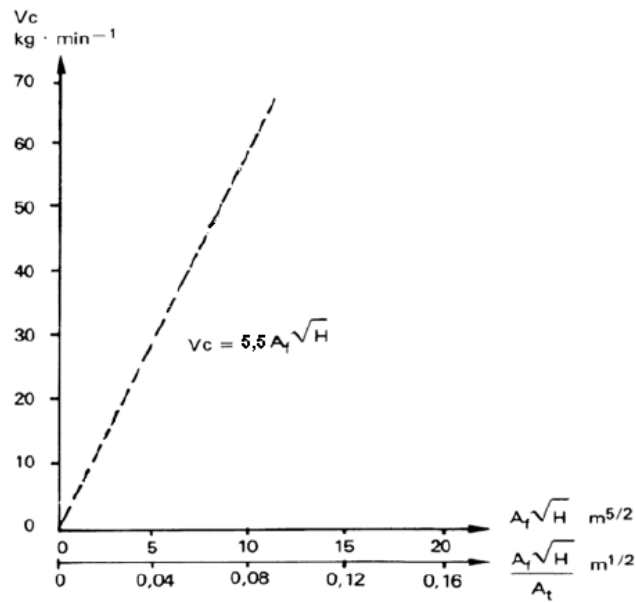


Figura 1.6 (sinistra). Andamento della velocità di combustione (N. Marotta (2013-2014), Carico d'Incendio).

Figura 1.7 (destra). Regimi di combustione in funzione del range di  $F_V$  (N. Marotta (2013-2014), Carico d'Incendio).

Infine, l'apporto di energia rilasciata prende il nome di carico di incendio o carico di fuoco ed identifica il potenziale termico netto della totalità dei combustibili coinvolti all'interno di un compartimento, calcolato sulla base del loro grado di partecipazione; esso prende il nome di carico di fuoco o carico di incendio e si calcola come:

$$q_{f,k} = \frac{Q_{f,i,k}}{A_f}, \quad (1.3)$$

dove  $q_f$  è riferito all'area totale  $A_t$  del compartimento, includendo pavimento, pareti e soffitto.

Tuttavia, al fine di descrivere la dinamica di sviluppo di un incendio più fedelmente, è necessario prendere in considerazione la modalità in cui l'energia viene rilasciata, facendo riferimento alle curve denominate RHR (Rate of Heat Released) o HRR (Heat Released Rate), le quali riescono ad esprimere per via grafica il quantitativo di energia termica rilasciata

nell'ambiente, in un dato lasso temporale, durante la combustione.

Analiticamente, il RHR si stima come:

$$RHR(t) = \sum V_{C,i}(t)H_i, \quad (1.4)$$

dove

- $H_i$  è il potere calorifico inferiore dell' $i$ -esimo materiale combustibile, espresso in kJ/kg;
- $V_{C,i}$  è la velocità di combustione dell' $i$ -esimo materiale combustibile, espressa in kg/s.

In effetti, contrariamente al RHR, che fa riferimento alla potenza termica rilasciata, descrivendo con maggiore precisione le dinamiche di un incendio reale, il carico di incendio prende unicamente in esame l'energia termica che si sviluppa durante la combustione, oltre a supporre che tutto il combustibile presente nel compartimento partecipi al processo, ammissione valida solamente in situazioni di incendio generalizzato, successive al punto di flashover.

Il modello della curva RHR, proposto nell'Eurocodice 1 EN1991-1-2, è costituito da tre tratti principali:

- il primo, crescente, che descrive la fase di propagazione iniziale dell'incendio;
- il secondo, orizzontale di plateau, che rappresenta la fase di pieno sviluppo;
- il terzo, decrescente, corrispondente alla fase di estinzione.

Come mostrato in Figura 1.8, la potenza termica rilasciata nell'ambiente cresce secondo una legge quadratica in fase di ignizione fino al punto di flashover, per poi mantenersi costante durante l'incendio generalizzato e ridursi linearmente nello stadio finale di estinzione del fenomeno.

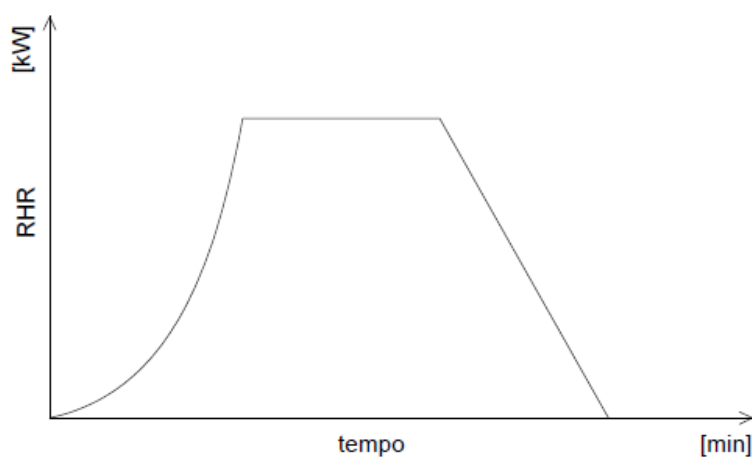


Figura 1.8. Curva RHR

Sperimentalmente si è determinato che, sino al punto di flashover, la curva RHR è caratterizzata da un andamento parabolico determinato dall'equazione quadratica

$$RHR(t) = V_{c,i}(t)H_i = \acute{a} * t^2, \quad (1.5)$$

con  $\acute{a} = \frac{1000}{t_g^2}$ , dove  $t_g$  è l'intervallo temporale in cui si stima il raggiungimento di uno sviluppo di potenza termica pari a 1000 kW.

Al fine di permettere valutazioni più precise del quantitativo di energia termica rilasciata, dipendentemente dal valore di  $t_g$ , sono state introdotte all'interno dell'Eurocodice e del D.M. 3/8/2015 quattro tipologie differenti del tratto iniziale delle curve RHR, denominate Slow, Medium, Fast ed Ultrafast:

- l'andamento lento corrisponde ad un  $t_g$  pari a 600 secondi, ad un  $\acute{a}$  di 0,0277 kW/s<sup>2</sup> ed è tipico di situazioni in cui sono presenti materiali poco combustibili distribuiti in modo discontinuo o inseriti in contenitori non combustibili;
- l'andamento medio corrisponde ad un  $t_g$  pari a 300 secondi, ad un  $\acute{a}$  di 0,0111 kW/s<sup>2</sup> ed è tipico di situazioni in cui sono presenti scatole di cartone impilate, pallets e mobilio in legno, libri su scaffali, ma anche materiali classificati per reazione al fuoco;
- l'andamento rapido corrisponde ad un  $t_g$  pari a 150 secondi, ad un  $\acute{a}$  di 0,0444 kW/s<sup>2</sup> ed è tipico di situazioni in cui sono presenti materiali plastici impilati, prodotti tessili sintetici, apparecchiature elettroniche e materiali combustibili non classificati per la reazione al fuoco;
- l'andamento ultra rapido corrisponde ad un  $t_g$  pari a 75 secondi, ad un  $\acute{a}$  di 0,1777 kW/s<sup>2</sup> ed è tipico di situazioni in cui si riscontra la presenza di liquidi infiammabili, materiali plastici cellulari o espansi e schiume combustibili non classificate per la reazione al fuoco.

Più specificamente, all'interno dell'Eurocodice EN1991-1-2 il tipo di andamento viene associato, in forma tabellare a varie tipologie di attività:

- medio per uffici, ospedali, alberghi e scuole;
- rapido per locali destinati alla vendita, biblioteche e cinema.

Una volta raggiunto il plateau della curva, invece, il valore massimo  $RHR_{max}$  può essere stimato secondo l'espressione indicata all'interno dell'Allegato E dell'Eurocodice 1:

$$RHR_{max} = 0,10 * mHA_v\sqrt{h_{eq}}, \quad (1.6)$$

dove

- $m$  è il fattore di partecipazione alla combustione (dal D.M.09/03/2007);
- $H$  è il potere calorifico del combustibile;
- $A_v$  è la superficie complessiva di aperture del compartimento interessato;
- $h_{eq}$  è l'altezza equivalente.

## Approcci alla trattazione

La valutazione dell'azione del fuoco si esegue sulla base degli scenari e degli incendi convenzionali di progetto, definiti attraverso curve in grado di indicare la temperatura media dei gas di combustione, uniformemente distribuita all'interno del compartimento interessato, dipendentemente dall'intervallo di tempo considerato; tali curve si suddividono in due tipologie:

- curve naturali, le quali vengono determinate sulla base di modelli rappresentativi della fase di riscaldamento e di raffreddamento;
- curve nominali, le quali sono determinate sulla base di modelli che non tengono conto della fase di raffreddamento e vengono adottate principalmente per la classificazione delle costruzioni e per le verifiche di resistenza al fuoco.

Pertanto, sulla base degli strumenti attualmente a disposizione, è possibile sviluppare la progettazione di un edificio secondo i criteri di sicurezza antincendio previsti e condurre le opportune verifiche di resistenza adottando uno dei due seguenti approcci:

- prescrittivo;
- prestazionale o ingegneristico.

Il metodo prescrittivo si basa sulla valutazione dell'andamento delle temperature nei compartimenti interessati dal fenomeno di incendio a partire da curve nominali, considerando intervalli temporali corrispondenti a quelli indicati dalla classe di resistenza dell'elemento strutturale in esame. Queste curve sono suddivise in tre tipologie, nominali standard, introdotte dalla Norma ISO 834, nominali degli idrocarburi e nominali esterne.

La curva nominale standard, o curva ISO 834, si utilizza generalmente nella maggior parte dei casi, soprattutto per la classificazione delle opere da costruzione e per le verifiche di resistenza al fuoco, in quanto consente di definire soluzioni conformi ai dettami della progettazione antincendio. Essa possiede un andamento analiticamente descritto dall'equazione logaritmica

$$\theta_g = 20 + 345 \log(8t + 1), \quad (1.7)$$

dove  $\theta_g$  è la temperatura dei gas di combustione, misurata in °C.

Nel caso di incendi con una presenza rilevante di idrocarburi o sostanze con equivalente rilascio termico, invece, si fa riferimento alla curva nominale degli idrocarburi mostrata in Figura 1.9; essa è più cautelativa della ISO 834 precedentemente citata e viene descritta dall'equazione logaritmica

$$\theta_g = 1080(1 - 0,325e^{-0,167t} - 0,675e^{-2,5t}). \quad (1.8)$$

L'ultima tipologia di curve nominali è rappresentata da quella esterna, rappresentata in Figura 1.9. Questa curva è sensibilmente meno cautelativa rispetto alla curva ISO 834 e viene utilizzata nel caso di strutture poste esternamente al compartimento interessato dal fenomeno di combustione. Essa viene descritta dall'equazione logaritmica

$$\theta_g = 660(1 - 0,687e^{-0,32t} - 0,31e^{-3,8t}). \quad (1.9)$$

Sulla base di quanto espresso sinora, il metodo prescrittivo ha il fondamentale vantaggio di garantire il raggiungimento del minimo livello di sicurezza antincendio, oltre a semplificare i controlli e garantire uniformità e disciplina. Tuttavia, è necessario considerare che questo approccio tenda talvolta a normalizzare eccessivamente le soluzioni, tralasciando le condizioni al contorno specifiche del caso reale in esame, impedendo al progettista di apportare contributi personali o modifiche significative al lavoro.

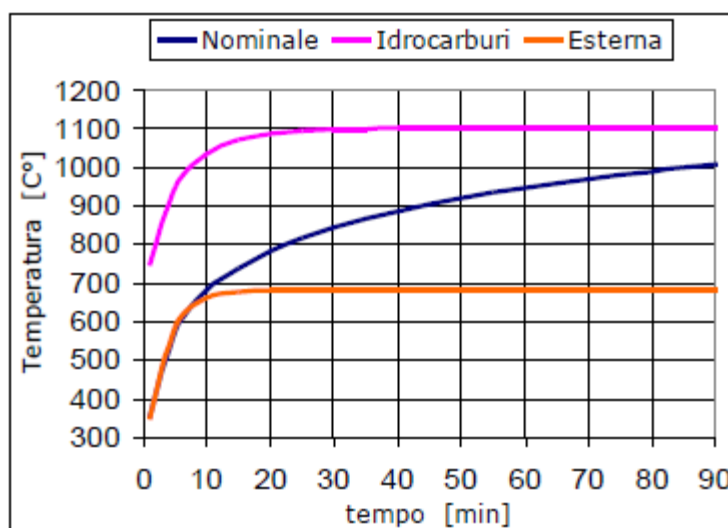


Figura 1.9. Curve nominali di incendio (N. Marotta (2013-2014), Carico d'Incendio).

Alternativamente a quello prescrittivo, il metodo ingegneristico, o prestazionale, si presta all'individuazione di specifiche misure di sicurezza nell'ambito di contesti costruttivi particolari, architettonici ed urbanistici.

In questo caso è possibile condurre verifiche di capacità portante e di compartimentazione facendo riferimento all'azione termica delle curve naturali degli incendi, rappresentate in Figura 1.10. Queste curve vengono determinate per un compartimento specifico ed il loro utilizzo implica la valutazione della resistenza al fuoco estesa all'intera struttura, considerando la durata complessiva del fenomeno di combustione.

Tuttavia, contrariamente a quanto espresso in precedenza per l'approccio deterministico, l'intervallo temporale necessario di ritorno alla temperatura ordinaria al quale fare riferimento si determina attraverso lo studio e la messa a punto di modelli sperimentali di incendio (per esempio prove su scala reale), numerici semplificati (per esempio curve parametriche) o numerici avanzati (come modelli a zone o di campo).



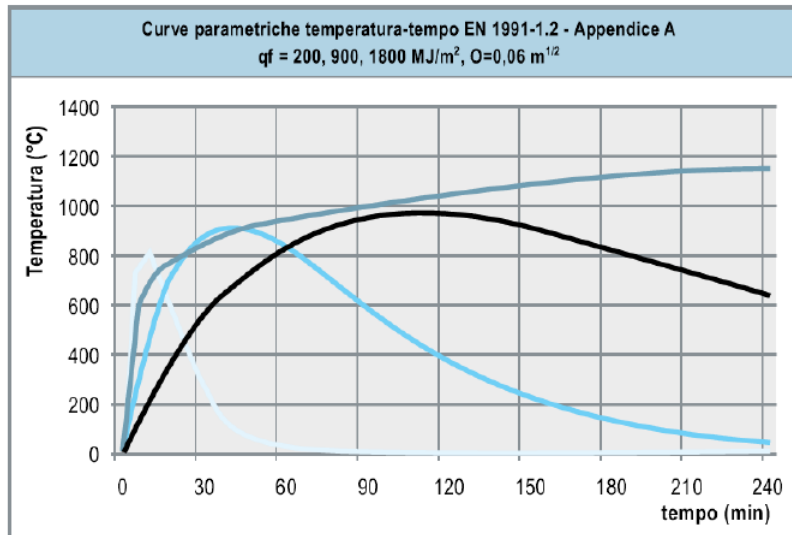


Figura 1.10. Curve naturali di incendio (N. Marotta (2013-2014), Carico d'Incendio).

I modelli semplificati di tipo parametrico vengono considerate accettabili fino ad ampiezze di compartimento pari a  $500 \text{ m}^2$ , di altezza massima 4 metri ed aperture presenti unicamente sulle pareti laterali.

Alternativamente, con i modelli a zone è possibile calcolare la temperatura media del compartimento in esame sfruttando le equazioni di conservazione della massa e dell'energia: con il modello a due zone, mostrato in Figura 1.11, si rende possibile la valutazione della differenza tra la condizione di pre-flashover, caratterizzata dalla presenza di temperature non omogenee e la condizione di post-flashover, la quale presenta una distribuzione uniforme della temperatura.

Infine, i modelli fluidodinamici vengono utilizzati per suddividere il compartimento in unità elementari, o celle, a ciascuna delle quali vengono associate equazioni di conservazione della massa, dell'energia e della quantità di moto. L'utilizzo di questi modelli fornisce una descrizione attendibile del fenomeno in atto, pur essendo, tuttavia, molto onerosi sotto il profilo del tempo e della gestione dei dati.

L'utilizzo di un approccio di tipo prestazionale, quindi, garantisce un ottimo margine di flessibilità per l'individuazione di soluzioni finalizzate al raggiungimento del livello di sicurezza atteso nella progettazione, favorendo lo sviluppo di nuove tecnologie e promuovendo un'ottimizzazione dei costi senza il rischio di compromettere la sicurezza.

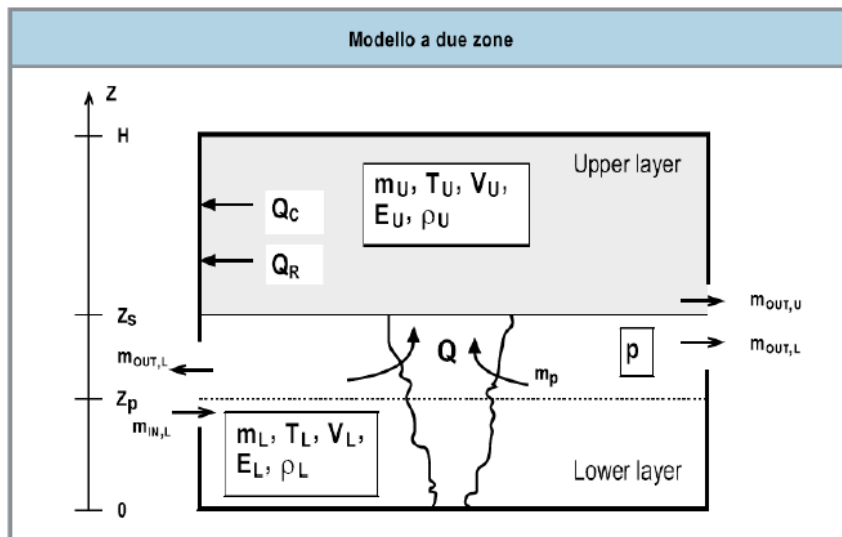


Figura 1.11. Rappresentazione schematica di un modello a due zone (N. Marotta (2013-2014), Carico d'Incendio).

## Le proprietà dei materiali

Gli interventi sugli edifici danneggiati dall'azione del fuoco devono basarsi principalmente sulla conoscenza approfondita delle proprietà meccaniche dei materiali che compongono la struttura portante, in particolar modo delle variazioni dei legami costitutivi  $\sigma$ - $\varepsilon$  in relazione all'aumento della temperatura.

Le proprietà tenso-deformative del calcestruzzo, dell'acciaio d'armatura e di quello precompresso sono attualmente consultabili nella Seconda Parte dell'Eurocodice 2, il quale riporta valori caratteristici ricavati tramite prove empiriche eseguite in regime stazionario, transitorio o in combinazione di entrambi.

Nonostante le citate normative costituiscano un valido supporto, è possibile e talvolta opportuno ricavare i diagrammi dei legami costitutivi dei vari materiali da indagini sperimentali, riferite alla singola fattispecie, soprattutto in presenza di fattori trascurati nell'analisi dell'Eurocodice, quali, ad esempio, l'azione dei fenomeni di scorrimento viscoso (creep).

Si trattano di seguito le proprietà meccaniche di calcestruzzo, acciaio, muratura e legno lamellare incrociato.

### Calcestruzzo

#### Deformazione termica

Secondo l'Eurocodice 2, la curva di allungamento termico  $\varepsilon_c(\theta)$  del materiale sottoposto all'azione del fuoco, valutato con riferimento alla lunghezza di un provino a 20°C, è funzione della temperatura di esposizione, presenta un primo tratto monotono crescente ed un secondo orizzontale costante, ma assume valori differenti, a seconda della natura degli aggregati presenti al suo interno.

Nel caso di aggregati silicei, la curva di deformazione termica viene definita come:

- $\varepsilon_c(\theta) = -1,8 \cdot 10^{-4} + 9 \cdot 10^{-6} \theta + 2,3 \cdot 10^{-11} \theta^3$  per  $20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 700^\circ\text{C}$ ;
- $\varepsilon_c(\theta) = 14 \cdot 10^{-3}$  per  $20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 700^\circ\text{C}$ ,

dove  $\theta$  è la temperatura raggiunta dal calcestruzzo.

Nel caso di aggregati calcarei, invece, la curva di deformazione termica viene definita come:

- $\varepsilon_c(\theta) = -1,2 \cdot 10^{-4} + 6 \cdot 10^{-6} \theta + 1,4 \cdot 10^{-11} \theta^3$  per  $20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 700^\circ\text{C}$ ;
- $\varepsilon_c(\theta) = 12 \cdot 10^{-3}$  per  $20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 700^\circ\text{C}$ .

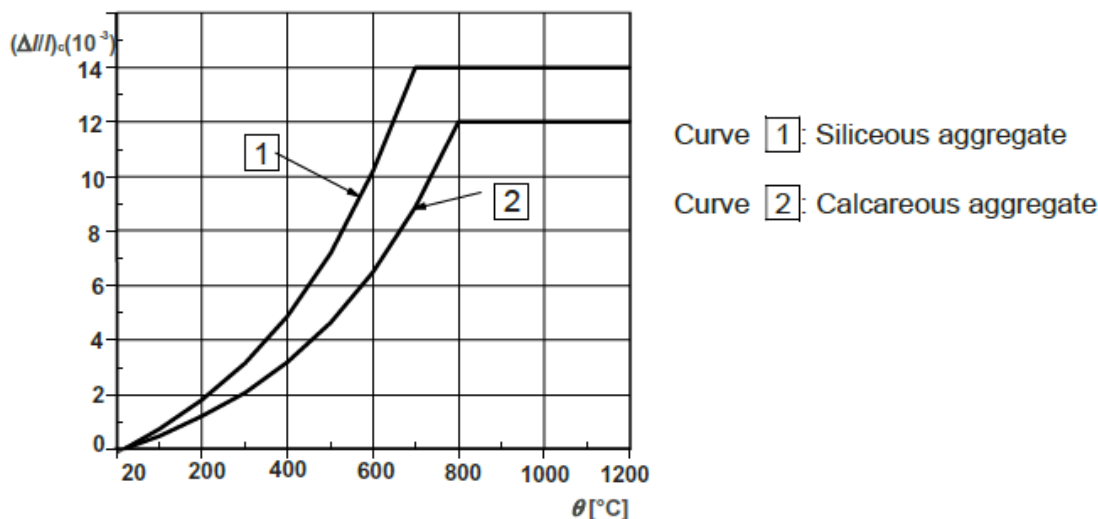


Figura 2.1. Curve di allungamento termico del calcestruzzo sottoposto all'azione delle alte temperature (EN 1991-1-2:2004 + A1:2019 – Eurocode 2: Design of concrete structures– Part 1-2: General rules – Structural fire design).

### Calore specifico

Indipendentemente dalla natura degli aggregati presenti all'interno del materiale in esame, la curva di variazione del calore specifico  $c_p(\theta)$  del calcestruzzo viene descritta nell'Eurocodice 2 da quattro rami principali, ottenuti tramite indagini sperimentali condotte con provini privi del contenuto d'acqua:

- $c_p(\theta) = 900$  per  $20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C}$ ;
- $c_p(\theta) = 900 + (\theta - 100)$  per  $100^\circ\text{C} \leq \theta \leq 200^\circ\text{C}$ ;
- $c_p(\theta) = 1000 + (\theta - 200) / 2$  per  $200^\circ\text{C} \leq \theta \leq 400^\circ\text{C}$ ;
- $c_p(\theta) = 1100$  per  $400^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C}$ ,

dove  $\theta$  è la temperatura di esposizione del materiale.

Tuttavia esistono casi, come mostrato in Figura 2.2, in cui risulta necessario optare per una distinzione tra le curve di calore specifico del calcestruzzo con aggregati silicei e del calcestruzzo con aggregati calcarei, poiché il parametro dell'umidità viene trascurato nel procedimento di calcolo.

Rispetto a quella precedentemente descritta, queste curve presentano un andamento differente nel secondo tratto, caratterizzato da un valore di picco  $c_{p,\text{peak}}$ , situato in un intervallo di temperatura compreso tra i  $100^\circ\text{C}$  ed i  $115^\circ\text{C}$  e definito a seconda del valore percentuale del contenuto d'acqua presente all'interno dei provini:

- $c_{p,\text{peak}} = 90 \text{ J/kgK}$  nel caso di un contenuto d'acqua pari allo 0% in peso;
- $c_{p,\text{peak}} = 1470 \text{ J/kgK}$  nel caso di un contenuto d'acqua pari al 1,5% in peso;
- $c_{p,\text{peak}} = 2020 \text{ J/kgK}$  nel caso di un contenuto d'acqua pari al 3,0% in peso.

Infine, tra i  $115^\circ\text{C}$  ed i  $120^\circ\text{C}$ , la curva acquisisce un andamento monotono decrescente sino all'inizio del terzo tratto, identificato da un valore di calore specifico pari a  $1000 \text{ J/kgK}$ .

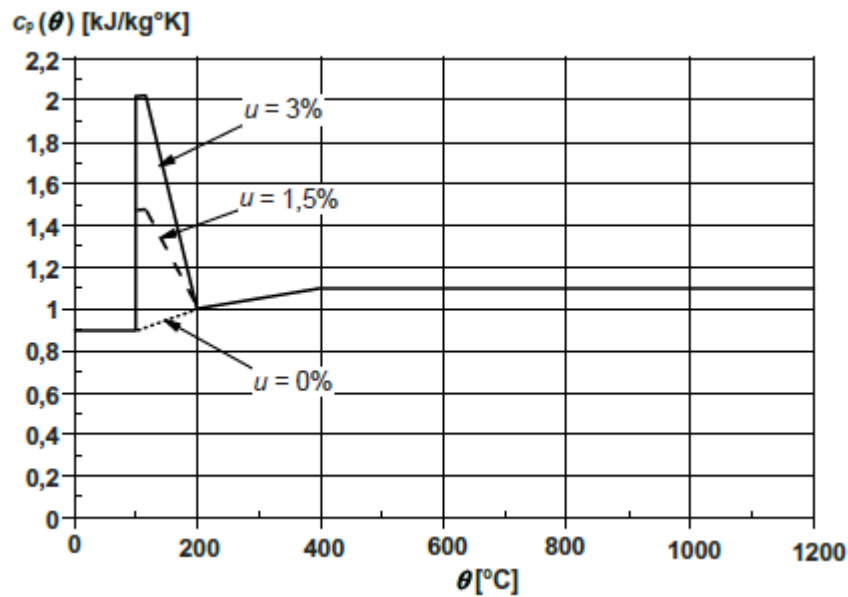


Figura 2.2. Curve di calore specifico  $c_p(\theta)$  di provini di calcestruzzo con aggregati silicei, rappresentate per contenuti d'acqua pari al 3%, al 1,5% ed allo 0% in peso (EN 1991-1-2:2004 + A1:2019 – Eurocode 2: Design of concrete structures– Part 1-2: General rules – Structural fire design).

Il calore specifico di volume  $c_v(\theta)$ , invece, è il prodotto tra  $c_p(\theta)$  e la densità del materiale in esame  $\rho$ , la quale viene definita in funzione della temperatura e dipendentemente dalla variazione del contenuto d'acqua all'interno del provino:

- $\rho(\theta) = \rho(20^\circ\text{C})$  per  $20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 115^\circ\text{C}$ ;
- $\rho(\theta) = \rho(20^\circ\text{C}) \cdot (1 - 0,02) \cdot (\theta - 115) / 85$  per  $20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 115^\circ\text{C}$ ;
- $\rho(\theta) = \rho(20^\circ\text{C}) \cdot (0,98 - 0,03) \cdot (\theta - 200) / 200$  per  $20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 115^\circ\text{C}$ ;
- $\rho(\theta) = \rho(20^\circ\text{C}) \cdot (0,95 - 0,07) \cdot (\theta - 400) / 800$  per  $20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 115^\circ\text{C}$ .

L'Eurocodice 2 propone la rappresentazione grafica della variazione del calore specifico di volume del calcestruzzo con un contenuto d'acqua del 3% in peso ed una densità di  $2300\text{kg/m}^3$ , come mostrato in Figura 2.3.

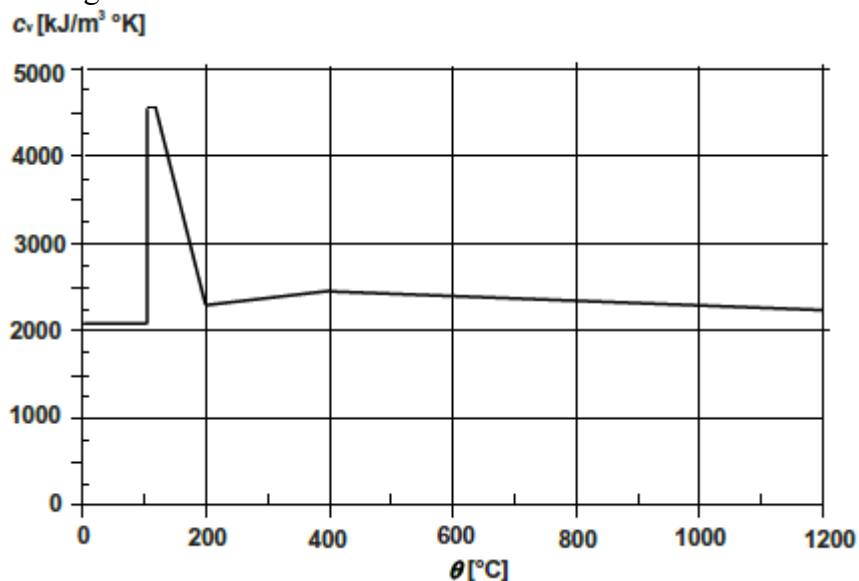


Figura 2.3. Curva di calore specifico  $c_v(\theta)$  di provini di calcestruzzo con aggregati silicei, rappresentata per un contenuto d'acqua pari al 3% in peso (EN 1991-1-2:2004 + A1:2019 – Eurocode 2: Design of concrete structures– Part 1-2: General rules – Structural fire design).

## Conducibilità termica

La conducibilità termica del calcestruzzo  $\lambda_c$  viene rappresentata come funzione della temperatura e delimitata da un limite inferiore ed un limite superiore, rispettivamente identificati dalle espressioni:

- $\lambda_c = 2 - 0,2451 \cdot (\theta/100) + 0,0107 \cdot (\theta/100)^2$  [W/mK] per  $20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C}$ ;
- $\lambda_c = 1,36 - 0,136 \cdot (\theta/100) + 0,0057 \cdot (\theta/100)^2$  [W/mK] per  $20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C}$ .

Le curve dei due limiti di conducibilità termica sopra descritti viene illustrata in Figura 2.4.

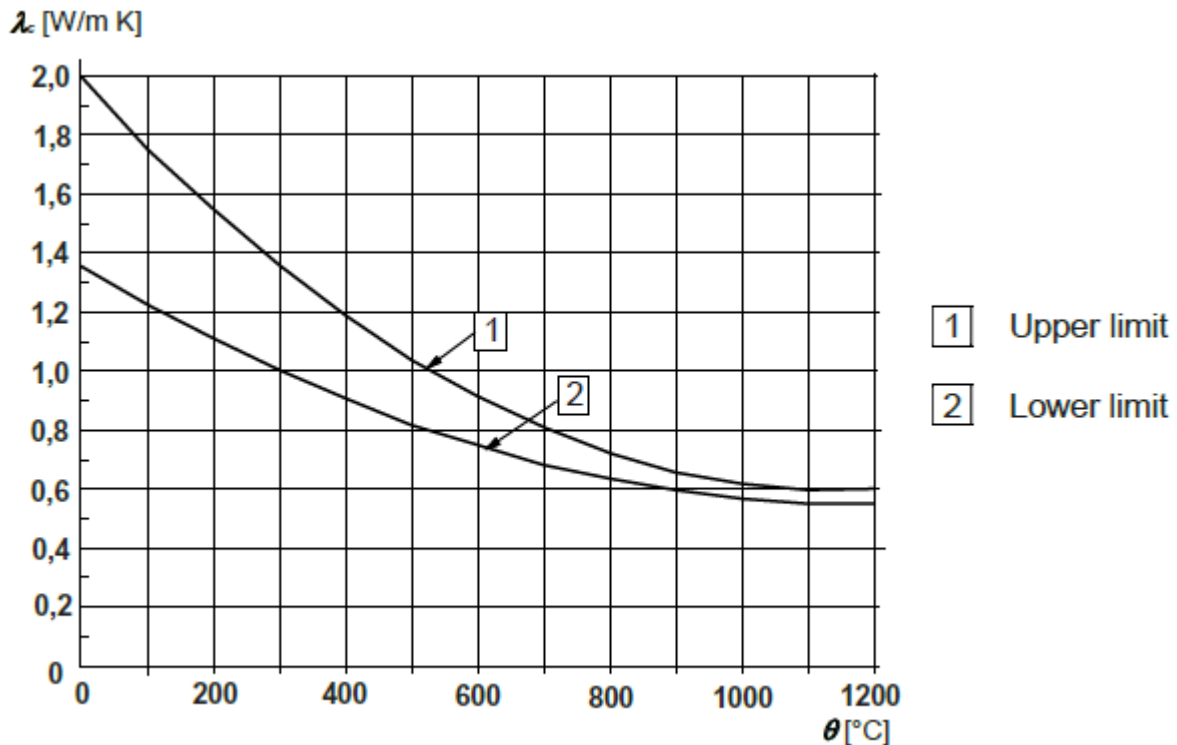


Figura 2.4. Curve del limite superiore ed inferiore di conducibilità termica del calcestruzzo (EN 1991-1-2:2004 + A1:2019 – Eurocode 2: Design of concrete structures– Part 1-2: General rules – Structural fire design).

## Resistenza a compressione

Secondo l'Eurocodice 2, le leggi costitutive vengono fornite a partire dai parametri di resistenza a compressione  $f_{c,\theta}$  e di deformazione  $\epsilon_{c,\theta}$  ad essa corrispondente; tali valori derivano da prove uniassiali a temperatura elevata e sono stati raccolti, in forma tabellare, in funzione della temperatura di esposizione e della natura degli aggregati presenti all'interno del materiale.

Tabella 2.1. Valori dei parametri tenso-deformativi principali per calcestruzzo normopeso (con densità secca tra 2000 e 2600 kg/m<sup>3</sup>) con aggregati silicei o calcarei (EN 1991-1-2:2004 + A1:2019 – Eurocode 2: Design of concrete structures– Part 1-2: General rules – Structural fire design).

Concrete temp. $\theta$ [°C]	Siliceous aggregates			Calcareous aggregates		
	$f_{c,\theta} / f_{ck}$ [-]	$\varepsilon_{c1,\theta}$ [-]	$\varepsilon_{cu1,\theta}$ [-]	$f_{c,\theta} / f_{ck}$ [-]	$\varepsilon_{c1,\theta}$ [-]	$\varepsilon_{cu1,\theta}$ [-]
1	2	3	4	5	6	7
20	1,00	0,0025	0,0200	1,00	0,0025	0,0200
100	1,00	0,0040	0,0225	1,00	0,0040	0,0225
200	0,95	0,0055	0,0250	0,97	0,0055	0,0250
300	0,85	0,0070	0,0275	0,91	0,0070	0,0275
400	0,75	0,0100	0,0300	0,85	0,0100	0,0300
500	0,60	0,0150	0,0325	0,74	0,0150	0,0325
600	0,45	0,0250	0,0350	0,60	0,0250	0,0350
700	0,30	0,0250	0,0375	0,43	0,0250	0,0375
800	0,15	0,0250	0,0400	0,27	0,0250	0,0400
900	0,08	0,0250	0,0425	0,15	0,0250	0,0425
1000	0,04	0,0250	0,0450	0,06	0,0250	0,0450
1100	0,01	0,0250	0,0475	0,02	0,0250	0,0475
1200	0,00	-	-	0,00	-	-

Come mostrato in Figura 2.5, la curva di sforzo-deformazione del calcestruzzo sottoposto all'azione del fuoco è costituita da due rami principali:

- per  $0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{c1,\theta}$  la funzione presenta un andamento crescente, analiticamente descritto dall'espressione  $\frac{3\varepsilon f_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta} (2 + (\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,\theta}})^3)}$ ;
- per  $0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{cu1,\theta}$  la funzione presenta un andamento decrescente, per la definizione del quale risulta possibile l'adozione di modelli matematici sia lineari che non, dipendentemente dalle condizioni in cui si verificano le azioni sul materiale, come specificato anche nella Sezione 3 di EN 1991-1-2 per la simulazione di fenomeni di incendio naturali.

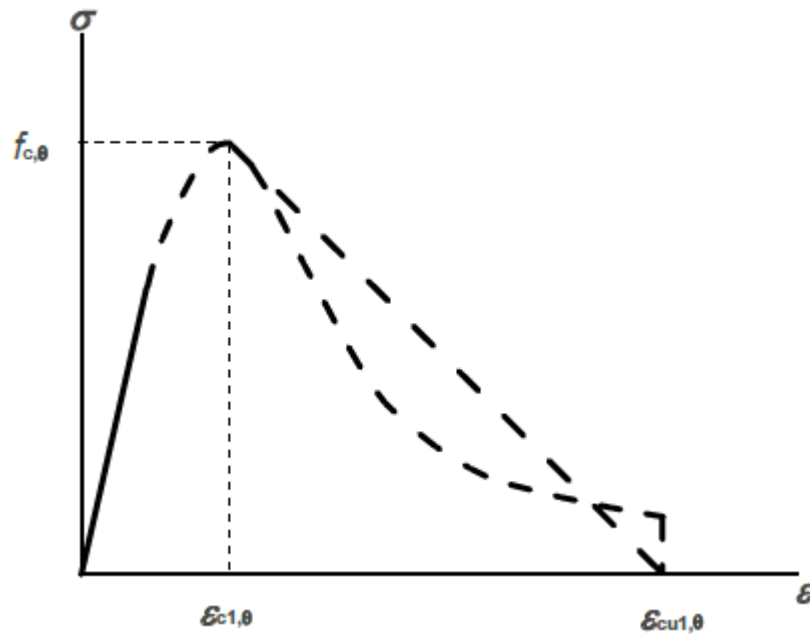


Figura 2.5. Diagramma sforzo – deformazione del comportamento del calcestruzzo a compressione quando esposto all’azione delle alte temperature (EN 1991-1-2:2004 + A1:2019 – Eurocode 2: Design of concrete structures– Part 1-2: General rules – Structural fire design).

### Resistenza a trazione

Sulla base di quanto riportato all’interno dello strumento normativo analizzato, l’esposizione del calcestruzzo all’azione del fuoco comporta, dipendentemente dalla temperatura, una riduzione della resistenza caratteristica a trazione nel tempo, controllata dal coefficiente  $k_{c,t}(\theta)$ :

$$f_{ck,t}(\theta) = k_{c,t}(\theta) \cdot f_{ck,t}$$

Tale coefficiente varia tra 0 e 1 e, come illustrato in Figura 2.6, mostra un andamento dapprima costante ed in seguito decrescente, analiticamente descritto dalle espressioni:

$$k_{c,t}(\theta) = 1,0 \quad \text{per } 20^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 100^{\circ}\text{C};$$

$$k_{c,t}(\theta) = 1,0 - 1,0 \cdot (\theta - 100) / 500 \quad \text{per } 20^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 600^{\circ}\text{C}.$$

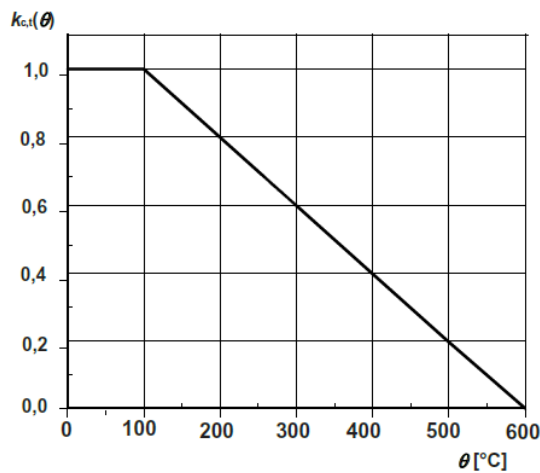


Figura 2.6. Diagramma del coefficiente  $k_{c,t}(\theta)$  di diminuzione della resistenza a trazione per il calcestruzzo sottoposto all’azione delle alte temperature (EN 1991-1-2:2004 + A1:2019 – Eurocode 2: Design of concrete structures– Part 1-2: General rules – Structural fire design).



Un ulteriore esempio di analisi sperimentale volta ad analizzare le proprietà meccaniche del calcestruzzo è stato proposto da Daniel Paul Thanaraj, N.Anand, G. Prince Arulraj ed Ehab Zalok. Tale indagine ha permesso di esaminare i fenomeni di fessurazione e di sviluppare una relazione analitica che intercorre tra la perdita di resistenza ed il rapporto acqua-cemento all'interno di 756 provini di calcestruzzo appartenenti a sette classi di resistenza differenti, quali M20, M25, M30, M35, M40, M45 e M50, esposti all'azione del fuoco.

#### Procedura sperimentale

I provini di calcestruzzo impiegati nell'indagine, travi, cubici o cilindrici, sono costituiti da cemento Portland conforme alla Normativa indiana IS:12269 (2013), sabbia naturale di fiume come aggregato fine, conforme alla Normativa indiana IS:383 (1970), pietra di granito schiacciata di diametro massimo pari a 20 mm come aggregato grossolano ed acqua per la miscelazione e la polimerizzazione; è stato inoltre utilizzato un superfluidificante nelle miscele di calcestruzzo M40 e M50, al fine di garantire la lavorabilità necessaria del materiale.

*Tabella 2.2. Proprietà dei materiali impiegati nell'indagine sperimentale (Daniel Paul Thanaraj, N. Anad, G. Prince Arulraj, Ehab Zalok (2019) Post-fire damage assessment and capacity based modelling of concrete exposed to elevated temperature).*

Material	Density (kg/m <sup>3</sup> )	Specific gravity
Cement	1438	3.15
Fine aggregate	1620	2.70
Coarse aggregate	1800	2.96

*Tabella 2.3. Proporzioni del mix design di composizione dei campioni di calcestruzzo impiegati nell'indagine sperimentale (Daniel Paul Thanaraj, N. Anad, G. Prince Arulraj, Ehab Zalok (2019) Post-fire damage assessment and capacity based modelling of concrete exposed to elevated temperature).*

Material	M20	M25	M30	M35	M40	M45	M50
Cement (kg/m <sup>3</sup> )	325	355	383	398	414	439	464
Fine aggregate (kg/m <sup>3</sup> )	853	827	801	802	803	787	771
Coarse aggregate (kg/m <sup>3</sup> )	1039	1040	1041	1098	1156	1150	1144
w/c ratio	0.59	0.54	0.5	0.44	0.37	0.35	0.33
Water reducing admixture (l/m <sup>3</sup> )	–	–	–	–	4.97	5.27	5.57

M20: Concrete with higher w/c ratio; M50: concrete with lower w/c ratio.

Conformemente agli intervalli temporali indicati nel grafico della Curva Nominale Standard ISO 834, i provini impiegati nell'esperimento sono stati sottoposti a temperature comprese tra i 718°C ed i 1133°C e monitorate tramite termocoppie di tipo K, all'interno di un forno elettrico computerizzato mostrato, di dimensioni 700x400x400 mm e potenza pari a 100 kW. Come rappresentato in Figura 2.7, i campioni di materiale sono stati in un primo momento esposti a cicli di raffreddamento a temperatura ambiente e successivamente a controlli visivi, volti a stimare i danni da fuoco e la perdita in peso.

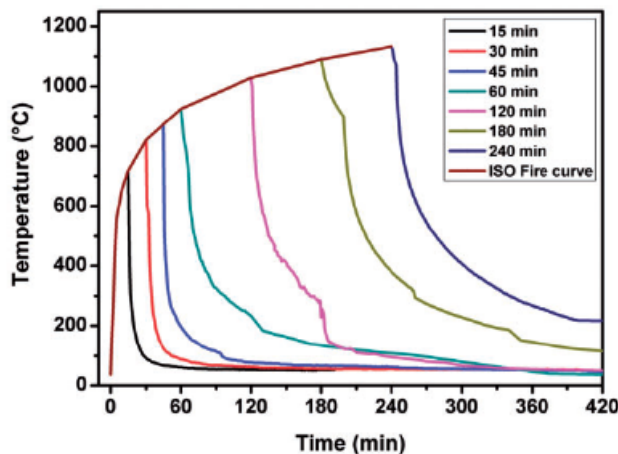


Figura 2.7. Diagramma dei cicli di raffreddamento dei campioni (Daniel Paul Thanaraj, N. Anad, G. Prince Arulraj, Ehab Zalok (2019) *Post-fire damage assessment and capacity based modelling of concrete exposed to elevated temperature*).

## Risultati e discussione

### Resistenza a compressione

Come mostrato in Figura 2.8, è possibile valutare la resistenza a compressione residua dei campioni di calcestruzzo esposti alle alte temperature, suddividendo il grafico in tre macroregioni, comprese tra 0 e 15 minuti, 15 e 30 minuti e 30 e 240 minuti.

Nel primo quarto d'ora di esposizione alla temperatura di 718°C si osserva una diminuzione della resistenza compresa tra il 6,8% ed il 21,5%. L'ampiezza di questo fenomeno, responsabile a sua volta dei primi fenomeni di micro-fessurazione della pasta cementizia, dipende dalla quantità di acqua presente, in rapporto al cemento, all'interno dei provini delle varie classi di calcestruzzo prese in esame: essa, infatti, è contenuta all'interno del materiale non riscaldato sia in forma interstiziale che di legame nei silicati idrati di calcio e nell'idrossido di calcio  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  ed evapora durante il riscaldamento, liberando i pori ed indebolendo la struttura interna.

In seguito all'incremento di resistenza a compressione tra 718°C e 821°C che caratterizza la seconda macroregione, dopo 30 minuti si osserva un sensibile decremento della stessa compreso tra il 4,6% ed il 7,4%: anche in questo caso la proporzione tra la quantità di acqua e quella di cemento gioca un ruolo fondamentale nel livello di prestazione del materiale, in quanto i provini con classe di calcestruzzo più elevata, quindi con rapporto acqua-cemento minore come M40 e M50, non risentono di sensibili cambiamenti nel comportamento. Questo fenomeno, già riscontrato negli studi di Piasta nel 1984, si deve all'azione del vapore acqueo che si sviluppa nella fase di riscaldamento, il quale, esercitando pressione sulla pasta cementizia al fine di spostarsi verso la superficie esterna del provino, innesca un processo di idratazione secondaria, o di autoclave, favorendo minimi aumenti in resistenza del calcestruzzo.

Dopo i primi 30 minuti di esposizione all'azione del fuoco tutti i campioni delle varie classi di calcestruzzo subiscono una graduale e rilevante perdita di resistenza a compressione, graficamente rappresentata dai rami decrescenti delle curve. Cambiamenti ancor più significativi si riscontrano a 120 minuti dall'inizio della prova, quando la pasta cementizia comincia a perdere una parte delle sue proprietà; infine, dopo 240 minuti i silicati idrati di calcio si scompongono del tutto e si assiste alla completa trasformazione della struttura cristallina degli aggregati lapidei.

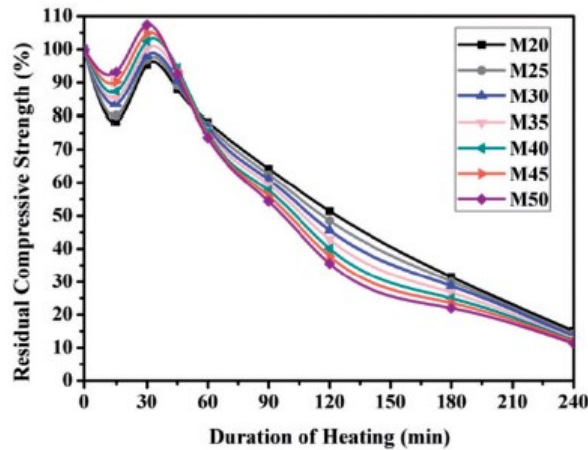


Figura 2.8. Resistenza a compressione residua dei campioni di calcestruzzo in seguito all'esposizione al fuoco (Daniel Paul Thanaraj, N. Anad, G. Prince Arulraj, Ehab Zalok (2019) Post-fire damage assessment and capacity based modelling of concrete exposed to elevated temperature).

Alla luce delle precedenti considerazioni è stato possibile formulare quattro relazioni in grado di determinare il valore di resistenza a compressione residua delle diverse classi di calcestruzzo:

$$\bullet \quad f_{ck(t)} = A \cdot f_{ck(0)}, \quad 60 \leq t \leq 120, \quad 20 \leq f_{ck} \leq 50; \quad (2.1)$$

$$\bullet \quad f_{ck(t)} = B \cdot f_{ck(0)}, \quad 30 \leq t \leq 60, \quad 20 \leq f_{ck} \leq 50; \quad (2.2)$$

$$\bullet \quad f_{ck(t)} = C \cdot f_{ck(0)}, \quad 15 \leq t \leq 30, \quad 20 \leq f_{ck} \leq 50; \quad (2.3)$$

$$\bullet \quad f_{ck(t)} = D \cdot f_{ck(0)}, \quad 0 \leq t \leq 15, \quad 20 \leq f_{ck} \leq 50, \quad (2.4)$$

dove

$f_{ck(t)}$  è la resistenza a compressione residua del calcestruzzo valutata al tempo  $t$ ;

$f_{ck(0)}$  è la resistenza a compressione al tempo di esposizione  $t = 0$ , espressa in  $N/mm^2$ .

Inoltre A, B, C, D sono costanti pari a:

$$\bullet \quad A = 1,012976 - \frac{0,339 t}{100} + \frac{0,207632 f_{ck}}{100} - \frac{0,5951 f_{ck}}{100} \cdot \frac{t}{100};$$

$$\bullet \quad B = 0,87213 - \frac{0,1057 t}{100} + \frac{1,0747 f_{ck}}{100} - \frac{0,02033 f_{ck}}{100} \cdot \frac{t}{100};$$

$$\bullet \quad C = 0,5361 - \frac{1,0123 t}{100} + \frac{0,4945 f_{ck}}{100} - \frac{0,0966 f_{ck}}{100} \cdot \frac{t}{100};$$

$$\bullet \quad D = 1 - \frac{2,0805 t}{100} + \frac{0,03196 f_{ck}}{100} \cdot \frac{t}{100}.$$

### Resistenza a trazione

Rispetto a quanto stabilito all'interno dell'Eurocodice, il seguente studio attribuisce un'importanza fondamentale alla perdita di resistenza a trazione, identificata come causa principale dei fenomeni di fessurazione e spalling nel calcestruzzo.

Analogamente all'indagine precedente, i provini delle diverse classi di materiale sono stati esposti all'azione delle temperature elevate per gli intervalli temporali previsti dalla curva

nominale standard ISO 834 e, come mostrato in Figura 2.9, i dati sperimentali sono stati raccolti all'interno di un grafico che mostra la resistenza residua a trazione dei campioni in relazione alla durata dell'indagine:

- dopo 15 minuti alla temperatura di 718°C si registrano una perdita di resistenza del 19% nei provini di calcestruzzo M20 ed una del 31% nei provini M50;
- dopo 45 minuti alla temperatura di 873°C si registrano una perdita di resistenza del 40% nei provini di calcestruzzo M20 ed una del 61% nei provini M50;
- dopo 240 minuti alla temperatura di 1133°C si registrano una perdita di resistenza del 88% nei provini di calcestruzzo M20 ed una del 92% nei provini M50.

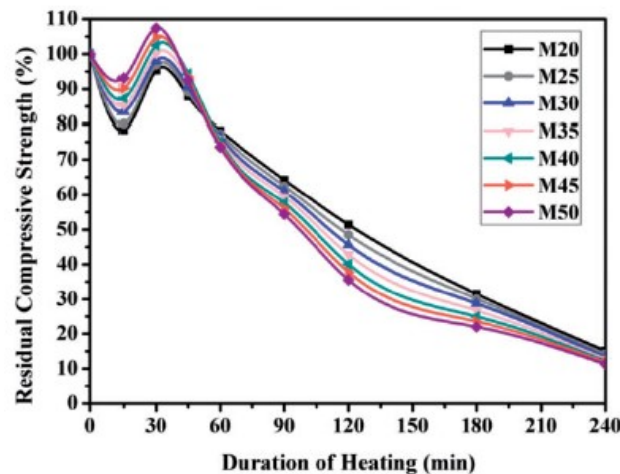


Figura 2.9. Resistenza a trazione residua dei campioni di calcestruzzo in seguito all'esposizione al fuoco (Daniel Paul Thanaraj, N. Anad, G. Prince Arulraj, Ehab Zalok (2019) Post-fire damage assessment and capacity based modelling of concrete exposed to elevated temperature).

Alla luce delle precedenti considerazioni è stato possibile formulare quattro relazioni in grado di determinare il valore di resistenza a trazione residua delle diverse classi di calcestruzzo:

$$\bullet \quad f_{ct(t)} = A \cdot f_{ct(0)}, \quad 60 \leq t \leq 120, \quad 20 \leq f_{ck} \leq 50; \quad (2.5)$$

$$\bullet \quad f_{ct(t)} = B \cdot f_{ct(0)}, \quad 15 \leq t \leq 60, \quad 20 \leq f_{ck} \leq 50; \quad (2.6)$$

$$\bullet \quad f_{ct(t)} = C \cdot f_{ct(0)}, \quad 0 \leq t \leq 15, \quad 20 \leq f_{ck} \leq 50, \quad (2.7)$$

dove

$f_{ct(t)}$  è la resistenza a trazione residua del calcestruzzo valutata al tempo  $t$ ;

$f_{ct(0)}$  è la resistenza a trazione al tempo di esposizione  $t = 0$ , espressa in  $N/mm^2$ .

Inoltre A, B e C sono costanti pari a:

$$\bullet \quad A = 1,1483 - \frac{0,666 t}{100} - \frac{0,2535 f_{ck}}{100} - \left( (0,2089 + \frac{0,02033 f_{ck}}{100}) \cdot (1,992 - 0,0166 t) \right);$$

$$\bullet \quad B = 1,2398 - \frac{1,166 t}{100} - \frac{0,4615 f_{ck}}{100} - \left( (0,0991 + \frac{0,15 f_{ck}}{100}) \cdot (1,332 - 0,0222 t) \right);$$

$$\bullet \quad C = 1 - \frac{0,565 t}{100} - \frac{0,0307 f_{ck}}{100} \cdot \frac{t}{100}.$$

Come si può notare dalla Tabella 2.4, i campioni di calcestruzzo resistono quasi sempre meglio a compressione, in quanto l'aumento delle temperature ha un considerevole impatto sul fenomeno di evaporazione dell'acqua interstiziale e di legame all'interno del materiale e di conseguenza sul quadro fessurativo dei provini che, come accennato in precedenza, è possibile valutare tramite un'iniziale ispezione visiva a raffreddamento completato. In seguito a questo tipo di controllo si procede con la misurazione della larghezza delle crepe tramite l'utilizzo di un Elcometer, un microscopio di misura diretto che permette la misurazione dello spessore di rivestimenti presenti su elementi metallici.

*Tabella 2.4. Confronto tra la resistenza a compressione, a trazione ed a flessione dei campioni impiegati nell'indagine sperimentale (Daniel Paul Thanaraj, N. Anad, G. Prince Arulraj, Ehab Zalok (2019) Post-fire damage assessment and capacity based modelling of concrete exposed to elevated temperature).*

Mechanical strength	Mix	15 min	30 min	60 min	120 min	180 min	240 min
Percentage residual compressive strength	M20	78.41	95.35	78.24	51.42	31.46	15.14
	M30	83.51	98.09	76.48	45.60	28.75	13.41
	M40	87.35	102.45	75.16	40.07	24.98	12.32
	M50	93.11	107.40	73.58	35.53	22.02	11.38
Percentage residual tensile strength	M20	81.45	70.16	46.77	30.65	20.56	11.69
	M30	78.15	65.23	40.31	27.38	17.85	9.85
	M40	72.25	59.57	35.17	24.40	15.07	9.09
	M50	68.92	54.98	31.08	22.31	13.55	8.17
Percentage residual flexural strength	M20	86.04	62.45	34.21	18.61	0	0
	M30	79.80	53.63	25.69	13.12	0	0
	M40	69.06	45.76	18.85	8.68	0	0
	M50	52.27	36.36	13.96	3.73	0	0

In Figura 2.10, inoltre, viene mostrato l'aspetto dei campioni di calcestruzzo:

- fino a 30 minuti, alla temperatura di esposizione di 821°C, non vengono riscontrati effetti visibili sulla superficie dei campioni, i quali iniziano a manifestarsi dopo un'ora, alla temperatura di 925°C;
- tra i 120 ed i 180 minuti, per un range di temperatura compreso tra i 1080°C ed i 1090°C, si osserva un rilevante quadro fessurativo;
- al termine dei 240 minuti ed alla temperatura di 1133°C i campioni di materiale appaiono completamente slegati e decomposti.

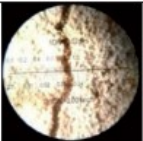
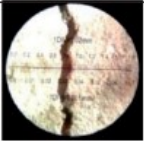
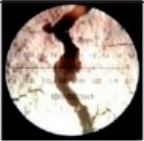
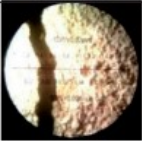

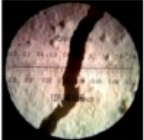

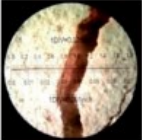
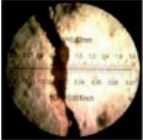

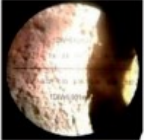

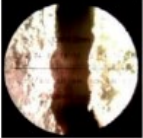
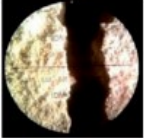

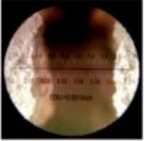
Grade of Concrete/ Duration of Heating	M20	M30	M40	M50
60 min				
120 min				
180 min				
240 min				

Figura 2.10. Quadro fessurativo dei provini esposti alle temperature elevate (Daniel Paul Thanaraj, N. Anad, G. Prince Arulraj, Ehab Zalok (2019) *Post-fire damage assessment and capacity based modelling of concrete exposed to elevated temperature*).

Oltre alla formazione di fessure, tuttavia, con l'evaporazione dell'acqua interstiziale e di legame, in un intervallo temporale di esposizione compreso tra i 60 ed i 120 minuti alle temperature elevate, la struttura del calcestruzzo si modifica e si riduce, mentre il vapore esercita tensione sulla pasta cementizia, inducendo lo sviluppo, talvolta, di fenomeni di spalling esplosivo, durante i quali si assiste alla separazione, ad alta velocità, di una porzione di calcestruzzo dal copriferro dell'elemento. Per questo motivo, i principali responsabili dell'evento risultano essere la densità del materiale ed il grado di umidità al suo interno: come mostrato in Figura 2.11, i campioni di calcestruzzo maggiormente interessati dal fenomeno di spalling sono quelli più densi, cioè con classe di resistenza elevata (M50) ed un rapporto acqua-cemento basso, contrariamente a quelli di classe inferiore (M20), caratterizzati da maggiore porosità.

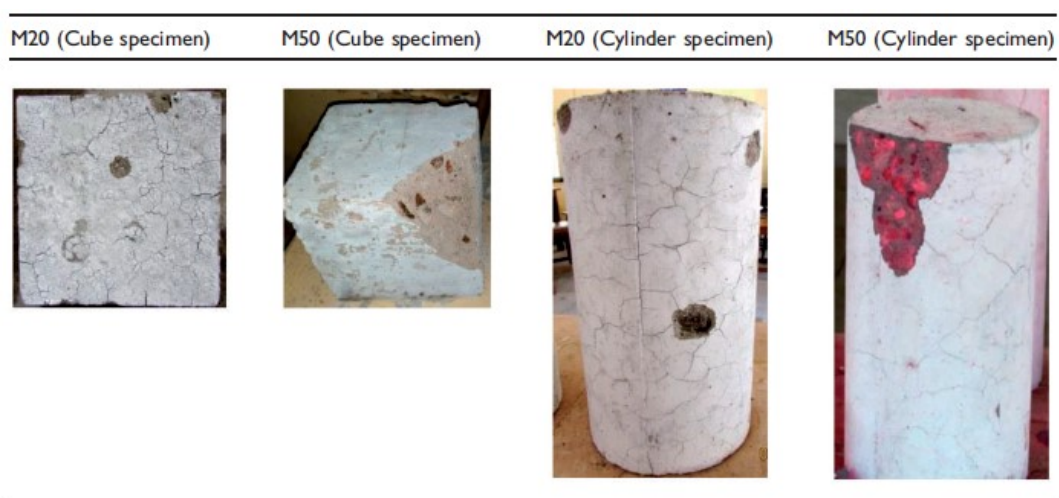


Figura 2.11. Campioni di calcestruzzo interessati dal fenomeno di spalling (Daniel Paul Thanaraj, N. Anad, G. Prince Arulraj, Ehab Zalok (2019) *Post-fire damage assessment and capacity based modelling of concrete exposed to elevated temperature*).

## Resistenza a flessione

Come per le due precedenti prove condotte nell'indagine sperimentale proposta, al fine di determinare la resistenza a flessione residua, i campioni di calcestruzzo delle varie classi sono stati inizialmente esposti all'azione del fuoco per gli intervalli temporali previsti dalla Curva Nominale Standard ISO 834 e sottoposti, in seguito, al ciclo di completo raffreddamento.

Analogamente alle curve del grafico della resistenza a trazione residua, quelle mostrate in Figura 2.12 mostrano un andamento decrescente:

- fino a 15 minuti alla temperatura di 718°C si registrano una perdita di resistenza del 13% nei provini di calcestruzzo M20 ed una del 47% nei provini M50;
- oltre i 60 minuti alla temperatura di 925°C si registrano una perdita di resistenza del 65% nei provini di calcestruzzo M20 ed una del 86% nei provini M50;
- tra i 60 ed i 120 minuti si assiste ad un ulteriore decremento della resistenza flessionale, la quale arriva a rasentare lo 0 al raggiungimento dei 240 minuti alla temperatura di 1133°C.

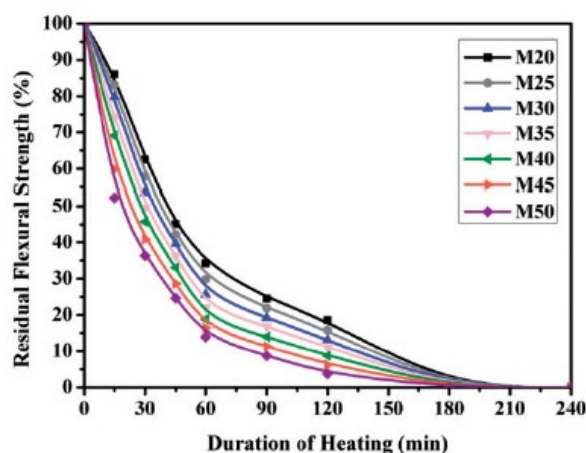


Figura 2.12. Resistenza a flessione residua dei campioni di calcestruzzo in seguito all'esposizione al fuoco (Daniel Paul Thanaraj, N. Anad, G. Prince Arulraj, Ehab Zalok (2019) Post-fire damage assessment and capacity based modelling of concrete exposed to elevated temperature).

Anche in questo caso, la combinazione tra le temperature di esposizione, la classe di resistenza dei provini di calcestruzzo ed il rapporto tra la quantità di acqua e di cemento al loro interno è responsabile dell'esito della prova: pur in termini meno gravosi rispetto a quanto accaduto per la resistenza a compressione, nei campioni di calcestruzzo più densi (classe M40 – M50) l'evaporazione dell'acqua porta all'indurimento della pasta cementizia, conferendo al materiale un comportamento più fragile e, di conseguenza, una maggiore probabilità di sviluppo di fessure ed una significativa perdita di flessibilità.

Ancora una volta è stato possibile stabilire una relazione empirica in grado di determinare la resistenza flessionale residua nelle diverse tipologie di calcestruzzo che sono state esaminate:

$$\bullet \quad f_{cr(t)} = A \cdot f_{cr(0)}, \quad 60 \leq t \leq 120, \quad 20 \leq f_{ck} \leq 50; \quad (2.8)$$

$$\bullet \quad f_{cr(t)} = B \cdot f_{cr(0)}, \quad 15 \leq t \leq 60, \quad 20 \leq f_{ck} \leq 50; \quad (2.9)$$

$$\bullet \quad f_{cr(t)} = C \cdot f_{cr(0)}, \quad 0 \leq t \leq 15, \quad 20 \leq f_{ck} \leq 50, \quad (2.10)$$

dove

$f_{cr(t)}$  è la resistenza a flessione residua del calcestruzzo valutata al tempo  $t$ ;

$f_{cr(0)}$  è la resistenza a flessione al tempo di esposizione  $t = 0$ , espressa in  $N/mm^2$ .

Inoltre A, B e C sono costanti pari a:

- $A = 1,2389 - \frac{0,805 t}{100} - \frac{0,4695 f_{ck}}{100} - \left( \left( 0,3262 + \frac{0,117 f_{ck}}{100} \right) \cdot (1,992 - 0,0166 t) \right)$ ;
- $B = 1,3296 - \frac{1,5 t}{100} - \frac{0,5865 f_{ck}}{100} - \left( \left( \frac{0,79 f_{ck}}{100} - 0,1164 \right) \cdot (1,332 - 0,0222 t) \right)$ ;
- $C = 1 + 0,01468 t - \frac{0,09167 f_{ck}}{100} \cdot \frac{t}{100}$ .

Successivamente alla prova di resistenza a flessione, come mostrato in Figura 2.13, è stata valutata la scorrevolezza dei campioni di calcestruzzo, ovvero il rapporto tra l'area della sezione trasversale degli aggregati rotti ed integri, i quali subiscono una graduale separazione dalla pasta cementizia con l'aumento progressivo delle temperature di esposizione:

- per intervalli di riscaldamento uguali o inferiori ai 15 minuti alla temperatura di 718°C, il restringimento della pasta cementizia dovuto all'evaporazione dell'acqua interstiziale e di legame conduce a livelli di scorrevolezza molto bassi;
- per intervalli di riscaldamento compresi tra i 15 ed i 60 si assiste ad un progressivo aumento della scorrevolezza e, rimanendo all'interno del range di 45 minuti, il colore all'interfaccia della sezione di rottura si mantiene uguale a quello della superficie del campione;
- per intervalli di riscaldamento superiori ai 60 minuti ed alla temperatura di 925°C, si ha nuovamente un decremento di scorrevolezza e di energia di fratturazione tra aggregati e pasta cementizia.

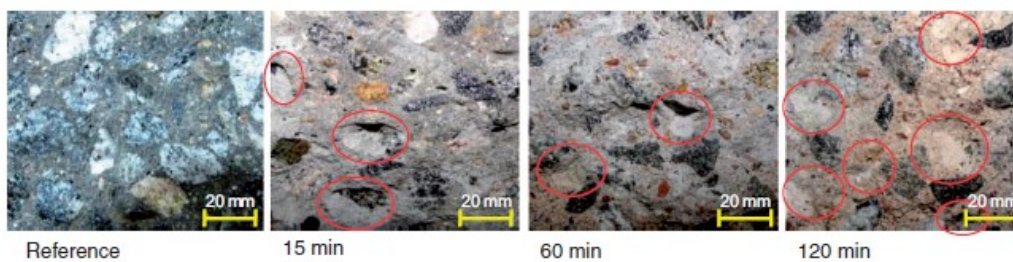


Figura 2.13. Valutazione della scorrevolezza su campioni di dimensioni 100x100 [mm] sottoposti all'azione del fuoco (Daniel Paul Thanaraj, N. Anad, G. Prince Arulraj, Ehab Zalok (2019) Post-fire damage assessment and capacity based modelling of concrete exposed to elevated temperature).

Comportamento tenso-deformativo (legame  $\sigma$ - $\epsilon$ )

Analogamente a quanto compreso durante le verifiche di resistenza, i fattori determinanti del quadro deformativo dei campioni di calcestruzzo sono il rapporto acqua-cemento e la durata di esposizione alle temperature elevate.



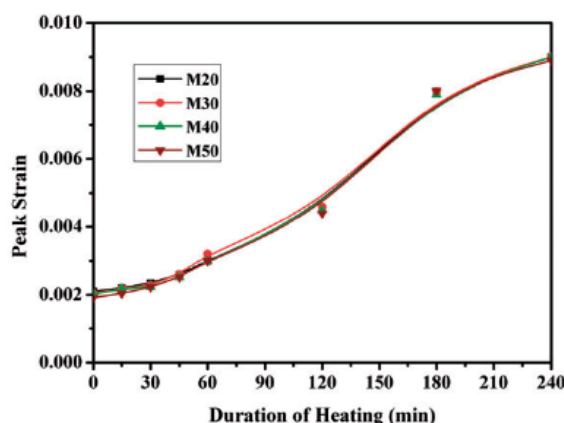


Figura 2.14. Comportamento deformativo dei campioni di calcestruzzo in seguito all'esposizione al fuoco (Daniel Paul Thanaraj, N. Anad, G. Prince Arulraj, Ehab Zalok (2019) *Post-fire damage assessment and capacity based modelling of concrete exposed to elevated temperature*).

Durante la fase iniziale di esposizione al fuoco si verificano dilatazioni volumetriche degli aggregati e della pasta cementizia che comportano lo sviluppo di forze di compressione, i quali, con l'aumentare del tempo, vengono sostituiti da altri di trazione, per via della scomposizione dei silicati idrati di calcio e del  $\text{Ca(OH)}_2$ , tale da favorire l'estensione di fenomeni di fessurazione e la riduzione significativa dell'area efficace.

La Figura 2.15 riporta le curve di comportamento tenso-deformativo dei campioni di calcestruzzo appartenenti alle diverse classi di resistenza ed esposti ai differenti intervalli temporali; si osserva che con lo scorrere del tempo, il picco tensionale si sposta verso destra ed il modulo elastico diminuisce sensibilmente, come mostrato in figura. Nello specifico:

- fino a 45 minuti le curve si presentano sempre rivolte verso il basso, a causa dello sviluppo delle prime fessurazioni causate dall'evaporazione dell'acqua interstiziale e chimicamente legata;
- tra i 45 ed i 60 minuti si assiste ad una generale diminuzione della tensione massima e dell'area sottesa dalle curve di sforzo-deformazione;
- a 60 minuti dall'inizio dell'esposizione al fuoco, le curve mostrano nel tratto iniziale un andamento prettamente lineare ed un flesso nel secondo, fenomeno dovuto alla chiusura delle fessure;
- tra i 180 ed i 240 minuti di esposizione, infine, le curve si presentano una forma maggiormente appiattita rispetto alle precedenti.

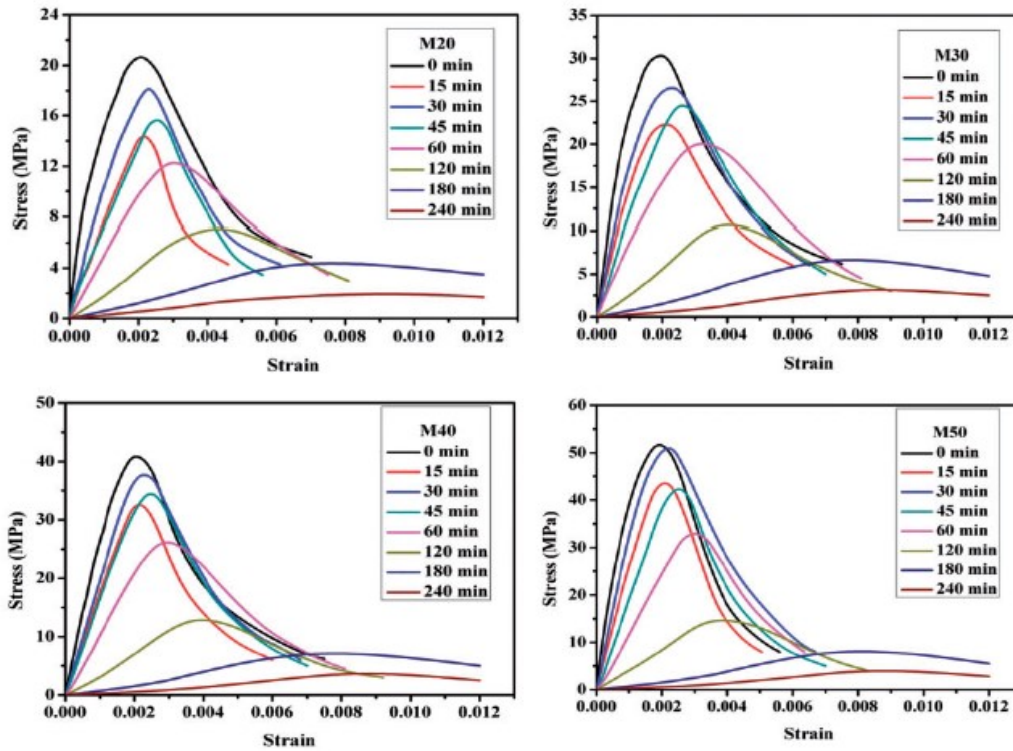


Figura 2.15. Comportamento tenso-deformativo (legame  $\sigma$ - $\varepsilon$ ) dei campioni di calcestruzzo in seguito all'esposizione al fuoco (Daniel Paul Thanaraj, N. Anad, G. Prince Arulraj, Ehab Zalok (2019) Post-fire damage assessment and capacity based modelling of concrete exposed to elevated temperature).

Inoltre, così come per la valutazione delle proprietà meccaniche residuali, è stato possibile formulare relazioni in grado di descrivere l'andamento delle curve di sforzo-deformazione per i provini appartenenti alle diverse classi di calcestruzzo esposti alle alte temperature negli intervalli temporali previsti:

- tra 0 e 30 minuti il comportamento tenso-deformativo dei campioni di calcestruzzo è descritto dalle equazioni

$$\frac{\sigma}{\sigma_p} = \begin{cases} a \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_p} \right)^2 + b \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_p} \right) - 0,018, & \varepsilon \leq \varepsilon_p \\ c \left( -0,068 \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_p} \right)^4 + 0,595 \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_p} \right)^3 - 1,716 \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_p} \right)^2 + 1,435 \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_p} \right) + 0,76 \right), & \varepsilon > \varepsilon_p \end{cases} \quad (2.11)$$

- tra 45 e 60 minuti il comportamento tenso-deformativo dei campioni di calcestruzzo è descritto dalle equazioni

$$\frac{\sigma}{\sigma_p} = \begin{cases} \left( -0,798 \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_p} \right)^3 + \frac{0,786}{t} \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_p} \right)^2 + \frac{1,015}{t} \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_p} \right) \right) t, & \varepsilon \leq \varepsilon_p \\ t \left( -\frac{0,313}{t} \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_p} \right)^4 + \frac{2,378}{t} \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_p} \right)^3 - \frac{6,233}{t} \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_p} \right)^2 + \frac{6,058}{t} \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_p} \right) - \frac{0,881}{t} \right), & \varepsilon > \varepsilon_p \end{cases} \quad (2.12)$$

- tra 120 e 140 minuti il comportamento tenso-deformativo dei campioni di calcestruzzo è descritto dalle equazioni

$$\frac{\sigma}{\sigma_p} = \begin{cases} \left( -\frac{1,433}{t} \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_p} \right)^3 + \frac{2,183}{t} \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_p} \right)^2 + \frac{0,246}{t} \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_p} \right) \right) t, & \varepsilon \leq \varepsilon_p \\ t \left( -\frac{0,79}{t} \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_p} \right)^4 + \frac{5,636}{t} \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_p} \right)^3 - \frac{14,52}{t} \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_p} \right)^2 + \frac{15,32}{t} \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_p} \right) - \frac{4,649}{t} \right), & \varepsilon \geq \varepsilon_p \end{cases} \quad (2.13)$$

Dove a, b e c sono valori costanti calcolati come

$$a = \frac{45,36}{450} (t) - \frac{1,512}{450} (t)^2 - \frac{22,68}{225} (t) + \frac{0,756}{225} (t)^2 - 0,756;$$

$$b = -\frac{107,45}{450} (t) + \frac{3,582}{450} (t)^2 + \frac{53,73}{225} (t) - \frac{1,791}{225} (t)^2 - 1,791;$$

$$c = -\frac{60}{450} (t) + \frac{2}{450} (t)^2 + \frac{30}{225} (t) - \frac{1}{225} (t)^2 + 1.$$

Perdita di peso

Come esposto in precedenza, l'evaporazione dell'acqua presente all'interno del calcestruzzo gioca un ruolo fondamentale nel comportamento del materiale quando viene esposto al fuoco; la Figura 2.16 mostra la perdita di peso subita dai campioni appartenenti alle classi di resistenza M20, M30, M40 e M50 durante lo svolgimento della prova:

- fino a 15 minuti ed alla temperatura di 718°C la perdita di peso dei campioni viene considerata trascurabile, in quanto il processo di evaporazione non si innesca fino a quel momento;
- tra 15 e 60 minuti, nell'intervallo di temperature compreso tra i 718°C ed i 925°C, l'inclinazione del primo tratto crescente delle curve suggerisce la presenza di una maggiore quantità di acqua, interstiziale o di legame, soggetta ad evaporazione. La perdita di peso percentuale del calcestruzzo M20 ammonta al 5,47% ed al 4,55% nel calcestruzzo M50;
- per intervalli compresi tra i 60 ed i 180 minuti, il tratto quasi piatto delle curve si deve al preponderante sviluppo di scomposizione del  $(Ca(OH)_2)$  e dei silicati idrati di calcio;
- a 240 minuti ed alla temperatura di 1133°C la perdita di peso percentuale del calcestruzzo M20 ammonta al 9,56% ed al 13,16% nel calcestruzzo M50.

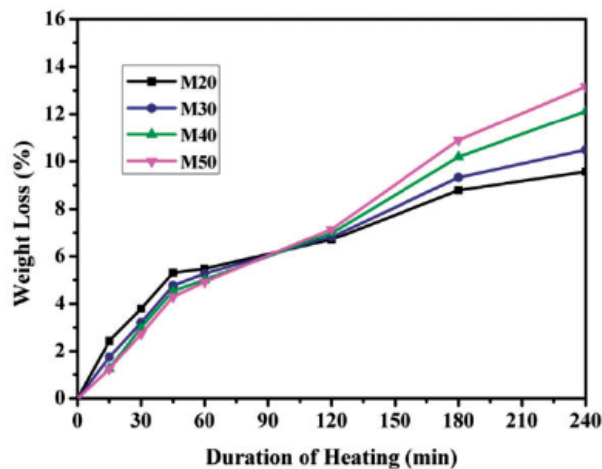


Figura 2.16. Perdita in peso registrata nei campioni di calcestruzzo in seguito all'esposizione al fuoco (Daniel Paul Thanaraj, N. Anad, G. Prince Arulraj, Ehab Zalok (2019) Post-fire damage assessment and capacity based modelling of concrete exposed to elevated temperature).

## Indagine SEM

In ultima analisi, sono state condotte analisi tramite l'utilizzo di un microscopio a scansione elettronica (SEM) su alcuni campioni di materiale raffreddato, le quali sono state in grado di mostrarne i principali cambiamenti morfologici, come illustrato in Figura 2.17: fino a 60 minuti di esposizione al fuoco il calcestruzzo mostra una struttura interna pressoché compatta; in seguito si presenta un leggero quadro fessurativo iniziale che diventa gradualmente più rilevante sino al raggiungimento dei 1133° a 240 minuti.

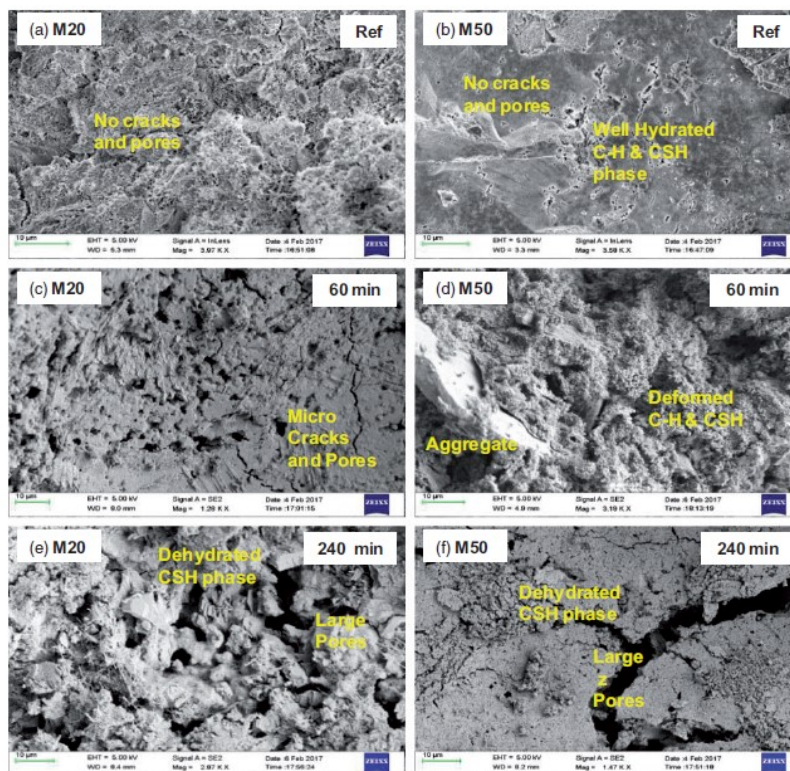


Figura 2.17. Micrografia restituita dall'indagine SEM condotta sui campioni di calcestruzzo esposti al fuoco (Daniel Paul Thanaraj, N. Anad, G. Prince Arulraj, Ehab Zalok (2019) Post-fire damage assessment and capacity based modelling of concrete exposed to elevated temperature).

## Acciaio

### Deformazione termica

Secondo l'Eurocodice 2 la curva di allungamento termico del materiale, valutato in riferimento alla lunghezza di un provino a 20°C, è funzione della temperatura di esposizione e può essere calcolata come:

- $\varepsilon_s(\theta) = -2,416 \cdot 10^{-4} + 1,2 \cdot 10^{-5} \theta + 0,4 \cdot 10^{-8} \theta^2$  per  $20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 750^\circ\text{C}$
- $\varepsilon_s(\theta) = 11 \cdot 10^{-3}$  per  $750^\circ\text{C} \leq \theta \leq 860^\circ\text{C}$
- $\varepsilon_s(\theta) = -6,2 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 10^{-5} \theta$  per  $860^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C}$

Nel caso di acciaio precompresso o post-teso la curva di allungamento termico si calcola come:

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

Comportamento tenso-deformativo (legame  $\sigma$ - $\varepsilon$ )

La Figura 2.18 mostra la curva di sforzo-deformazione dell'acciaio dolce sottoposto all'azione del fuoco:

- per  $0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{sp,\theta}$  la funzione presenta un andamento rettilineo crescente, analiticamente descritto dall'espressione  $\varepsilon \cdot E_{s,\theta}$ ;
- per  $\varepsilon_{sp,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{sy,\theta}$  la funzione presenta un tratto curvilineo analiticamente descritto dall'espressione  $f_{sp,\theta} - c + (b/a)[a^2 - (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)^2]^{0,5}$ ;
- per  $\varepsilon_{sy,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{st,\theta}$  la funzione presenta un tratto costante, pari al valore della resistenza a snervamento del materiale  $f_{sy,\theta}$ ;
- per  $\varepsilon_{st,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{su,\theta}$  la funzione presenta un tratto rettilineo decrescente analiticamente descritto dall'espressione  $f_{sy,\theta} [1 - (\varepsilon - \varepsilon_{st,\theta}) / (\varepsilon_{su,\theta} - \varepsilon_{st,\theta})]$ .

Relativamente all'equazione del secondo tratto,  $a^2$ ,  $b^2$  e  $c$  sono funzioni fornite dalle espressioni:

$$- a^2 = (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta}) \cdot (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta} + c/E_{s,\theta});$$

$$- b^2 = c \cdot (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta}) \cdot E_{s,\theta} + c^2;$$

$$- c = \frac{(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})^2}{(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})E_{s,\theta} - 2(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})}.$$

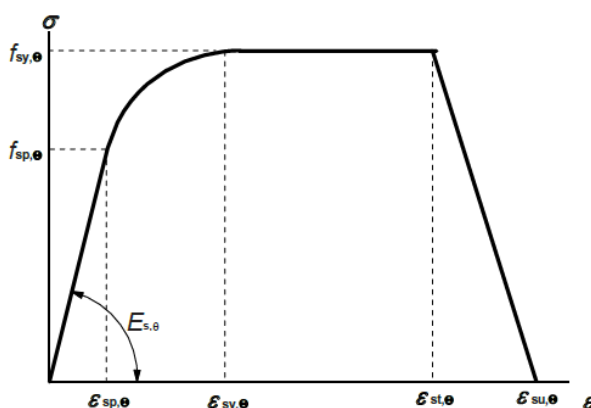


Figura 2.18. Diagramma sforzo – deformazione del comportamento dell'acciaio dolce e da precompressione quando esposto all'azione delle alte temperature (EN 1991-1-2:2004 + A1:2019 – Eurocode 2: Design of concrete structures– Part 1-2: General rules – Structural fire design).

Come per il calcestruzzo, si propone di seguito un esempio di analisi sperimentale volta ad analizzare le proprietà meccaniche degli acciai ASTM A36, ASTM A572 Gr.50 e ASTM A992, proposto da Sajid, Nak e Kiran. Il vantaggio di tale indagine risiede nell'adozione di un approccio microstrutturale, il quale non necessita di una conoscenza preventiva della temperatura di esposizione al fuoco del materiale e permette un'immediata valutazione dei cambiamenti delle proprietà meccaniche a livello della macrostruttura, oltre alla determinazione di un opportuno sistema di equazioni di regressione lineare multivariata in grado di descriverle.

Per interpretare al meglio il comportamento microstrutturale di tali acciai si fa riferimento al diagramma di fase ferro-carburo di ferro (Fe-Fe<sub>3</sub>C), che identifica due fasi metallurgiche differenti dell'acciaio, quali:

- ferrite, o  $\alpha$ -Fe, prima forma allotropica del ferro e costituente monofase non contenente carburi, dalla struttura cubica centrata, che costituisce la stragrande maggioranza dell'acciaio a temperatura ambiente;
- perlite, costituente bifasico composto da lamelle alternate di ferrite e cementite ( $\text{Fe}_3\text{C}$ ).

### Procedura sperimentale

I campioni di acciaio impiegati nell'indagine sperimentale in esame sono stati ricavati da barre  $\Phi 19$  mm nel caso di ASTM A36, da fogli nel caso di ASTM A572 Gr.50, da travi a flangia larga nel caso di ASTM A992 e presentano una lunghezza di sezione ridotta pari a 50 mm, con diametro 10 mm.

Al fine dello svolgimento dei test, sono stati sottoposti all'azione del fuoco ventiquattro provini all'interno di una fornace elettrica con tasso di riscaldamento pari a  $10^\circ\text{C}/\text{min}$ , alle temperature bersaglio di  $500^\circ\text{C}$ ,  $600^\circ\text{C}$ ,  $700^\circ\text{C}$ ,  $800^\circ\text{C}$ ,  $900^\circ\text{C}$ , e  $1000^\circ\text{C}$  per una durata totale di 60 minuti, poiché per valori inferiori alla minima indicata, alcuni studi condotti in precedenza hanno fornito evidenze sperimentali di scarsa rilevanza. In seguito, diciotto campioni, uno per ciascun tipo di acciaio e temperatura di esposizione, sono stati fatti raffreddare ad aria, mentre i restanti sei, due per ogni tipo di acciaio, sono stati fatti raffreddare a temperatura ambiente, per poi essere sottoposti a prove di tensione uniassiale tramite l'utilizzo di una macchina servoidraulica MTS 798 e di un estensimetro a contatto.

Per l'analisi della microstruttura, i campioni sono stati acidati con una soluzione al 2% di Nital, una miscela di acido nitrico ed alcol comunemente impiegata per gli acciai dolci ed in seguito osservati al microscopio ottico, il quale ha restituito otto micrografie delle regioni centrali e periferiche. L'intensità dei pixel di tali fotogrammi, infine, è stata sfruttata dal software MIP Cloud 5, che permette di quantificare le frazioni volumetriche e di stimare le dimensioni della granulometria delle due fasi dell'acciaio precedentemente descritte.

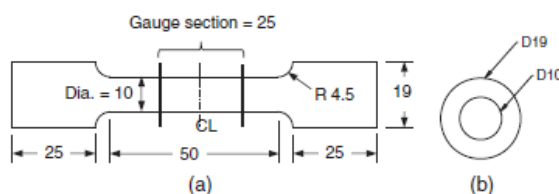


Figura 2.19. Specifiche geometriche dei campioni in acciaio analizzati durante l'indagine sperimentale (Hizb Ullah Sajid, Dayakar L. Naik, Ravi Kiran (2020), *Microstructure-Mechanical Property Relationships for Post-Fire Structural Steels*).

### Risultati e discussione

#### Analisi della microstruttura in seguito all'esposizione alle alte temperature

Le micrografie ottenute mostrano un'immagine ingrandita di venti volte, tale da contenere un'opportuna quantità di grani di ferrite e di colonie di perlite, come illustrato nelle Figure 2.20 e 2.21, le quali mostrano la microstruttura dei campioni analizzati e successivamente raffreddati ad aria.

Le due fasi metallurgiche citate non subiscono alterazioni della struttura e delle dimensioni fino al raggiungimento della loro temperatura di trasformazione eutectoide, individuabile intorno ai  $727^\circ\text{C}$ , la quale permette lo sviluppo di un'iniziale trasformazione in austenite, altrimenti conosciuta come  $\gamma$ -Fe, una fase metastabile del materiale che presenta una struttura cristallina cubica a facce centrate. La fase di austenitizzazione viene ritenuta completata una volta raggiunta la temperatura di  $860^\circ\text{C}$ , al di sotto della quale, in fase di raffreddamento, si registra

una nuova regressione alla fase ferritica: al termine di quest'ultima, alla temperatura di 727°C, la  $\gamma$ -Fe residuale si trasforma in perlite o viene inglobata all'interno dei grani di ferrite, motivo per il quale questi ultimi presentano una dimensione maggiore rispetto alle condizioni iniziali di partenza, fenomeno che si manifesta in maniera poco accentuata quando i cicli di raffreddamento vengono implementati a temperatura ambiente, ma particolarmente visibile nel caso dei provini raffreddati ad aria, come quello preso in esame.

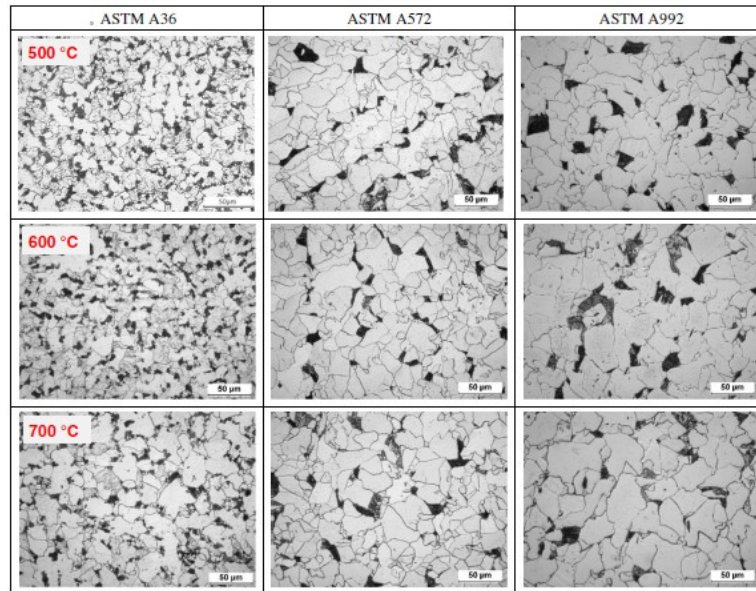


Figura 2.20. Microstruttura dei provini di acciaio raffreddati ad aria dopo l'esposizione a 500°C, 600°C e 700°C (Hizb Ullah Sajid, Dayakar L. Naik, Ravi Kiran (2020), *Microstructure-Mechanical Property Relationships for Post-Fire Structural Steels*).

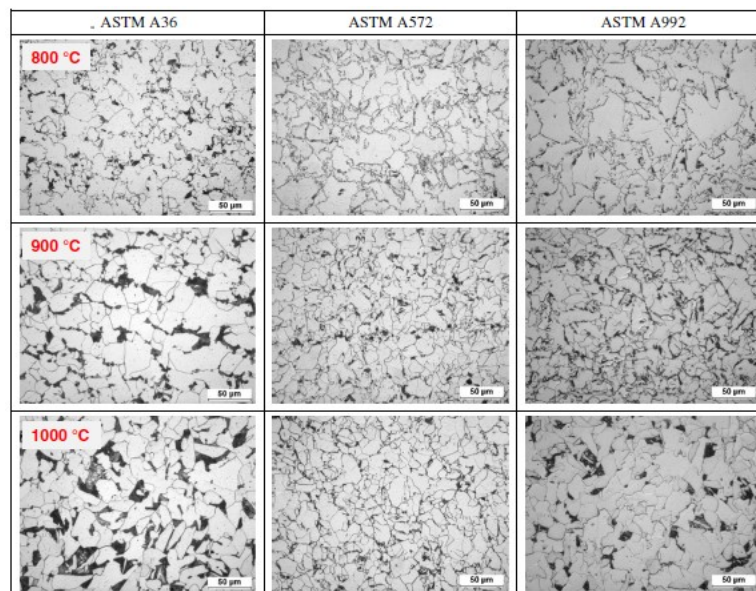


Figura 2.21. Microstruttura dei provini di acciaio raffreddati ad aria dopo l'esposizione a 800°C, 900°C e 1000°C (Hizb Ullah Sajid, Dayakar L. Naik, Ravi Kiran (2020), *Microstructure-Mechanical Property Relationships for Post-Fire Structural Steels*).

Inoltre, come mostrato nelle Figure 2.22 e 2.23, che rappresentano rispettivamente le frazioni volumetriche e le dimensioni dei grani relative alle varie fasi metallurgiche, si possono osservare le caratteristiche appartenenti ad ogni tipo di ciclo analizzato:

- gli acciai ASTM A36 risultano composti, all'incirca dal 77% da ferrite e dal 22% di perlite; essi, durante la fase di raffreddamento, mantengono inalterate le loro proprietà se riscaldati fino a 600°C, mentre per temperature comprese tra 600°C e 800°C, mostrano un lieve incremento della dimensione dei grani di ferrite, destinato ad incrementare ulteriormente per valori superiori a 800°C, che conducono anche alla crescita della dimensione delle colonie di perlite;
- gli acciai ASTM A572 Gr.50 risultano composti, all'incirca dal 82% da ferrite e dal 18% di perlite; essi, durante la fase di raffreddamento, mantengono inalterate le loro proprietà se riscaldati fino a 700°C, mentre per temperature superiori a 800°C, mostrano una lieve diminuzione della dimensione dei gradi di ferrite;
- gli acciai ASTM A992 risultano composti, all'incirca dal 82% da ferrite e dal 22% di perlite; essi, durante la fase di raffreddamento, mantengono inalterate le loro proprietà se riscaldati fino a 700°C, mentre per temperature superiori mostrano un lieve aumento sia della dimensione dei gradi di ferrite che delle colonie di perlite.

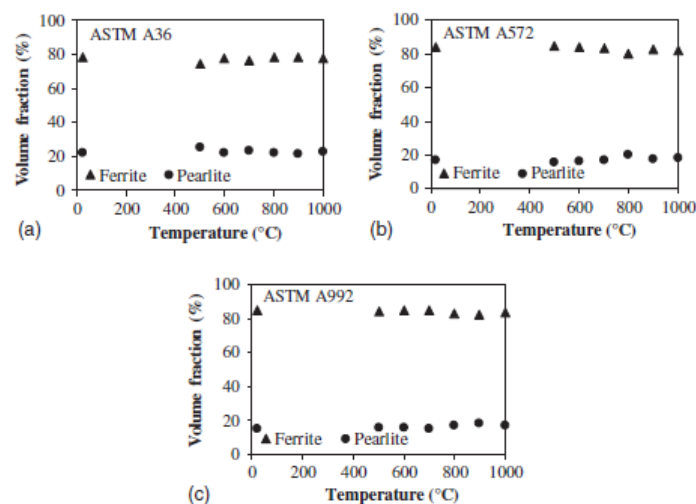


Figura 2.22. Frazioni volumetriche delle fasi metallurgiche dei tre tipi di acciaio analizzati (Hizb Ullah Sajid, Dayakar L. Naik, Ravi Kiran (2020), *Microstructure-Mechanical Property Relationships for Post-Fire Structural Steels*).



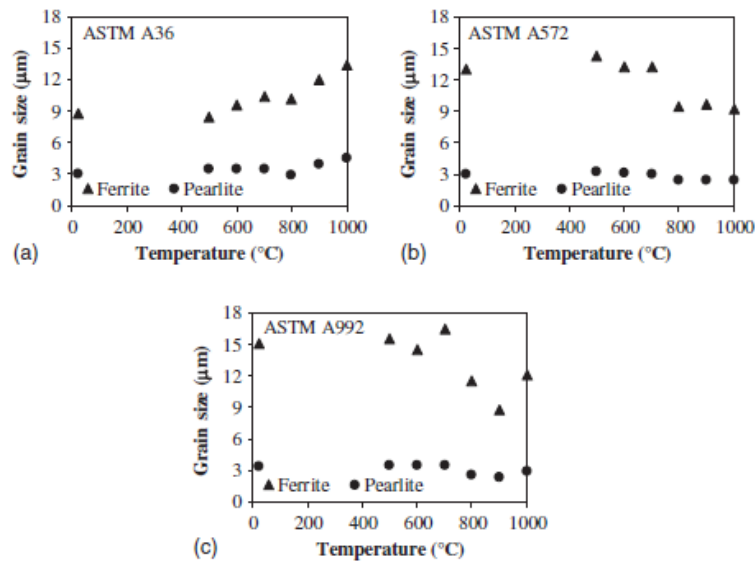


Figura 2.23. Dimensioni dei grani di ferrite e delle colonie di perlite nei tre tipi di acciaio analizzati (Hizb Ullah Sajid, Dayakar L. Naik, Ravi Kiran (2020), *Microstructure-Mechanical Property Relationships for Post-Fire Structural Steels*).

### Resistenza a snervamento

La Tabella 2.5 mostra i valori di resistenza a snervamento residuale forniti dai campioni dei tre acciai durante lo svolgimento delle prove uniassiali. Come si può notare dalle Figure 2.24a, 2.24b e 2.24c, la temperatura di esposizione al fuoco gioca un ruolo fondamentale nel comportamento del materiale in fase di raffreddamento:

- negli acciai ASTM A36 la resistenza a snervamento rimane costante nel caso di riscaldamento fino a 600°C, per poi diminuire sensibilmente nel caso di incremento a 700°C, range intorno al quale inizia il processo di trasformazione austenitica descritta in precedenza, la quale comporta l'aumento della dimensione dei grani di ferrite e delle colonie di perlite;
- negli acciai ASTM A572 Gr.50 e ASTM A992, analogamente, la resistenza a snervamento rimane costante nel caso di riscaldamento fino a 600°C; tuttavia essi sperimentano una riduzione rispettivamente del 42% e del 28% quando vengono raffreddati a partire da temperature pari a 800°C, al di sopra della quale, eccezion fatta per l'acciaio ASTM A572 riscaldato a 1000°C, subiscono un insolito recupero del limite di questa proprietà meccanica, fenomeno attribuibile alla riduzione finale della dimensione dei grani di ferrite ed allo sviluppo di un meccanismo di indurimento per precipitazione.

Tabella 2.5. Resistenza a snervamento residua dei campioni di acciaio (Hizb Ullah Sajid, Dayakar L. Naik, Ravi Kiran (2020), *Microstructure-Mechanical Property Relationships for Post-Fire Structural Steels*).

Temperature (°C)	Yield strength, $\sigma_y$ (MPa)					
	ASTM A36	ASTM A36 ( $R_{\sigma_y}$ )	ASTM A572	ASTM A572 ( $R_{\sigma_y}$ )	ASTM A992	ASTM A992 ( $R_{\sigma_y}$ )
20 (RT)	383.92	1.00	392.64	1.00	350.42	1.00
500	389.41	1.01	364.72	0.93	340.20	0.97
600	380.72	0.99	397.98	1.01	362.52	1.03
700	319.35	0.83	410.13	1.04	372.53	1.06
800	300.79	0.78	229.13	0.58	256.61	0.73
900	306.42	0.80	272.05	0.69	274.20	0.78
1,000	303.82	0.79	220.56	0.56	343.34	0.98

Note:  $R$  = residual factor.

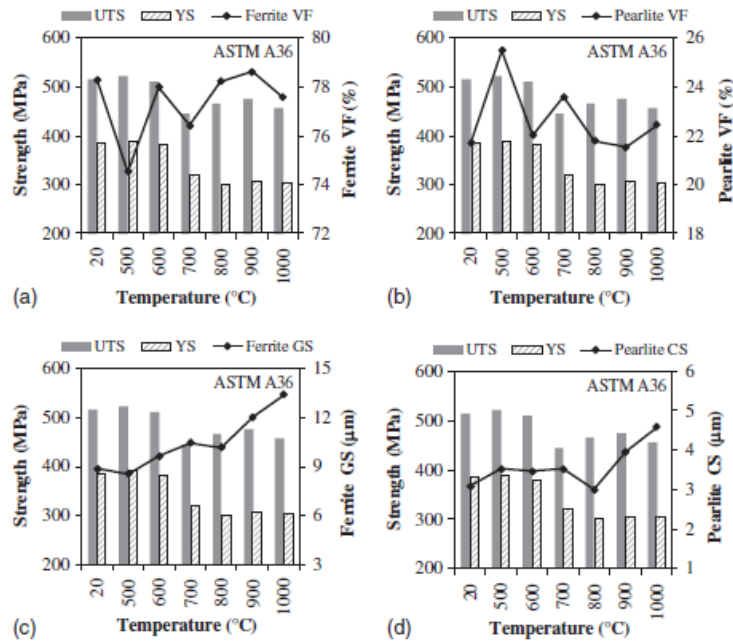


Figura 2.24a. Comportamento a snervamento ed a trazione dei provini di acciaio ASTM A36 (Hizb Ullah Sajid, Dayakar L. Naik, Ravi Kiran (2020), *Microstructure-Mechanical Property Relationships for Post-Fire Structural Steels*).

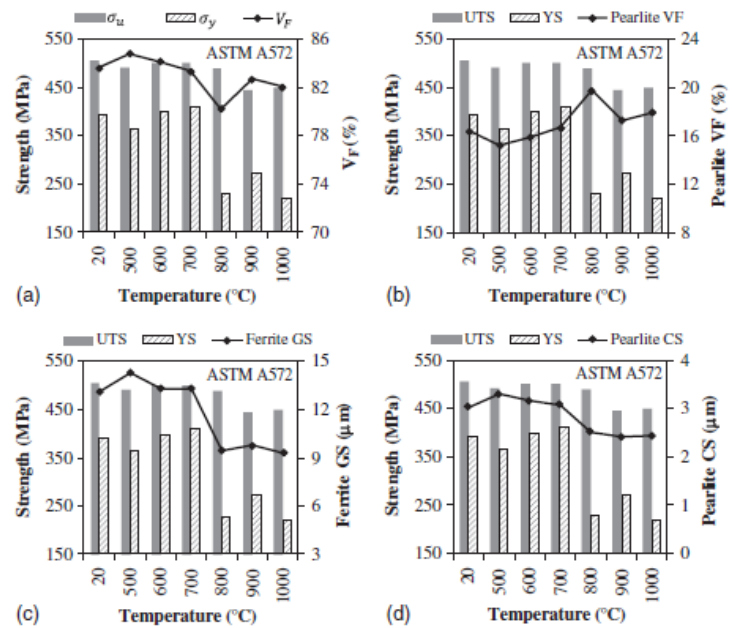


Figura 2.24b. Comportamento a snervamento ed a trazione dei provini di acciaio ASTM A572 Gr.50 (Hizb Ullah Sajid, Dayakar L. Naik, Ravi Kiran (2020), *Microstructure-Mechanical Property Relationships for Post-Fire Structural Steels*).

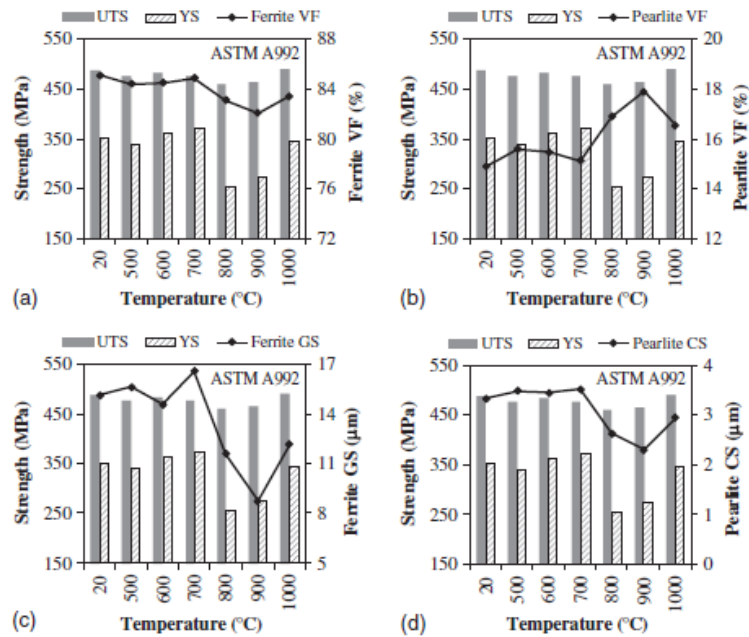


Figura 2.24c. Comportamento a snervamento ed a trazione dei provini di acciaio ASTM A992 (Hizb Ullah Sajid, Dayakar L. Naik, Ravi Kiran (2020), *Microstructure-Mechanical Property Relationships for Post-Fire Structural Steels*).

### Resistenza ultima a trazione

La Tabella 2.6 mostra i valori di resistenza a trazione ultima forniti dai campioni dei tre acciai allo svolgimento delle prove uniassiali, in seguito all'esposizione alle temperature elevate. Facendo nuovamente riferimento alle Figure 2.24a, 2.24b e 2.24c è possibile notare che:

- negli acciai ASTM A36 e ASTM A572 Gr.50 la resistenza ultima a trazione diminuisce del 14% quando viene raffreddato ad aria a partire da temperature pari a 1000°C, fenomeno da attribuirsi alla riduzione del movimento di dislocazione per via dell'ingrandimento dei grani e delle colonie delle fasi metallurgiche del materiale;
- negli acciai ASTM A992, la resistenza ultima a trazione diminuisce del 6% e torna ad acquisire quasi del tutto il valore iniziale quando viene raffreddato ad aria a partire da temperature pari a 1000°C, a causa del movimento di dislocazione e dell'indurimento per precipitazione.

Tabella 2.6. Resistenza a trazione ultima dei campioni di acciaio (Hizb Ullah Sajid, Dayakar L. Naik, Ravi Kiran (2020), *Microstructure-Mechanical Property Relationships for Post-Fire Structural Steels*).

Temperature (°C)	Ultimate tensile strength, $\sigma_u$ (MPa)					
	ASTM A36	ASTM A36 ( $R_u$ )	ASTM A572	ASTM A572 ( $R_u$ )	ASTM A992	ASTM A992 ( $R_u$ )
20 (RT)	514.59	1.00	505.88	1.00	488.27	1.00
500	520.63	1.01	491.82	0.97	476.77	0.98
600	510.82	0.99	500.32	0.99	482.75	0.99
700	443.49	0.86	500.77	0.99	476.78	0.98
800	465.00	0.90	489.12	0.97	460.36	0.94
900	474.18	0.92	444.47	0.88	465.64	0.95
1,000	455.33	0.88	449.96	0.89	490.89	1.01

Note:  $R$  = residual factor.

### Duttilità

Le Figure 2.25a, 2.25b e 2.25c mostrano i valori di duttilità residuale forniti dai campioni di tre acciai allo svolgimento delle prove uniassiali, in seguito all'esposizione alle temperature elevate:

- negli acciai ASTM A36 la duttilità residuale dei campioni raffreddati ad aria a partire da temperature pari a 700°C registra un incremento del 22% rispetto a quella registrata prima della fase di riscaldamento;
- negli acciai ASTM A572 Gr.50 la duttilità residuale dei campioni raffreddati ad aria a partire da temperature pari a 600°C registra un incremento del 11% rispetto a quella registrata prima della fase di riscaldamento;
- negli acciai ASTM A992 la duttilità residuale dei campioni raffreddati ad aria a partire da temperature pari a 1000°C registra un decremento del 23% rispetto a quella registrata prima della fase di riscaldamento.

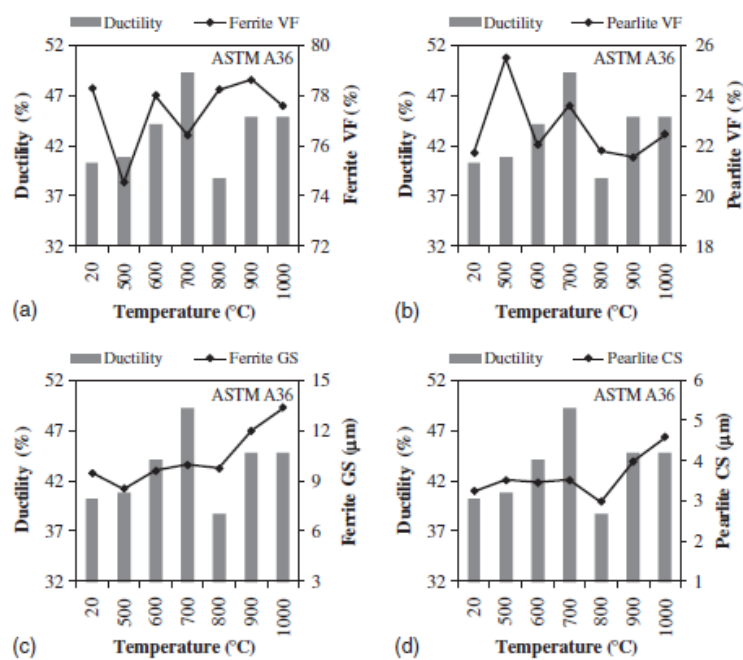


Figura 2.25a. Duttilità residua dei provini di acciaio ASTM A36 (Hizb Ullah Sajid, Dayakar L. Naik, Ravi Kiran (2020), *Microstructure-Mechanical Property Relationships for Post-Fire Structural Steels*).

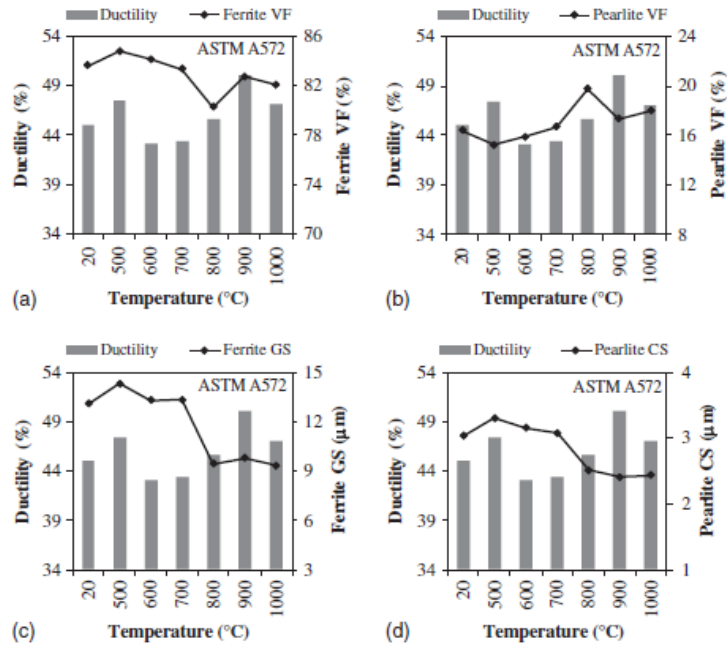


Figura 2.25b. Duttività residua dei provini di acciaio ASTM A572 (Hizb Ullah Sajid, Dayakar L. Naik, Ravi Kiran (2020), *Microstructure-Mechanical Property Relationships for Post-Fire Structural Steels*).

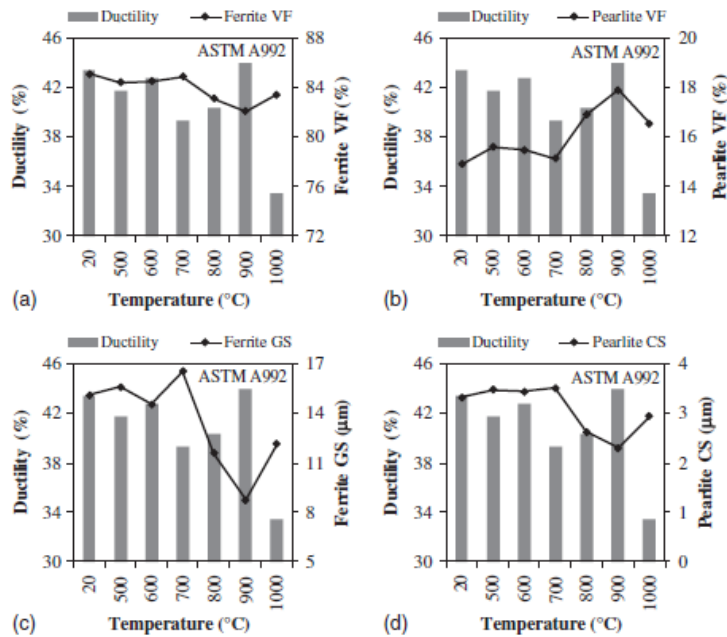


Figura 2.25c. Duttività residua dei provini di acciaio ASTM A992 (Hizb Ullah Sajid, Dayakar L. Naik, Ravi Kiran (2020), *Microstructure-Mechanical Property Relationships for Post-Fire Structural Steels*).

### Modelli di previsione

A conclusione delle indagini sperimentali condotte sui campioni di acciaio ASTM A36, ASTM A572 Gr.50 e ASTM A992, è stato possibile redigere opportune equazioni di regressione lineare multivariata in grado di descrivere al meglio il comportamento dei campioni oggetto delle indagini sperimentali a snervamento, importando i dati sul software MATLAB:

- ASTM A36  $\sigma_y = 459,57 - 35,52g_F + 69,18c_p;$  (2.14)

- ASTM A572  $\sigma_y = 82,09 - 63,04g_F + 175,93c_p;$  (2.15)

- ASTM A992  $\sigma_y = 78,32 - 13,91g_F + 141,88c_p;$  (2.16)

dove

$\sigma_y$  è la resistenza a snervamento corrispondente al raggiungimento della deformazione pari al 2%,  $g_F$  è la dimensione dei grani di ferrite e  $c_p$  è la dimensione delle colonie di perlite.

Infine, in Figura 2.26 si propone un confronto tra l'andamento della resistenza a snervamento dei tre acciai ottenuta tramite la rielaborazione dei dati sperimentali e quello dei modelli matematici descritti dalle equazioni sopra citate.

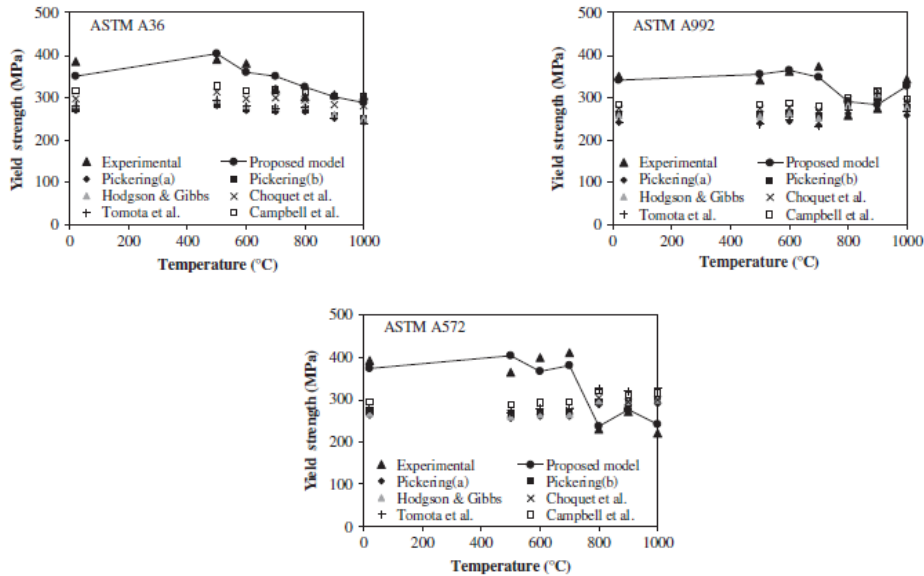


Figura 2.26. Confronto tra le curve di snervamento ottenute con le indagini sperimentali e quelle ricavate dai modelli matematici sviluppati (Hizb Ullah Sajid, Dayakar L. Naik, Ravi Kiran (2020), *Microstructure-Mechanical Property Relationships for Post-Fire Structural Steels*).

## Muratura

Nonostante il vasto impiego nel corso dei secoli, gli studi in merito al comportamento della muratura esposta all'azione del fuoco risultano tutt'oggi in costante fase di sviluppo, e presentano notevoli complessità di trattazione, in primo luogo dovute alla sua composizione eterogenea di materiali ed elementi; inoltre, la vulnerabilità ed il pregio di questo materiale entrano in contrapposizione con le misure necessarie di prevenzione antincendio o addirittura di intervento attualmente previste.

A partire dagli inizi degli anni '90 sono stati sviluppati studi ed indagini volti a conseguire alternative valide ai criteri prescrittivi dell'epoca; ciononostante, attualmente si riscontrano ancora notevoli difficoltà nello stabilire un'opportuna correlazione tra i risultati ottenuti dalle indagini svolte su elementi costruttivi coinvolti in incendi reali ed i metodi tabellari previsti dalla Normativa, basati sullo sviluppo di prove standard di laboratorio. In aggiunta, è necessario sottolineare che ad oggi non esistono protocolli in grado di predire il comportamento della muratura esposta alle alte temperature o di stimare con esattezza la perdita progressiva delle relative proprietà meccaniche.

### Normativa vigente

L'Annex D dell'Eurocodice 6 propone un confronto tra le proprietà meccaniche, quali il fattore di resistenza a compressione  $f_{c,\theta}/f_c$ , la deformazione di picco  $\epsilon_{c1,\theta}$  e la deformazione ultima  $\epsilon_{c2,\theta}$ ,

relative ai blocchi di argilla, di calcio silicato, di calcestruzzo alleggerito e di calcestruzzo gettato quando esposti alle temperature di 20°C, 100°C, 200°C, 300°C, 400°C, 500°C e 600°C, come mostrato nella Tabella 2.7, dalla quale si può notare un generale incremento della deformazione parallelo all'aumento della temperatura ed opposto all'andamento della resistenza a compressione.

Tabella 2.7. Proprietà meccaniche di differenti componenti proposta nell'Eurocodice 6 (Salvatore Russo, Francesca Sciarretta (2012), *Masonry exposed to high temperatures: Mechanical behaviour and properties – An overview*).

Material	Property	Temperature $\theta$ (°C)						
		20	100	200	300	400	500	600
Clay bricks	$f_{c,\theta}/f_c$	1	0.97	0.93	0.89	0.85	0.81	0.77
	$\epsilon_{c1,\theta}$	0.0018	0.0019	0.0021	0.0023	0.0025	0.0026	0.0028
	$\epsilon_{cu,\theta}$	0.0019	0.0021	0.0023	0.0025	0.0027	0.0029	0.0030
Calcium silicate blocks	$f_{c,\theta}/f_c$	1	1	1.03	1.09	1.12	1.11	1.06
	$\epsilon_{c1,\theta}$	0.0035	0.0051	0.0084	0.0113	0.0150	0.0195	0.0238
	$\epsilon_{cu,\theta}$	0.0039	0.0057	0.0092	0.0125	0.0166	0.0215	0.0264
Lightweight concrete blocks	$f_{c,\theta}/f_c$	1	1	1.13	1.34	1.47	1.54	1.44
	$\epsilon_{c1,\theta}$	0.0026	0.0031	0.005	0.0082	0.0129	0.0183	0.0281
	$\epsilon_{cu,\theta}$	0.0030	0.0035	0.0056	0.0091	0.0143	0.0203	0.0310
Plain concrete	$f_{c,\theta}/f_c$	1	1	0.97	0.91	0.85	0.74	0.60
	$\epsilon_{c1,\theta}$	0.0025	0.0040	0.0055	0.0070	0.0100	0.0150	0.0250
	$\epsilon_{cu,\theta}$	0.0200	0.0225	0.0250	0.0275	0.0300	0.0325	0.0350

Alternativamente, questo strumento normativo suggerisce lo sviluppo di un metodo semplificato all'interno dell'Annex C che, sulla base della curva ISO standard, stabilisce una relazione di diretta proporzionalità tra la capacità di carico ed il prodotto tra la resistenza del materiale e l'area della sezione trasversale, a meno di un fattore di riduzione  $\Phi$ , funzione dell'eccentricità del carico stesso:

$$N_{Rd,fi(\theta_i)} = \Phi(f_{d\theta_1} A_{\theta_1} + f_{d\theta_2} A_{\theta_2}), \quad (2.17)$$

dove  $N_{Rd,fi(\theta_i)}$  è il carico assiale di progetto,  $f_{d\theta_1}$  è la resistenza della muratura non danneggiata,  $f_{d\theta_2}$  è la resistenza della muratura danneggiata,  $A_{\theta_1}$  e  $A_{\theta_2}$  le rispettive aree e  $\Phi$  il fattore di riduzione di capacità di carico.

La Tabella 2.8 mostra i valori di resistenza al fuoco di nove tipi di muratura contenuti all'interno della Normativa europea, italiana ed americana, ottenuti dallo svolgimento delle opportune prove standard.

Tabella 2.8. Valori di resistenza al fuoco a confronto (Salvatore Russo, Francesca Sciarretta (2012), *Masonry exposed to high temperatures: Mechanical behaviour and properties – An overview*).

Type of units	Source	Function (fire resistance criteria)		
		load-bearing separating (REI)	load-bearing non-separating (R)	load-bearing fire wall (REI-M)
solid bricks $f_c=5-75 \text{ N/mm}^2$ $\rho=1000-2400 \text{ kg/m}^3$	Eurocode 6 Circ. 1968/08 BIA 2008	> 240 180 > 240	120 - -	90 - -
solid lightweight bricks $f_c=5-75 \text{ N/mm}^2$ $\rho=500-800 \text{ kg/m}^3$	Eurocode 6 Circ. 1968/08	180 180	120 -	90 -
hollow clay units $f_c=5-35 \text{ N/mm}^2$ $\rho=800-2200 \text{ kg/m}^3$	Eurocode 6 Circ. 1968/08 BIA 2008	> 240 120 180	120 - -	90 - -
solid calcium silicate blocks $f_c=12-75 \text{ N/mm}^2$ $\rho=1400-2400 \text{ kg/m}^3$	Eurocode 6 Circ. 1968/08 BIA 2008	240 180 > 240	180 - -	180 - -
hollow calcium silicate blocks $f_c=6-35 \text{ N/mm}^2$ $\rho=700-1600 \text{ kg/m}^3$	Eurocode 6 Circ. 1968/08 BIA 2008	180 180 120	180 - -	- - -
solid lightweight concrete blocks $f_c=2-8 \text{ N/mm}^2$ $\rho=400-1600 \text{ kg/m}^3$	Eurocode 6 Circ. 1968/08 BIA 2008	240 180 240	180 - -	- - -
hollow lightweight concrete blocks $f_c=2-8 \text{ N/mm}^2$ $\rho=240-1200 \text{ kg/m}^3$	Eurocode 6 Circ. 1968/08 BIA 2008	240 180 180	180 - -	- - -
solid autoclaved aerated concrete blocks $f_c=4-8 \text{ N/mm}^2$ $\rho=500-1000 \text{ kg/m}^3$	Eurocode 6	240	240	-
natural stone blocks $\rho=1200-2200 \text{ kg/m}^3$	Eurocode 6 Circ. 1968/08	240 90	- -	- -
siliceous aggregate concrete $\rho=700-1600 \text{ kg/m}^3$	Eurocode 2	180	120	120

## Indagini sperimentali

Come specificato precedentemente, gli studi sulle proprietà meccaniche e termiche della muratura esposta al fuoco sono ancora in fase di sviluppo ed i protocolli di indagine attualmente disponibili non prevedono l'esecuzione di indagini sperimentale su scala reale, per evitare di incorrere in fenomeni esplosivi potenzialmente rilevanti e pericolosi, in grado di danneggiare l'ambiente circostante.

### Modulo elastico

La Figura 2.27 mostra l'andamento delle curve  $\theta - E_0/E$  di differenti componenti della muratura durante il processo di esposizione alle temperature elevate: dal grafico si può notare, nel caso di blocchi in laterizio, un sensibile incremento del modulo elastico per un range di temperature compreso tra i 150°C ed i 750°C, seguito da un brusco e progressivo annullamento, nel caso di riscaldamento a 1000°C; per i restanti materiali, invece, si osserva un andamento generalmente decrescente sino al raggiungimento di 800°C.

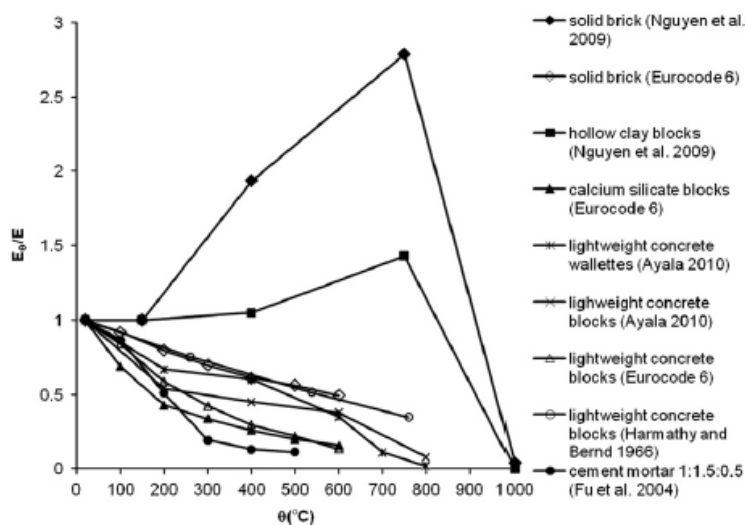


Figura 2.27. Curve di valutazione del modulo elastico della muratura durante l'esposizione al fuoco (Salvatore Russo, Francesca Sciarretta (2012), *Masonry exposed to high temperatures: Mechanical behaviour and properties – An overview*).



L'andamento di queste curve è tuttavia differente nel caso di analisi della muratura in fase di raffreddamento, successivo all'esposizione al fuoco: come si può constatare dal grafico di Figura 2.28, il modulo elastico residuo tende a ridursi sensibilmente con l'aumento delle temperature, una volta raggiunti i 300°C;

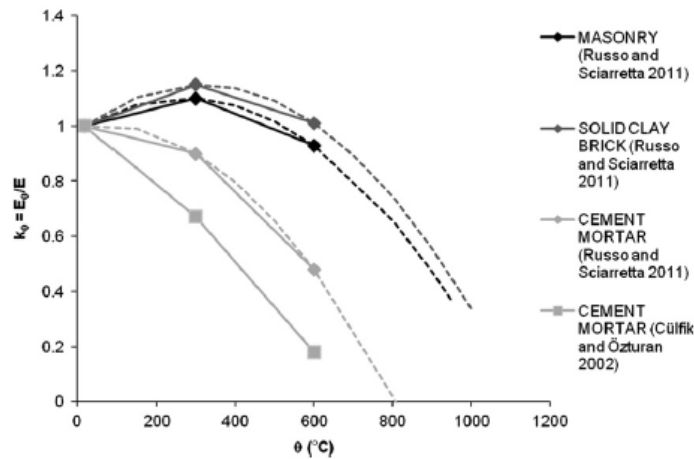


Figura 2.28. Curve di valutazione del modulo elastico residuo della muratura in seguito all'esposizione al fuoco (Salvatore Russo, Francesca Sciarretta (2012), *Masonry exposed to high temperatures: Mechanical behaviour and properties – An overview*).

Durante lo sviluppo di indagini sperimentali mirate, Russo e Sciarretta hanno sviluppato tre equazioni in grado di descrivere opportunamente l'andamento delle curve sopra citate:

$$\bullet \quad k_{\theta} = \frac{E_{b,\theta}}{E_b} = -(2,0 \cdot 10^{-6})\theta^2 + (1,1 \cdot 10^{-3})\theta + 0,9789; \quad (2.18)$$

$$\bullet \quad k_{\theta} = \frac{E_{m,\theta}}{E_m} = -(2,0 \cdot 10^{-6})\theta^2 + (2,0 \cdot 10^{-4})\theta + 0,9964; \quad (2.19)$$

$$\bullet \quad k_{\theta} = \frac{E_{\theta}}{E} = -(2,0 \cdot 10^{-6})\theta^2 + (9,0 \cdot 10^{-4})\theta + 0,9833, \quad (2.20)$$

dove i pedici "b" e "m" indicano rispettivamente i mattoni e la calce.

### Resistenza a compressione

La Figura 2.29 mostra l'andamento delle curve di resistenza a compressione di differenti componenti della muratura durante il processo di esposizione alle temperature elevate: dal grafico si può notare un generale incremento di questa proprietà meccanica fino al raggiungimento dei 500°C, seguito da una diminuzione, particolarmente accentuata nel caso dei blocchi in laterizio.

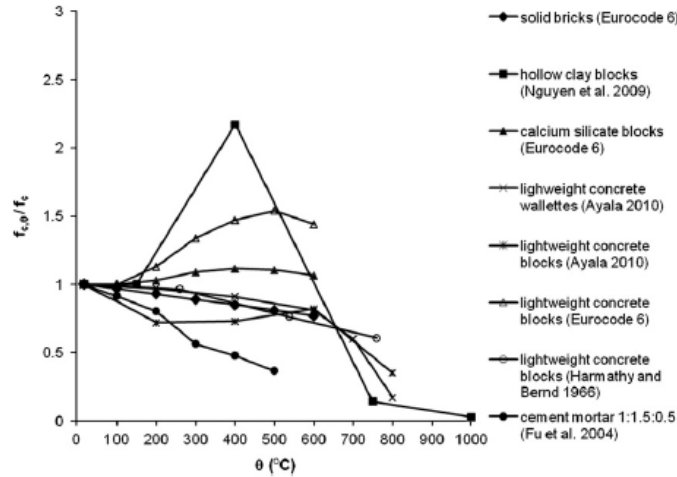


Figura 2.29. Curve di valutazione della resistenza a compressione della muratura durante l'esposizione al fuoco (Salvatore Russo, Francesca Sciarretta (2012), *Masonry exposed to high temperatures: Mechanical behaviour and properties – An overview*).

Così come accaduto per il modulo elastico, successivamente alla fase di esposizione al fuoco, l'andamento delle curve di resistenza a compressione residua risulta diverso: dal grafico illustrato in Figura 2.30 si può notare un marcato decadimento di questa proprietà nel caso di campioni riscaldati tra 300°C e 600°C, analiticamente descrivibile dalle equazioni sviluppate da Russo e Sciarretta in fase sperimentale:

$$\bullet \quad k_0 = \frac{f_{bc,\theta}}{f_{bc}} = -(1,0 \cdot 10^{-6})\theta^2 + (3,0 \cdot 10^{-5})\theta + 0,9998; \quad (2.21)$$

$$\bullet \quad k_0 = \frac{f_{mc,\theta}}{f_{mc}} = -(5,0 \cdot 10^{-6})\theta^2 + (2,7 \cdot 10^{-3})\theta + 0,9486; \quad (2.22)$$

$$\bullet \quad k_0 = \frac{f_{c,\theta}}{f_c} = -(1,0 \cdot 10^{-6})\theta^2 + (5,0 \cdot 10^{-4})\theta + 0,9898, \quad (2.23)$$

dove i pedici “b” e “m” indicano rispettivamente i mattoni e la calce.

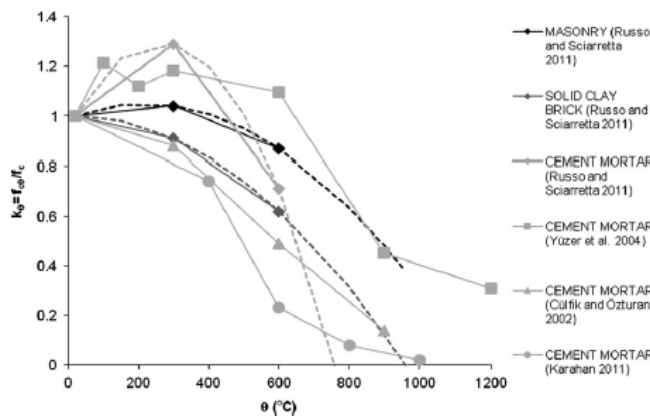


Figura 2.30. Curve di valutazione della resistenza a compressione residua della muratura in seguito all'esposizione al fuoco (Salvatore Russo, Francesca Sciarretta (2012), *Masonry exposed to high temperatures: Mechanical behaviour and properties – An overview*).

Infine, la Figura 2.31 mostra il comportamento della calce a compressione, quando esposta a cicli di esposizione di diversa durata alle elevate temperature e di raffreddamento secondo più regimi.

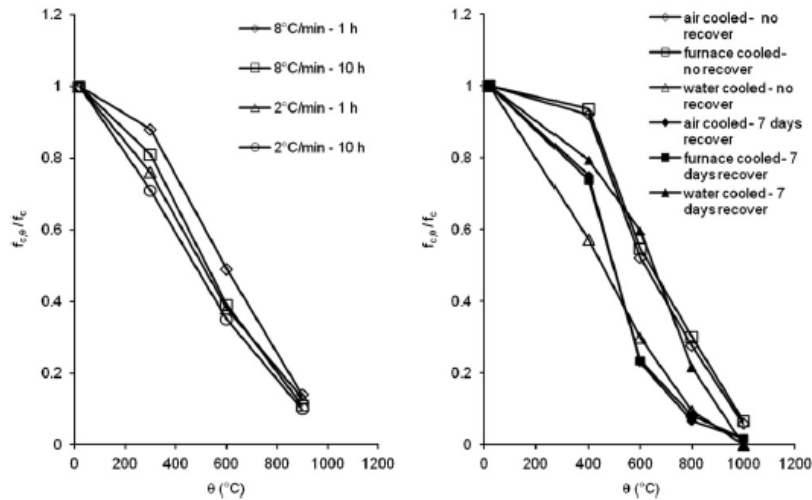


Figura 2.31. Curve di valutazione della resistenza a compressione residuo della calce durante l'esposizione al fuoco ed i cicli di raffreddamento (Salvatore Russo, Francesca Sciarretta (2012), *Masonry exposed to high temperatures: Mechanical behaviour and properties – An overview*).

#### Legame costitutivo elastico (diagramma $\sigma$ - $\epsilon$ )

Analogamente a quanto stabilito per le proprietà meccaniche analizzate precedentemente, in fase di raffreddamento la muratura esibisce un comportamento tenso-deformativo differente; le curve illustrate in Figura 2.32 possono essere studiate tramite una suddivisione in tre macroregioni:

- la prima, caratterizzata da un andamento lineare delle curve, viene analiticamente descritta dall'equazione sperimentale

$$\frac{\sigma}{f_{c,\theta}} = \frac{2}{3\epsilon_{c0,\theta}}, \text{ con } \epsilon_{c0,\theta} = \frac{2f_{c,\theta}}{3E_{\theta}}; \quad (2.24)$$

- la seconda, in cui la curva assume un andamento non lineare ed identificabile nel range di  $\epsilon_{c0,\theta} \leq \epsilon \leq \epsilon_{c1,\theta}$  viene analiticamente descritta dall'equazione sperimentale

$$\frac{\sigma}{f_{c,\theta}} = \frac{(1 - \frac{2\epsilon_{c1,\theta}}{3\epsilon_{c0,\theta}})}{\epsilon_{c1,\theta}^2 - \epsilon_{c0,\theta}^2} \epsilon^2 + \frac{2}{3\epsilon_{c0,\theta}} + \frac{(\frac{2\epsilon_{c1,\theta}}{3\epsilon_{c0,\theta}} - 1) \cdot \epsilon_{c0,\theta}^2}{\epsilon_{c1,\theta}^2 - \epsilon_{c0,\theta}^2}; \quad (2.25)$$

- la terza, in cui la curva assume un andamento esponenziale ed identificabile nel range di  $\epsilon_{c1,\theta} \leq \epsilon \leq \epsilon_{c2,\theta}$  viene analiticamente descritta dall'equazione sperimentale

$$\frac{\sigma}{f_{c,\theta}} = \frac{1}{e^{b \cdot \epsilon_{c1,\theta}^2}} e^{b\epsilon}. \quad (2.26)$$

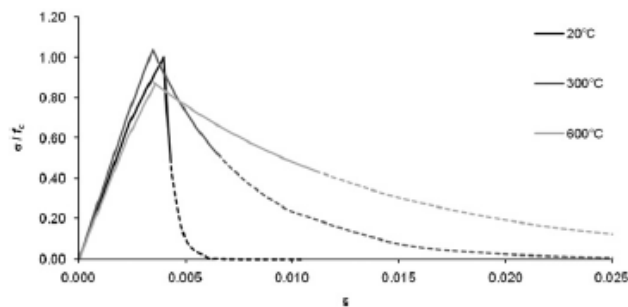


Figura 2.32. Curve di valutazione del comportamento tenso-deformativo della muratura in seguito all'esposizione al fuoco (Salvatore Russo, Francesca Sciarretta (2012), *Masonry exposed to high temperatures: Mechanical behaviour and properties – An overview*).

## Legno

Contrariamente ai materiali trattati sinora, il legno lamellare, incollato o incrociato, è tutt'oggi argomento di dibattito e discussione all'interno della comunità scientifica antincendio, per via della sua combustibilità e dell'elevato numero di incendi che negli anni hanno interessato gli edifici sia storici che a destinazione d'uso residenziale o commerciale di molti centri abitati. Inoltre è necessario specificare che gli strumenti normativi attualmente a disposizione offrono modelli numerici semplificati o avanzati, prettamente applicabili a incendi standardizzati, non in grado di fornire valutazioni corrette sulla performance degli elementi strutturali in legno nei casi di incendio reale, in quanto basati sui risultati sperimentali ottenuti da indagini svolte tramite l'utilizzo di forni da laboratorio: per questo motivo si propone di seguito l'analisi dei risultati ottenuti dall'indagine sperimentale condotta da Wiesner, Bisby, Bartlett, Hidalgo, Santamaria, Deeny e Hadden sulla capacità strutturale di elementi di compartimento in legno lamellare con la superficie esposta all'azione del fuoco.

### Procedura sperimentale

Per la seguente indagine sperimentale sono state condotte cinque prove utilizzando modelli in CLT (Cross Laminated Timber) in scala 1:1 con percentuali di esposizione superficiale al fuoco differenti, con il fine di studiare l'influenza sulla capacità portante dei pannelli di materiale sottoposti all'azione delle alte temperature ed il loro potenziale di auto-estinzione.

In particolare sono stati utilizzati pannelli in CLT composto da cinque strati, o lamelle, con classe di resistenza C24, densità pari a  $420 \text{ kg/m}^3$  e spessore 20 mm, incollati tra loro tramite un adesivo poliuretano monocomponente (PUR). Prima di essere utilizzati, tali modelli sono stati esposti all'ambiente esterno per settimane ed in seguito, per molti giorni prima dello svolgimento delle indagini sperimentali, trasportati all'interno di una stanza chiusa di lato 2,72m ed altezza 2,77m, avente un compartimento di dimensioni 0,8 m di larghezza e 1,84 m di altezza, al fine di garantire la ventilazione.

Successivamente si sono strumentati i pannelli parete per i compartimenti tramite l'utilizzo di termocoppie di tipo K, inserite a profondità specifiche pari a 5 mm, 10 mm, 15 mm, 20 mm, 25 mm, 30 mm, 35 mm, 40 mm, 50 mm e 60 mm dalla superficie esterna destinata all'esposizione al fuoco, rivestite di una lega di nichel e bromo, con diametro massimo pari a 1,5 mm.

In un secondo momento, sono stati applicati calorimetri sensibili alla superficie esposta, in grado di rilevare e stimare il flusso di calore sviluppato durante la prova e, tramite la calorimetria, è stato possibile stimare la perdita di peso dei campioni e sviluppare la curva RHR. A seconda della funzione svolta dai pannelli, inoltre, l'indagine sperimentale è stata sviluppata secondo tre configurazioni di esposizione al fuoco:

- configurazione  $\alpha$ , la quale prevedeva il coinvolgimento di una parete laterale e di quella posta di fronte all'apertura;
- configurazione  $\beta$ , la quale prevedeva il coinvolgimento della parete soffitto e di quella posteriore;
- configurazione  $\gamma$ , la quale prevedeva il coinvolgimento della parete soffitto e di una laterale.

Solo in seguito alla fase di burn-out, è stato possibile riscontrare che, sotto il primo strato carbonizzato, i pannelli di CLT continuavano a trasferire calore verso il nucleo interno della sezione, per considerevoli intervalli temporali; per questo motivo, tale indagine è volta alla valutazione del comportamento del legno lamellare, incrociato o incollato, sia in fase di combustione che di raffreddamento, in quanto è necessario che la fase di auto-estinzione delle fiamme avvenga in assenza di perdite di stabilità e di capacità di compartimentazione e carico. Tuttavia è essenziale sottolineare che, ancora oggi, al momento della progettazione antincendio i fenomeni di trasmissione delle onde termiche all'interno di questo materiale non vengono presi in considerazione e le relative conseguenze risultano sconosciute a studiosi e progettisti.

### Risultati sperimentali

Durante le indagini, il test sulla configurazione  $\beta$  è stato eseguito due volte ed i risultati analizzati di seguito sono quelli di  $\beta_1$ ,  $\beta_2$  e  $\gamma$ , poiché maggiormente rappresentativi del comportamento dei pannelli in legno lamellare. In particolare, come mostrato in Figura 2.33, per  $\beta_1$  il processo di auto-estinzione si è sviluppato poco tempo dopo l'esaurimento del carico di combustibile, mentre per  $\beta_2$  è stato possibile osservare una riduzione della curva RHR, in termini di tempo, in seguito al processo di combustione; tuttavia, dopo 20 minuti dall'esposizione alle alte temperature lo strato carbonizzato più esterno dei pannelli è caduto, esponendo all'azione del fuoco la lamella sottostante ed innescando un processo ciclico, a tal punto che l'incendio è risultato necessario estinguere manualmente l'incendio dopo il ciclo corrispondente al terzo picco della curva RHR. Si è riscontrato un simile andamento della curva anche per la configurazione  $\gamma$ , la quale ha richiesto un'estinzione manuale delle fiamme dopo un intervallo di 80 minuti.

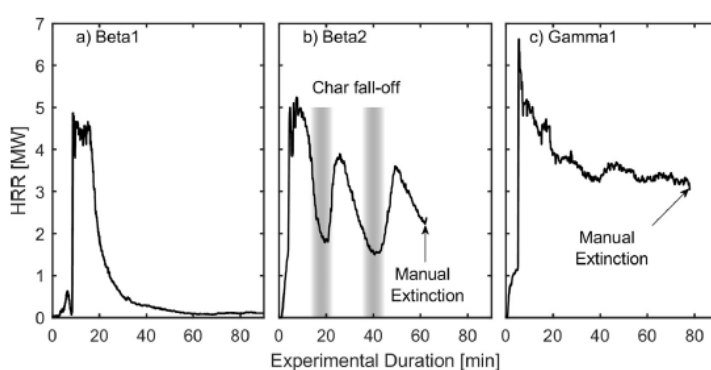


Figura 2.33. Curve RHR delle configurazioni  $\beta_1$ ,  $\beta_2$  e  $\gamma$ . Le zone ombreggiate rappresentano la deviazione standard dai valori rilevati (Felix Wiesner, Luke A. Bisby, Alastair I. Bartlett, Juan P. Hidalgo, Simón Santamaría, Susan Deeny, Rory M.Hadden (2019), *Structural capacity in fire of laminated timber elements in compartments with exposed timber surfaces*).

### Capacità portante residuale

Stando a quanto inserito negli Eurocodici, se riscaldato a 100°C in condizioni standard, il legno perde, nel senso della fibra, tra il 65% ed il 75% rispettivamente della resistenza a flessione e

della rigidità, per poi annullarsi definitivamente una volta raggiunti i 300°C. Tenendo in considerazione, per ipotesi, la conservazione delle sezioni piane, il comportamento tenso-deformativo di tipo elastico perfettamente plastico e l'annullamento delle forze di taglio tra le lamelle, al fine di determinare la capacità portante residua, la resistenza e la rigidità dei pannelli di CLT esposti al fuoco, sono state utilizzate funzioni di temperatura rimodellate secondo opportuni operatori di smoothing, programmi di analisi e curve di riduzione delle proprietà meccaniche citate all'interno dell'Eurocodice 5. Inoltre, è doveroso specificare che la distribuzione del modulo elastico sulla sezione trasversale dei campioni è necessaria per la determinazione della posizione dell'asse neutro ed allo stesso tempo dipendente da essa, motivo per il quale tale profondità è stata ricavata tramite iterazione delle equazioni di Newton-Raphson.

Secondo quanto emerso dalle indagini sperimentali, l'incremento della temperatura conduce al superamento del limite di snervamento, oltre il quale si sviluppano i primi cedimenti, si raggiunge la plasticità degli elementi e la curvatura aumenta linearmente fino al limite di resistenza a trazione ed a compressione.

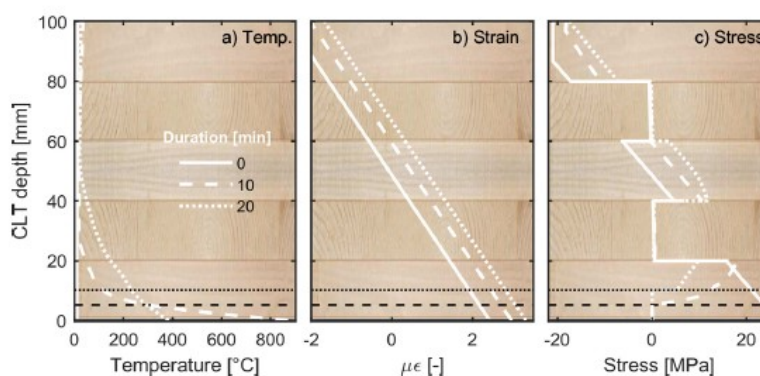


Figura 2.34. Andamento dei grafici di temperatura, deformazione e tensione lungo la sezione trasversale di un pannello di CLT (Felix Wiesner, Luke A. Bisby, Alastair I. Bartlett, Juan P. Hidalgo, Simón Santamaría, Susan Deeny, Rory M.Hadden (2019), *Structural capacity in fire of laminated timber elements in compartments with exposed timber surfaces*).

Infine, in linea con le leggi della Meccanica, il momento resistente di ciascuna sezione può essere calcolato a partire dalla posizione dell'asse neutro secondo la formula

$$M_u = \sum_1^{n_e} \sigma_i A_i y_i. \quad (2.27)$$

Elementi sottoposti a flessione

Per valutare la resistenza flessionale dei campioni di CLT esposti al fuoco sono stati presi in considerazione i dati delle temperature registrate dai pannelli dei soffitti, in quanto rappresentativi degli elementi flettenti; tuttavia si è scelto di non fare affidamento ai dati sperimentali suggeriti dall'Eurocodice 5, bensì di utilizzare un modello ZLS (= Zero Strength Layer) di spessore 7mm, al fine di condurre un'indagine sperimentale che si adattasse il più possibile al modello reale, in grado di tenere conto della resistenza del CLT sotto l'eventuale strato carbonizzato. Nella Figura 2.35 vengono mostrate, relativamente alle configurazioni citate in precedenza, le curve normalizzate di capacità flessionale dei campioni di materiale, le quali descrivono:

- uno scenario in cui sia la perdita di rigidità che di resistenza del legno non carbonizzato risultano essere ancora recuperabili;

- uno scenario in cui risultano irrecuperabili tali proprietà, neanche per gli strati non ancora carbonizzati.

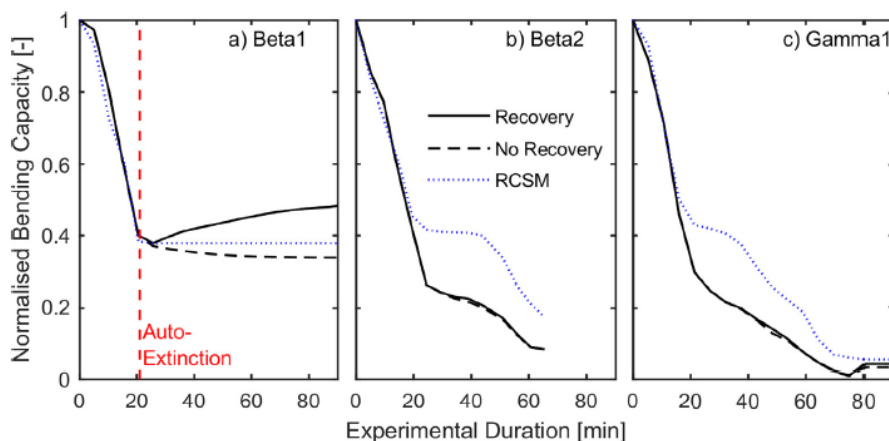


Figura 2.35. Curve di capacità flessionali, relative alle configurazioni  $\beta_1$ ,  $\beta_2$  e  $\gamma$ , dei pannelli di CLT (Felix Wiesner, Luke A. Bisby, Alastair I. Bartlett, Juan P. Hidalgo, Simón Santamaría, Susan Deeny, Rory M. Hadden (2019), *Structural capacity in fire of laminated timber elements in compartments with exposed timber surfaces*).

Al fine di redigere la curva di capacità flessionale, relativamente ai primi 20 minuti del processo di combustione, si può fare affidamento al metodo RCSM, come mostrato in figura. Tuttavia, è necessario notare che tale criterio tenda a fornire, per intervalli temporali di esposizione al fuoco prolungati, una stima per eccesso della resistenza residua, in quanto trascura le eventuali onde di calore che si propagano all'interno della sezione dei campioni di CLT, sotto lo strato carbonizzato.

#### Elementi sottoposti a compressione

Nonostante nei pannelli di CLT la rottura avvenga principalmente per trazione, è fondamentale valutare la perdita graduale di resistenza a compressione, in quanto risulta necessario che le pareti siano in grado di sopportare carichi gravitazionali di vasta entità anche in caso di incendio, soprattutto nel caso di edifici multipiano. Analogamente a quanto svolto per la valutazione della resistenza flessionale residua, in Figura 2.36 vengono illustrate le curve normalizzate di capacità a compressione per le tre configurazioni prese in esame: anche in questo caso il metodo RCSM risulta adatto per valutare la resistenza durante i primi 20 minuti previsti dall'incendio standard; l'utilizzo di un modello ZSL per tempistiche superiori, invece, non è adeguato a descrivere l'andamento corretto delle curve, le quali mostrano perdite significative di resistenza a compressione, comprese tra il 62% ed il 73%.

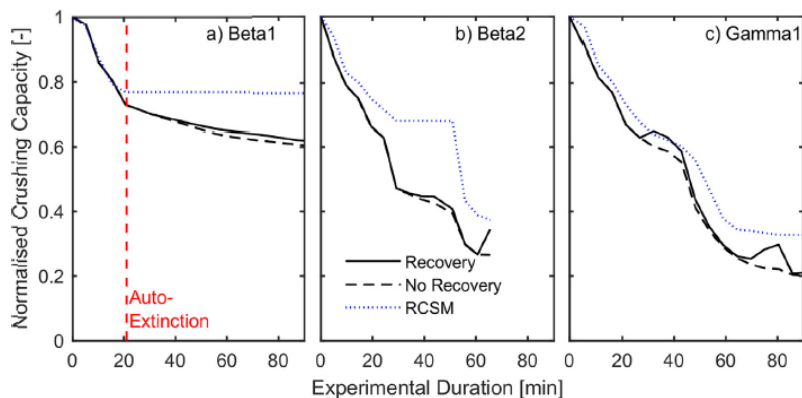


Figura 2.36. Curve di resistenza a compressione, relative alle configurazioni  $\beta_1$ ,  $\beta_2$  e  $\gamma$ , dei pannelli di CLT (Felix Wiesner, Luke A. Bisby, Alastair I. Bartlett, Juan P. Hidalgo, Simón Santamaría, Susan Deeny, Rory M.Hadden (2019), *Structural capacity in fire of laminated timber elements in compartments with exposed timber surfaces*).

## Instabilità dell'equilibrio

La snellezza dei pannelli parete, di altezza pari a 3m, influisce sulla loro capacità portante, motivo per il quale è stata eseguita una prova di instabilità sulla sezione trasversale efficace dei pannelli di CLT, semplicemente incastrati al fine di simulare le condizioni peggiori.

Anche in questo caso, come si può notare dai grafici di Figura 2.37, sino al termine del processo di auto-estinzione, le curve si adattano con buona approssimazione a quelle ottenute tramite il metodo RCSM.

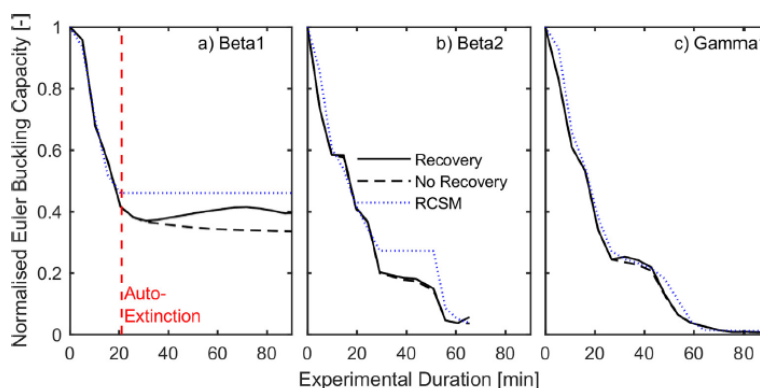


Figura 2.37. Curve ottenute dalle prove di instabilità di equilibrio, relative alle configurazioni  $\beta_1$ ,  $\beta_2$  e  $\gamma$ , dei pannelli di CLT (Felix Wiesner, Luke A. Bisby, Alastair I. Bartlett, Juan P. Hidalgo, Simón Santamaría, Susan Deeny, Rory M.Hadden (2019), *Structural capacity in fire of laminated timber elements in compartments with exposed timber surfaces*).

## Colonne in legno lamellare incollato

La Figura 2.38 mostra l'andamento della resistenza a compressione residuale di colonne in GLULAM, o Glued Laminated Timber, di sezione rettangolare aventi dimensioni in pianta pari a 405mm e 460mm e 2100mm in altezza, sottoposte in un primo momento all'azione del fuoco per l'intervallo standard di 90 minuti in una fornace di laboratorio ed in seguito ad un ciclo di raffreddamento che ha consentito di abbassare la loro temperatura da 1000°C a 300°C in 33 minuti.

Assumendo la combustione uniforme su tutto l'elemento, è possibile notare che la capacità residuale a compressione diminuisce gradualmente dal 45%, in seguito allo spegnimento del forno, al 13% del valore iniziale, dopo un intervallo temporale compreso tra i 120 ed i 180 minuti.



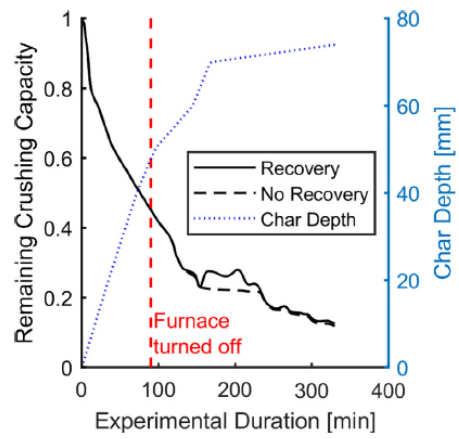


Figura 2.38. Curve di resistenza a compressione delle colonne di GLT (Felix Wiesner, Luke A. Bisby, Alastair I. Bartlett, Juan P. Hidalgo, Simón Santamaría, Susan Deeny, Rory M.Hadden (2019), Structural capacity in fire of laminated timber elements in compartments with exposed timber surfaces).

## Le applicazioni dell'Ingegneria Forense: il caso della Grenfell Tower e delle Torri Gemelle

Il progresso nel campo dell'Ingegneria Forense ed il continuo studio dei fenomeni di incendio che negli anni hanno interessato gli edifici delle più svariate destinazioni d'uso permettono tutt'oggi lo sviluppo di indagini mirate alla ricostruzione della dinamica di questi eventi, attraverso la raccolta di prove materiali e fotografiche, in grado di fornire l'avanzamento delle ipotesi più plausibili, come accaduto nei casi di seguito trattati, riguardanti l'incendio alla Grenfell Tower di Londra e quello insorto successivamente agli attentati terroristici al World Trade Center di New York.

### L'incendio della Grenfell Tower

La Grenfell Tower, progettata nel 1967 e costruita nel 1970 era situata nel quartiere di North Kensington a Londra. L'edificio era composto da 24 piani collegati da un'unica tromba di scale e due ascensori posti al centro di ogni pianerottolo; ogni livello, dal quarto al ventitreesimo, comprendeva sei appartamenti a destinazione d'uso residenziale, due dei quali disposti sulle facciate Est ed Ovest, mentre i restanti quattro distribuiti sugli angoli.

Tra il 2012 ed il 2016 la costruzione aveva subito un intervento di ristrutturazione e a ridosso della facciata esistente in calcestruzzo erano stati installati 14 pannelli colonna per la coibentazione modellati sulla forma dei pilastri già presenti dell'edificio, tre dei quali sulle facciate Nord e Sud, due sulle facciate Est ed Ovest e quattro agli angoli. Questo sistema è stato successivamente ritenuto il principale responsabile dello sviluppo dell'effetto camino durante l'incendio del 14 luglio 2017, che ha causato la morte di 72 persone.

A partire dalla grande quantità di materiale fotografico ed audio-videografico raccolto, soprattutto nel Report del 2 aprile 2018 redatto dal Prof. Bisby, gli studiosi Guillaume, Dréan, Girardin, Benameur e Fatch hanno potuto costruire un modello tridimensionale al fine di analizzare la dinamica di propagazione delle fiamme all'interno dell'edificio, attraverso la sua suddivisione in 3300 elementi di facciata, rappresentati con colori diversi a seconda del loro grado di coinvolgimento nel rogo, come mostrato in figura 3.1.

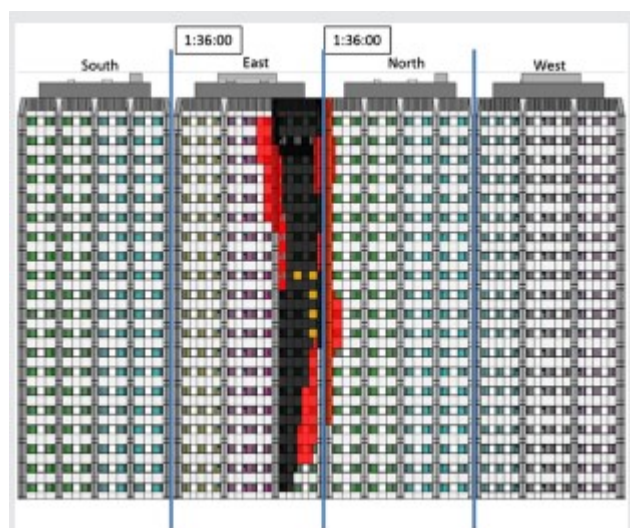


Figura 3.1. Modello geometrico di rappresentazione della propagazione dell'incendio all'esterno della Grenfell Tower (Eric Guillaume, Virginie Dréan, Bertrand Girardin, Faiz Benameur, Talal Fateh (2019), *Reconstruction of Grenfell Tower fire. Part 1: Lessons from observation and determination of work hypotheses*).

Secondo quanto si evince dalle prove raccolte, è possibile supporre che l'incendio abbia avuto origine nella cucina dell'appartamento 16 al quarto piano e che si sia sviluppato all'interno del locale in un arco temporale superiore a 10 minuti, durante il quale è stato notificato alle autorità locali del Servizio di Emergenza, per la prima volta alle 00:54:29 AM, ora locale. Secondo le testimonianze, all' 01:05:36 AM le fiamme risultavano visibili dall'esterno, ancora confinate all'interno dell'edificio, tuttavia tra l'01:08:06 AM e l'01:29:00 AM avrebbero raggiunto la facciata, per poi propagarsi, con velocità aumentata, sino alla sommità della Grenfell Tower.

Il grafico illustrato in figura 3.2 aiuta a scandire le fasi di crescita ed espansione del fuoco: sull'asse delle ordinate viene rappresentata la distanza, in metri, tra la sommità dell'edificio e la posizione dell'architrave della finestra della cucina appartenente alla facciata Est dell'appartamento 16, mentre sull'asse delle ascisse si scandisce, in secondi, il tempo di propagazione dell'incendio.

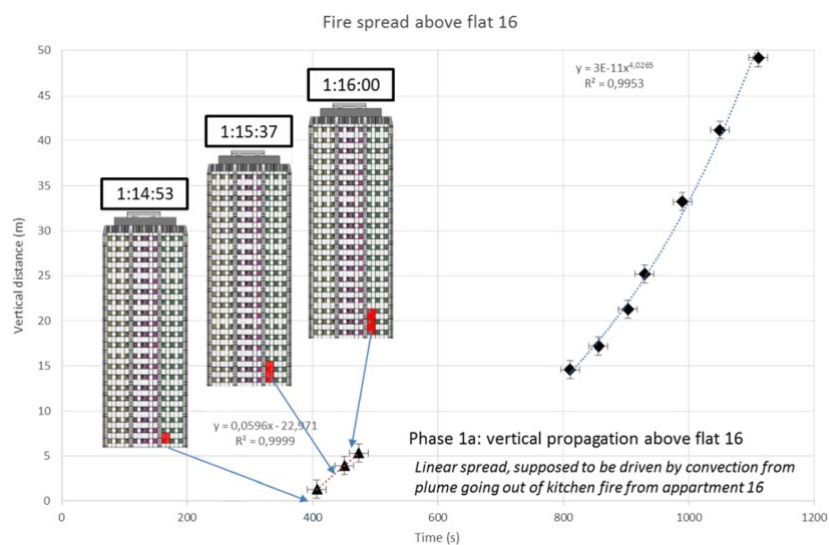


Figura 3.2. Fasi di propagazione verticale dell'incendio (Eric Guillaume, Virginie Dréan, Bertrand Girardin, Faiz Benameur, Talal Fateh (2019), Reconstruction of Grenfell Tower fire. Part 1: Lessons from observation and determination of work hypotheses).

Come si può notare, il fenomeno di combustione viene schematicamente suddiviso in tre fasi, delle quali la prima risulta a sua volta suddivisa in due momenti principali: la fase 0, compresa tra le ore 01:08:06 AM e 01:14:53 AM è caratterizzata da un'iniziale assenza di diffusione delle fiamme e presumibilmente coincide con il lasso temporale in cui i pannelli di ACM-PE sopra l'architrave della cucina hanno raggiunto la temperatura di ignizione, mentre nella successiva, denominata 1a, il fuoco raggiunge il quinto piano della costruzione muovendosi verticalmente, dunque con moto convettivo, sino ad estendersi alle aperture del sesto, sino all'01:16:00 AM. L'intervallo temporale compreso tra quest'ora ed i 5 minuti a seguire prende il nome di fase 1b e si contraddistingue per un generale decremento nella velocità di propagazione delle fiamme e per l'assenza di documentazioni e testimonianze in grado di contribuire alla costruzione della curva: è possibile pensare che in questo intervallo il fuoco abbia raggiunto gli appartamenti 26 e 36, rispettivamente al quinto ed al sesto piano, prima del fenomeno di flashover. Tra l'01:21:37 AM e l'01:29:00 AM, arco di tempo che scandisce la fase 2, si registra un'espansione della fiamma che conduce al raggiungimento della sommità dell'edificio, probabilmente per radiazione, con un tasso di diffusione stimato attorno al valore di 8 m/min. Solo al termine di queste tre fasi iniziali, il fuoco inizia a distribuirsi orizzontalmente sulle varie

facciate della Grenfell Tower, sia in senso orario che antiorario, motivo per il quale è possibile supporre che la disposizione verticale degli elementi della facciata, come i pannelli-colonna o le barriere di cavità abbia influito sensibilmente sul senso di propagazione delle fiamme. Analogamente a quanto redatto per la fase precedente, il grafico illustrato in figura 3.3 permette di scandire le fasi di propagazione dell'incendio nella direzione trasversale sulle facciate della Grenfell Tower. In questo caso, sull'asse delle ordinate si rappresenta la distanza tra la fiamma orizzontale e la parte superiore della parete Est tra i due pannelli colonna dell'appartamento 16, mentre l'asse delle ascisse indica l'intervallo temporale di propagazione verticale compreso tra l'istante iniziale riferito alla presenza del fuoco sulla facciata ed il raggiungimento della sommità dell'edificio; il culmine dei due sensi di sviluppo è stato registrato in prossimità della facciata Ovest, opposta a quella su cui si affacciava l'appartamento 16.

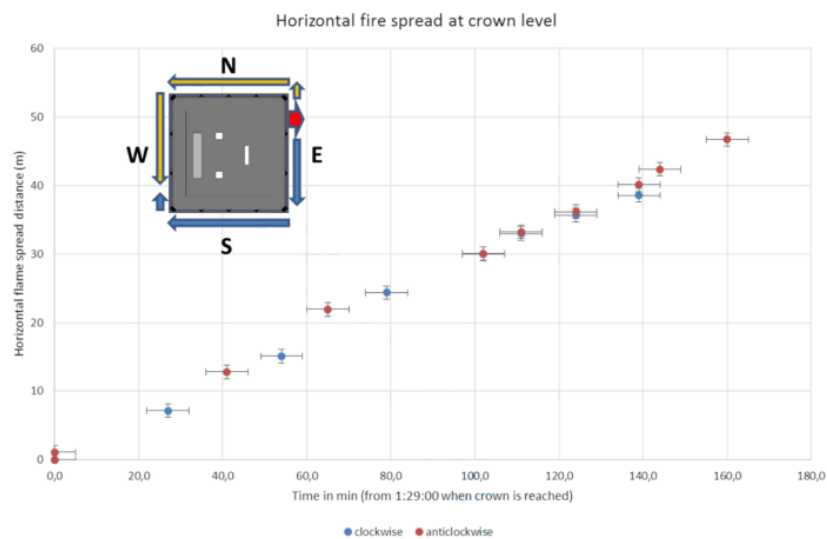


Figura 3.3. Fasi di propagazione orizzontale dell'incendio (Eric Guillaume, Virginie Dréan, Bertrand Girardin, Faiz Benameur, Talal Fateh (2019), *Reconstruction of Grenfell Tower fire. Part 1: Lessons from observation and determination of work hypotheses*).

La trasposizione grafica delle curve citate è mostrato nel modello della figura 3.4, dal quale si può notare un senso di diffusione del fuoco a forma di “V”, fenomeno con buona probabilità causato dal decremento graduale della velocità di azione delle fiamme ai piani inferiori e che, allo stempo tempo, lascia presagire che il vento non abbia influito all'interno della dinamica di sviluppo e propagazione dell'incendio alla Grenfell Tower, così come la geometria dell'edificio e la posizione delle finestre sulla superficie delle facciate.

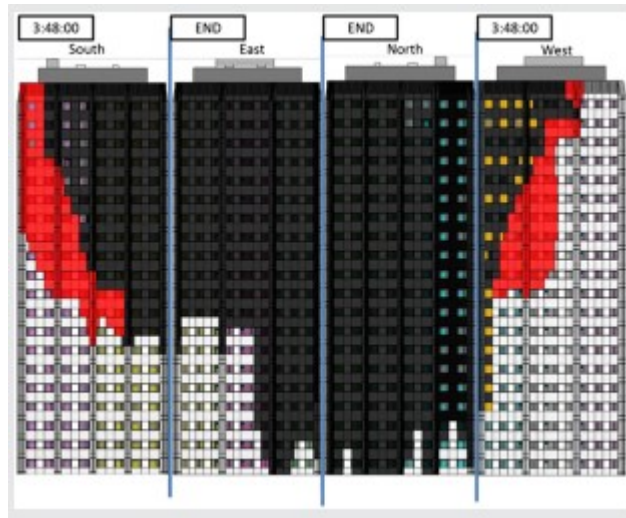


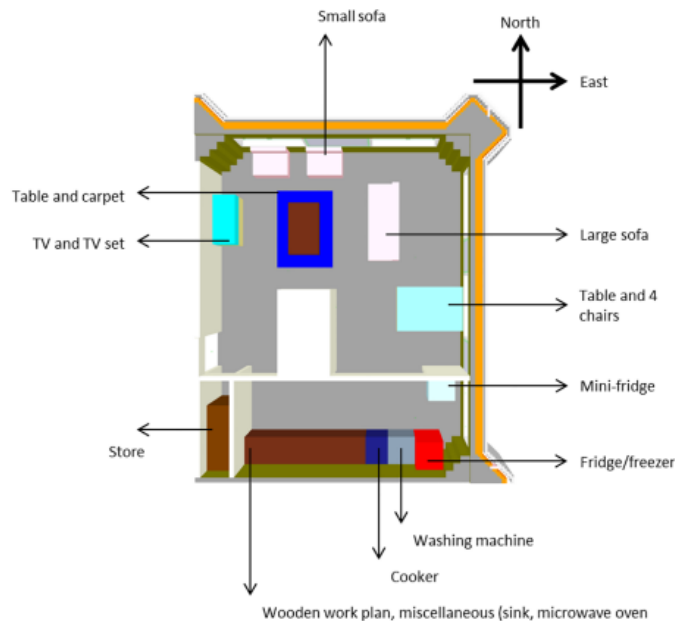
Figura 3.4. Stato della propagazione orizzontale dell'incendio registrata alle 03:48:00 AM (Eric Guillaume, Virginie Dréan, Bertrand Girardin, Faiz Benameur, Talal Fateh (2019), *Reconstruction of Grenfell Tower fire. Part 1: Lessons from observation and determination of work hypotheses*).

Durante il periodo di ristrutturazione precedente l'incendio erano state installate tra le quattro facciate ed i nuovi pannelli della Grenfell Tower delle barriere in lana di roccia a cavità intumescente in grado di chiudere un'intercapedine dello spessore di 25 mm e di creare uno spazio di compartimentazione durante lo sviluppo di un incendio. Non è stato tuttavia possibile accertare la totale efficienza di tali elementi di protezione, in quanto la maggior parte di essi si è irrimediabilmente danneggiata a causa del rogo dei pannelli colonna rivestiti con ACM PE. Inoltre, nell'anno 2016 era stato effettuato un intervento di sostituzione di tutte le finestre tra il quarto ed il ventitreesimo piano dell'edificio. Questi serramenti potevano essere aperti sia verso l'interno che verso l'esterno dell'edificio ed erano stati montati 180 mm più esternamente rispetto ai precedenti, riutilizzando i loro telai in alluminio; anche i profili delle cornici e del doppio battente erano dello stesso materiale ed all'interno dei pannelli di riempimento era installato un ventilatore. Al fine di coprire lo spazio creatosi tra la nuova posizione di intelaiatura delle finestre e quella precedente erano stati utilizzati pannelli in PVC dello spessore di 9,5 mm. Inoltre, all'esterno dell'edificio lo spazio compreso tra un'apertura e l'altra era stato coperto tramite l'utilizzo di pannelli di riempimento da 25 mm, composti da due fogli di alluminio separati da uno strato isolante di polistirene. In seguito all'incendio, nonostante risultassero irrimediabilmente danneggiate, molte finestre si trovavano ancora nella posizione originale, fissate alla parte inferiore dei telai, la cui sommità si era sciolta nella combustione, mentre altre erano cadute nelle stanze degli appartamenti, poiché aperte verso l'interno, contribuendo alla propagazione verticale delle fiamme ai vari piani.

In seguito alla fase preliminare di avanzamento delle ipotesi basate sulla raccolta di prove ed osservazioni, per lo svolgimento delle indagini sperimentali sono stati impiegati modelli ingegneristici fluidodinamici, al fine di costruire gli schemi più plausibili dei potenziali scenari di sviluppo delle fiamme, analizzando efficacemente il grado di coinvolgimento, nell'incendio del 14 luglio 2017, dei pannelli colonna della facciata e delle finestre degli appartamenti della Grenfell Tower.

A causa della ventilazione, il fuoco non si è propagato in maniera omogenea a ridosso delle pareti della cucina nell'appartamento 16, pertanto si è scelto di utilizzare un codice computazionale FSD, in grado di combinare modelli fluidodinamici di combustione e modelli a larga scala settati in modo tale da riconoscere specie di gas sia primitivi che raggruppati, con l'obiettivo di riuscire a descrivere in maniera opportuna i flussi turbolenti, grazie al principio

posto alla base del fenomeno della Cascata di Richardson, secondo il quale all'interno del moto di un fluido i corpi vorticosi che si generano dissipano la loro energia assumendo dimensioni gradualmente inferiori con il progredire del tempo; inoltre, sono state impiegate equazioni elementari per descrivere il fenomeno di produzione di monossido di carbonio CO osservata sia numericamente che sperimentalmente.



*Figura 3.5. Modello geometrico dell'appartamento 16 (Eric Guillaume, Virginie Dréan, Bertrand Girardin, Maxime Koohkan, Talal Fateh (2019), Reconstruction of Grenfell Tower fire. Part 2: A numerical investigation of the fire propagation and behaviour from the initial apartment to the façade).*

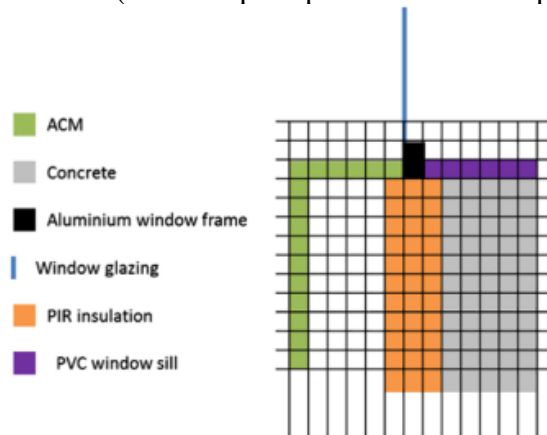
In particolare, assumendo che l'incendio non si sia propagato tramite condotti, sistemi di ventilazione o cavità all'interno dei solai, ma unicamente per diffusione sulla facciata ed all'interno dell'edificio a causa del collasso delle aperture, al fine di costruire il modello ingegneristico si sono tenuti in considerazione due fattori principali:

- la conduzione di calore tra le pareti;
- il trasferimento del fuoco dal muro interno dell'appartamento 16 alla facciata esterna.

Pertanto sono stati costruiti tre modelli numerici con l'obiettivo di analizzare tutte le potenziali dinamiche di sviluppo dell'incendio, circoscritto inizialmente all'appartamento 16 e poi propagatosi anche all'esterno della Grenfell Tower:

- il primo, illustrato in figura 3.5, è relativo all'interno dell'appartamento, mostra la disposizione dei locali interni e dell'arredamento e ha dimensioni 7300 x 8800 x 3000 [mm]. Tale modello prevede maglie di grandezza 50 x 50 x 50 [mm], condizioni al contorno aperte in modo tale da permettere di tenere in considerazione il fenomeno della ventilazione e risulta composto da 1,5 milioni di celle;
- il secondo è relativo alla camera da letto dell'appartamento e ha dimensioni 2900 x 5800 x 3000 [mm]. Tale modello prevede maglie di grandezza 50 x 50 x 50 [mm], condizioni al contorno aperte in modo tale da permettere di tenere in considerazione il fenomeno della ventilazione e risulta composto da 0,4 milioni di celle;
- il terzo, illustrato in figura 3.6, è relativo alla finestra della cucina, di dimensioni 1200 x 1500 [mm]. Al fine di conferire la massima veridicità a questa riproduzione digitale,

è stata proposta una schematizzazione della facciata, composta dagli strati multipli dei materiali impiegati nell'ultima ristrutturazione, quali ACM-PE (4 mm), camera d'aria (100 mm) ed isolante PIR (160 mm per i pannelli e 100 mm per le colonne).



*Figura 3.6. Rappresentazione schematica della composizione della finestra nell'appartamento 16 inizialmente interessata dall'incendio (Eric Guillaume, Virginie Dréan, Bertrand Girardin, Maxime Kooikkan, Talal Fateh (2019), Reconstruction of Grenfell Tower fire. Part 2: A numerical investigation of the fire propagation and behaviour from the initial apartment to the façade).*

Nonostante le evidenze fotografiche e le testimonianze raccolte collocassero con certezza l'origine dell'incendio vicino alla finestra dell'angolo Sud-Est nella cucina dell'appartamento 16, risultava necessario fare chiarezza sulla natura dell'apparecchio che aveva provocato lo sviluppo delle fiamme in seguito al raggiungimento generalizzato della temperatura di ignizione durante il rogo, in quanto, all'interno del locale, erano presenti due frigoriferi di diversa grandezza sui quali si sono concentrate le indagini. Per raggiungere tale obiettivo, sono stati studiati tre potenziali scenari differenti di propagazione il fuoco, dipendenti dal tipo di sorgente di innesco e dalle condizioni di ventilazione scelti.

#### Scenario 1a

Le ipotesi alla base di questo modello individuano nel frigorifero più piccolo la fonte di innesco dell'incendio e considerano ristrette le condizioni di ventilazione. Escludendo chiaramente situazioni fisicamente ideali di sviluppo, è tuttavia necessario tenere conto di una quota minima di ricambio d'aria nei locali ed escludere la chiusura stagna delle porte presenti all'interno dell'appartamento 16.

Dunque, compatibilmente con l'orario della prima chiamata effettuata alle autorità, registrata alle 00:54:29 AM, si presume che l'innesco dell'incendio si fosse verificato cinque minuti prima, tenendo conto dei materiali presenti all'interno della cucina e dei due minuti di ritardo stimati dai ricercatori, trascorsi tra il primo avvistamento delle fiamme dall'esterno dell'appartamento e la notifica del fenomeno al Servizio di Emergenza. Dalla ricostruzione, graficamente illustrata in figura 7, dopo 7 minuti e 30 dall'inizio della combustione, il fuoco aveva già raggiunto la cornice della finestra dopo aver bruciato lo strato di PVC, incendiando anche il pannello in cui era stato installato il ventilatore nei 60 secondi successivi; in questo frangente, la temperatura non supera mai i 200°C, ma aumenta nell'arco di tempo immediatamente prossimo, raggiungendo il range 500°C, provocando il crollo del pannello dopo 3 minuti.

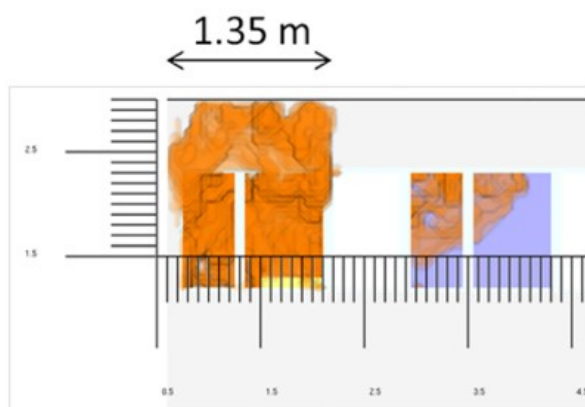
A 22 minuti dall'inizio del fenomeno si registra il collasso definitivo della finestra della cucina e nei quattro successivi il primo intervento dei Vigili del Fuoco, nonostante le fiamme avessero già raggiunto la facciata esterna della Grenfell Tower.

#### Scenario 1b

Le ipotesi alla base di questo modello individuano nel frigorifero più piccolo la fonte di innesco dell'incendio, ma contrariamente al modello precedente considerano la condizione di ventilazione libera, consentendo l'apertura della porta scorrevole tra la cucina ed il soggiorno dell'appartamento 16.

Secondo quanto mostrato nella figura 10, al momento della prima chiamata effettuata alle autorità, registrata alle 00:54:29 AM, il fuoco non si era ancora sviluppato o propagato sulla facciata e dalle analisi è stato possibile supporre che il tasso di RHR ammontasse, sino a quel momento, a non più di 150 kW. A causa della ventilazione, tuttavia, a 12 minuti dall'inizio dell'incendio il fuoco si sarebbe propagato al frigorifero più grande della cucina, per poi espandersi definitivamente a tutti gli elettrodomestici ed al piano di lavoro del locale, sino alla finestra dell'angolo Sud-Est. Nell'intervallo temporale compreso tra i primi 15 e 20 minuti, inoltre, è stato possibile scorgere le fiamme dall'esterno dell'edificio, poiché intorno alle 01:03:00 AM la finestra esposta all'azione delle fiamme aveva già parzialmente ceduto.

Anche in questo caso si tiene conto dell'intervento dei Vigili del Fuoco nei cinque minuti successivi, sebbene il tasso di RHR avesse raggiunto il valore massimo di 4 MW all'interno della stanza e le temperature quello di 600°C in prossimità del telaio dell'apertura.



*Figura 3.7. Rappresentazione schematica dello scenario di incendio 1b (Eric Guillaume, Virginie Dréan, Bertrand Girardin, Maxime Koohkan, Talal Fateh (2019), Reconstruction of Grenfell Tower fire. Part 2: A numerical investigation of the fire propagation and behaviour from the initial apartment to the façade).*

## Scenario 2

Contrariamente ai due casi precedenti, le ipotesi alla base di questo modello individuano nel frigorifero più grande la fonte di innesco dell'incendio, pur considerando la condizione di ventilazione libera, consentendo l'apertura della porta scorrevole tra la cucina ed il soggiorno dell'appartamento 16, come per lo scenario 1b. Lo sviluppo degli eventi risulta pressoché analogo a quello del caso precedente: la figura 13 propone un confronto tra i valori registrati di RHR nelle tre casistiche esposte.

Sulla base di quanto riportato sinora, è possibile notare che, nonostante il tasso di RHR risultasse sempre inferiore a 300 kW nelle fasi iniziali dell'incendio, il fuoco si è rivelato la causa principale della distruzione del PVC delle finestre e del pannello di ventilazione della cucina; inoltre, si evidenzia l'assenza del fenomeno di flashover in tutti e tre gli scenari, nonostante le fiamme avessero raggiunto dimensioni circa pari a 1,35 m x 0,55 m una volta colpita la facciata esterna dell'edificio, al momento del primo intervento delle autorità locali.

## Collasso delle finestre



In ultima analisi, come mostrato in figura 3.8, al fine di risolvere eventuali problemi legati agli errori dei modelli implementati, è stato analizzato nei dettagli il fenomeno di collasso delle finestre della costruzione in esame, che potevano essere aperte sia verso l'interno che verso l'esterno, motivo per il quale le modalità di guasto riscontrate, così come il rientro delle fiamme all'interno dell'edificio, risultavano strettamente legati alla posizione di tali serramenti al momento del rogo ed al loro intervallo temporale di esposizione.

Pertanto sono stati utilizzati modelli di aperture di dimensioni 1241 mm x 1285 mm, pari a quelle della finestra della cucina presente nell'appartamento 16, composti da un doppio vetro dello spessore di 26 mm e da un telaio in profili di alluminio separati da uno strato di poliammide; in seguito, il loro comportamento sotto l'azione di carichi di natura termica è stato analizzato secondo tre configurazioni principali:

- esposizione al fuoco con battente chiuso;
- esposizione al fuoco con battente aperto rivolto verso l'interno dell'edificio;
- esposizione al fuoco con battente aperto rivolto verso l'esterno dell'edificio.

Dopo cinque minuti dall'inizio della combustione è stata riscontrata, alla temperatura di 200°C, un ponte termico nello strato di poliammide del telaio; in ultima analisi, da quel momento sino ai cinque minuti seguenti, si sono manifestate le alterazioni più evidenti sulla superficie delle finestre, nel caso della seconda e della terza configurazione.

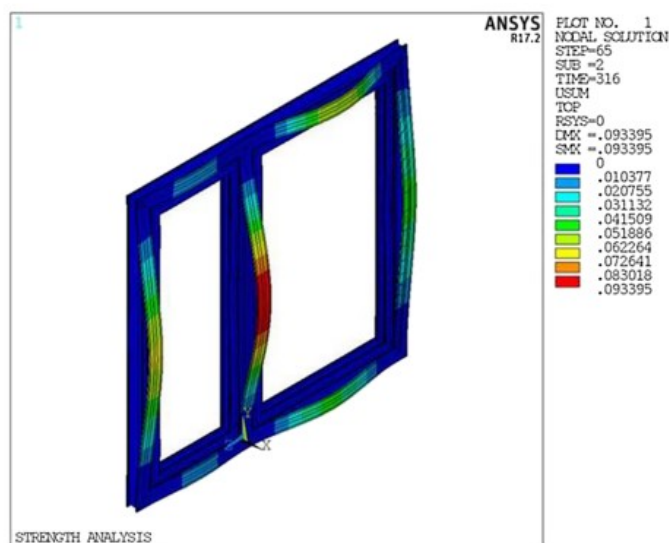


Figura 3.8. Plot dei risultati ottenuti dall'analisi termomeccanica della finestra nelle condizioni precedenti al collasso (Eric Guillaume, Virginie Dréan, Bertrand Girardin, Maxime Koohkan, Talal Fateh (2019), *Reconstruction of Grenfell Tower fire. Part 2: A numerical investigation of the fire propagation and behaviour from the initial apartment to the façade.*)

Alla luce di quanto esposto sinora risulta necessario specificare che il problema alla base dell'incendio che ha coinvolto la Grenfell Tower nel luglio del 2017 non è stato il mancato controllo della qualità dei materiali utilizzati, rivelatasi idonea in seguito a tutti i test antincendio effettuati prima della costruzione dell'edificio, bensì la performance del sistema esterno di facciata ventilata, installato durante il periodo di ristrutturazione nell'anno precedente, il quale ha causato lo sviluppo dell'effetto camino, favorendo, in un lasso di tempo molto breve, una considerevole propagazione delle fiamme e dei fumi tossici, composti in

prevalenza da acido cianidrico (HCN) e monossido di carbonio (CO), che hanno provocato la morte di 72 persone. In particolare, stando ai dettami delle norme ISO 13571 e ISO 13344, il livello di letalità di tali esalazioni è stato stabilito mediante l'utilizzo dell'indice FED (Fractional Effective Dose), il quale permette di ottenere una stima della quantità inalata di agenti nocivi in grado di provocare la perdita dei sensi o della vita su metà di una popolazione presa statisticamente a campione.

Comunemente, per il rifacimento degli esterni di edifici multipiano di dimensioni analoghe a quelle della Grenfell Tower vengono impiegati sistemi di facciata ventilata composti da:

- pannelli di rivestimento, solitamente in ACM (Aluminium Composite Material), dunque costituiti da due fogli di alluminio separati da uno strato isolante riempito con materiale polimerico e materiale ignifugo o, alternativamente con materiale polimerico ed idrossidi di metallo, come alluminio o magnesio, in grado di ritardare la propagazione delle fiamme;
- strato di materiale isolante, come schiume fenoliche (PF), poliisocianurato (PIR), lana di vetro o lana di roccia;
- barriere di cavità poste a separazione dei due componenti sopra citati.

Pertanto, come mostrato nelle figure 3.9 e 3.10, sono state svolte indagini sperimentali volte alla valutazione del comportamento dei materiali maggiormente impiegati nella composizione odierna di tali sistemi, in seguito alla loro esposizione al fuoco all'interno di una fornace settata sulla modalità statica, in grado di riprodurre le condizioni di sviluppo dei gas tossici, seguendo quanto indicato all'interno della normativa ISO TS 19700. Dei diciannove analizzati ACM PE1, PF 2 e PIR 2 erano i componenti del rivestimento esterno della Grenfell Tower.

Panel Materials.			
Code	Filling	Density (kg m <sup>-3</sup> )	Thickness (mm)
ACM_PE1	PE	1400 (950 <sup>*</sup> )	4
ACM_PE2	PE	1375 (925 <sup>*</sup> )	4
ACM_FR1	PE with FR	1900 (1625 <sup>*</sup> )	4
ACM_FR2	PE with FR	1900 (1650 <sup>*</sup> )	4
ACM_FR3	PE with FR	1900 (1600 <sup>*</sup> )	4
ACM_NC1	Mineral filled	1900 (1625 <sup>*</sup> )	4
ACM_NC2	Corrugated aluminium	1100	4
HPL_PF	High pressure laminate (phenol formaldehyde)	1350	10
HPL_FR	High pressure laminate (phenol formaldehyde FR)	1350	8
MWB_1	Mineral wool board	1200	8
MWB_2	Mineral wool board	1250	9

\* Measured density of filler material excluding aluminium.

Figura 3.9. Elenco dei materiali dei pannelli di rivestimento esaminati (Sean T. McKenna, Nicola Jones, Gabrielle Peck, Kathryn Dickens, Weronika Pawelec, Stefano Oradei, Stephen Harris, Anna A. Stec, T. Richard Hull (2019), *Fire behaviour of modern façade materials – Understanding the Grenfell Tower fire*).

Insulation Materials.		
Code	Description	Density (kg m <sup>-3</sup> )
PF1	Phenolic foam	42.8
PF2	Phenolic foam	41.8
PF3	Phenolic foam	45.0
PIR1	PIR foam	32.4
PIR2	PIR foam	35.0
PIR3	PIR foam	35.0
SW	Stone wool	37.0 (78.0)*
GW	Glass Wool	36.0

\* Value reported is of lower density (insulating) layer, value in brackets is density of higher density external facing layer.

Figura 3.10. Elenco dei materiali isolanti esaminati (Sean T. McKenna, Nicola Jones, Gabrielle Peck, Kathryn Dickens, Weronika Pawelec, Stefano Oradei, Stephen Harris, Anna A. Stec, T. Richard Hull (2019), *Fire behaviour of modern façade materials – Understanding the Grenfell Tower fire*).

Tali prodotti sono stati sottoposti a sette prove, quali:

- analisi chimica elementare, volta alla determinazione della loro composizione chimica ed isotropica;
- caratterizzazione polimerica;
- analisi termogravimetrica (TGA);
- calorimetria, per mezzo della bomba di Mahler, al fine di valutarne il potere calorifico;
- calorimetria su scala da laboratorio in condizioni di pirolisi;
- calorimetria conica, secondo la normativa ISO 5660, al fine di valutare il comportamento dei fogli di alluminio ancora esposti all'azione del fuoco;
- tossicità dei fumi, mediante l'utilizzo della fornace settata in modalità statica precedentemente citata, in condizioni di buona, bassa e scarsa ventilazione, secondo quanto indicato dalla normativa ISO 19706.

I risultati più rappresentativi dell'indagine sperimentali sono stati forniti dall'analisi calorimetria su scala da laboratorio e dalla combinazione di quest'ultima con l'analisi della calorimetria svolta con la bomba di Malher.

Con lo svolgimento del primo metodo, come mostrato nelle curve delle figure 3.11 e 3.12, la pirolisi ha condotto al rilascio del massimo di energia termica in un intervallo di temperature prossimo ai 500°C nel caso dei materiali dei pannelli esterni e delle schiume fenoliche isolanti e compreso tra i 300°C ed i 400°C per i poliisocianurati. In entrambi i grafici è possibile osservare come la quantità di calore dispersa dalla lana di roccia (SW) e dalla lana di vetro (GW) risulti sempre costante e nettamente inferiore rispetto a quella del resto dei campioni analizzati.

Secondo i risultati forniti dal secondo procedimento, invece, i componenti maggiormente coinvolti nel fenomeno della combustione e del rilascio di calore sono stati gli ACM PE, le schiume fenoliche ed il PIR 1.

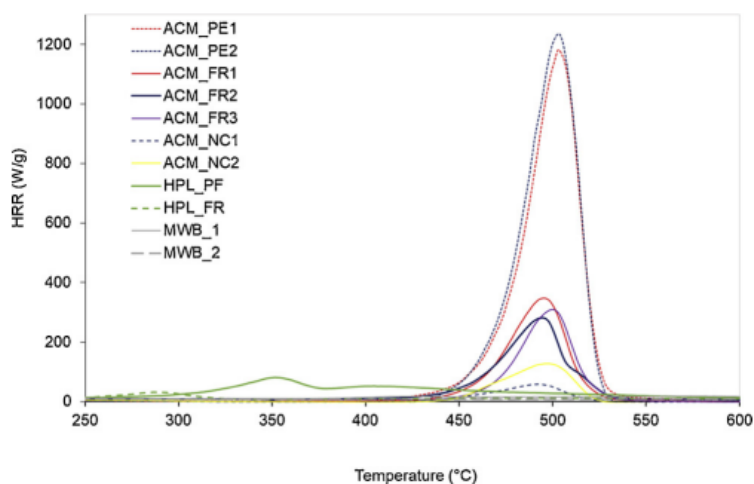


Figura 3.11. Curva RHR dei materiali dei pannelli esterni utilizzando l'analisi calorimetrica su scala di laboratorio (Sean T. McKenna, Nicola Jones, Gabrielle Peck, Kathryn Dickens, Weronika Pawelec, Stefano Oradei, Stephen Harris, Anna A. Stec, T. Richard Hull (2019), *Fire behaviour of modern façade materials – Understanding the Grenfell Tower fire*).

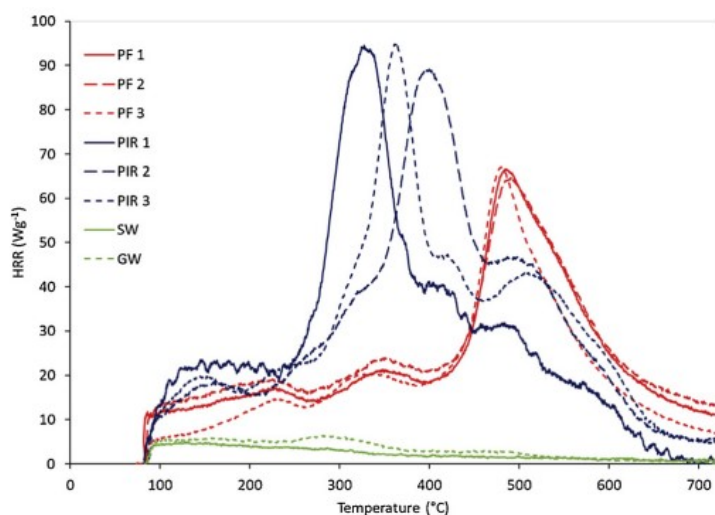


Figura 3.12. Curva RHR dei materiali dei pannelli esterni utilizzando il secondo metodo di indagine (Sean T. McKenna, Nicola Jones, Gabrielle Peck, Kathryn Dickens, Weronika Pawelec, Stefano Oradei, Stephen Harris, Anna A. Stec, T. Richard Hull (2019), *Fire behaviour of modern façade materials – Understanding the Grenfell Tower fire*).

La calorimetria conica, inoltre, ha permesso di valutare il comportamento dei materiali dei pannelli esterni e degli isolanti quando esposti alle temperature elevate. Come si può notare dalla figura 3.13, ACM PE1 ed ACM PE 2 hanno disperso la maggior quantità di energia termica, rispettivamente pari a 1300 kN/m<sup>2</sup> in 190 secondi ed a 1050 kN/m<sup>2</sup> in 250 secondi; al contrario, il contributo degli idrossidi di magnesio (Mg(OH)<sub>2</sub>) e di alluminio (Al(OH)<sub>3</sub>) ha avuto un netto effetto ritardante sulla combustione di ACM FR 1 e di ACM FR 2. Diversamente dai componenti dei pannelli, i materiali isolanti hanno rilasciato un tasso di calore inferiore, nonostante avessero iniziato a bruciare immediatamente dopo l'inizio delle prove. La figura 3.14 mostra come l'andamento decrescente delle curve relative ai PIR dovuta allo sviluppo di uno strato superficiale di carbone in seguito alla fase iniziale di picco sia nettamente differente da quello caratteristico delle schiume fenoliche, le quali, nella complessità del processo, hanno sviluppato un tasso più elevato di RHR.

Infine, nonostante la difficoltà di stabilirne con assoluta certezza il livello di tossicità, dalle analisi su scala da laboratorio relative ai fumi è emerso che la maggior parte del HCN viene

prodotto dalla combustione non tanto delle schiume fenoliche, quanto più dei PIR, in quantità variabile a seconda delle condizioni di ventilazione in cui essa si sviluppa che, nel caso in esame della Grenfell Tower risultavano basse ma costanti.

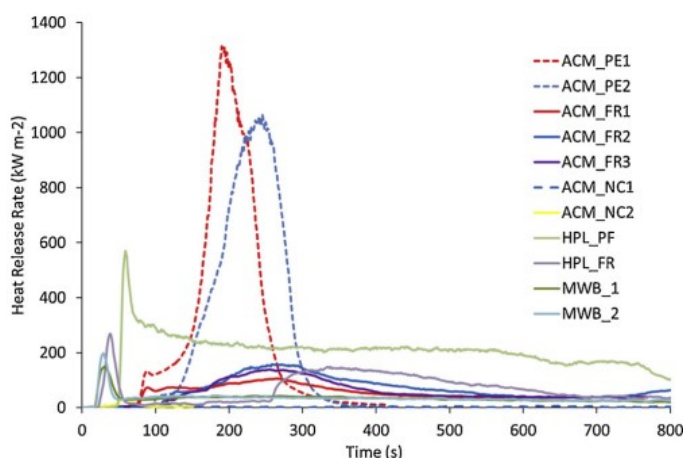


Figura 3.13. Curva RHR dei materiali dei pannelli esterni secondo l'analisi di calorimetria conica (Sean T. McKenna, Nicola Jones, Gabrielle Peck, Kathryn Dickens, Weronika Pawelec, Stefano Oradei, Stephen Harris, Anna A. Stec, T. Richard Hull (2019), Fire behaviour of modern façade materials – Understanding the Grenfell Tower fire).

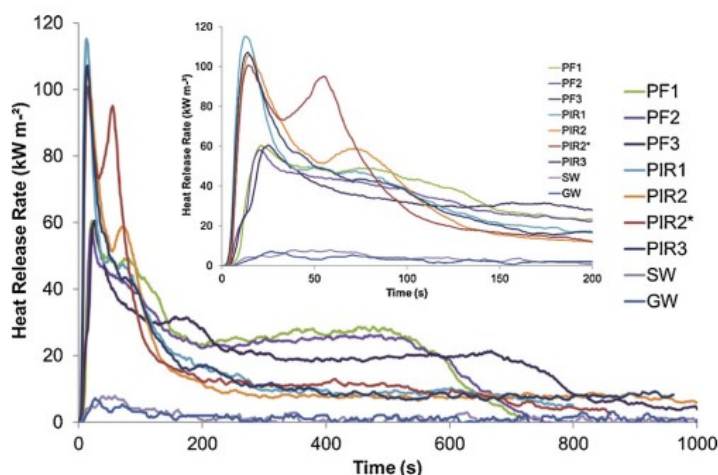


Figura 3.14. Curva RHR dei materiali isolanti secondo l'analisi di calorimetria conica (Sean T. McKenna, Nicola Jones, Gabrielle Peck, Kathryn Dickens, Weronika Pawelec, Stefano Oradei, Stephen Harris, Anna A. Stec, T. Richard Hull (2019), Fire behaviour of modern façade materials – Understanding the Grenfell Tower fire).

## Il caso delle Torri Gemelle

Sito nella regione meridionale di Manhattan a New York, il World Trade Center era in origine composto da sette edifici progettati dagli architetti Minoru Yamasaki e Leslie Robertson, poi realizzati tra la seconda metà degli anni '60 e l'inizio degli anni '80, dei quali le Torri Gemelle, inaugurate nell'aprile del 1973, costituivano le prime due unità del complesso e, sino a quel momento, erano i grattacieli più alti al mondo.

A causa dei danni irreversibili subiti in seguito agli attentati terroristici dell'11 settembre 2001, i restanti cinque edifici minori sono stati demoliti e ricostruiti a partire dall'anno 2006 e, insieme al memoriale per le vittime ed alla stazione ferroviaria, appartengono oggi al complesso del nuovo WTC.

In seguito al tragico evento, l'Istituto Nazionale di Standard e Tecnologia ha condotto uno studio della durata di tre anni volto all'analisi, in campo ingegneristico, delle dinamiche che hanno condotto al crollo del WTC1 e del WTC2 provocato dall'impatto dei due velivoli, tramite la catalogazione, il recupero e l'identificazione di 236 componenti di elementi strutturali, appartenenti a 12 classi di acciaio a basso contenuto di carbonio, sia laminato a caldo che temprato ad alta resistenza, di diversa provenienza.

### Recupero ed identificazione degli elementi strutturali delle due Torri

Le Torri Gemelle possedevano una struttura tubolare a pianta quadrata di lato pari a 63,4 m con angoli smussati, composta da sei piani interrati e centodieci fuori terra, ognuno dei quali, al netto degli ingombri, presentava una superficie di 2880 m<sup>2</sup>.

Per la costruzione di ciascun edificio sono state impiegate circa 250000 tonnellate di acciaio e, a partire dal nono piano, la struttura portante era costituita da tre componenti principali:

- moduli perimetrali prefabbricati;
- colonne del nucleo;
- travature reticolari dei solai.

Come mostrato in figura 3.15, lungo la facciata ed in corrispondenza dello smusso di ogni torre erano presenti rispettivamente 57 e 3 colonne scatolari a base quadrata di lato 36 cm in acciaio di 14 classi di resistenza a snervamento differenti, in grado di sopportare il carico del vento ed il 40% dei carichi gravitazionali. I moduli perimetrali erano composti da gruppi di tre colonne di altezza pari a quattro livelli, due nelle regioni smussate, legate tramite saldatura a piastre di tipo spandrel in acciaio appartenenti a 12 classi di resistenza a snervamento e posizionate alla quota di ogni piano, in grado di distribuire uniformemente gli sforzi di taglio agenti. Inoltre, dallo schema illustrato in figura, è possibile notare la posizione sfalsata dei vari moduli strutturali delle facciate, studiata in maniera tale da impedire che i giunti tra le colonne si trovassero sempre alla stessa quota.

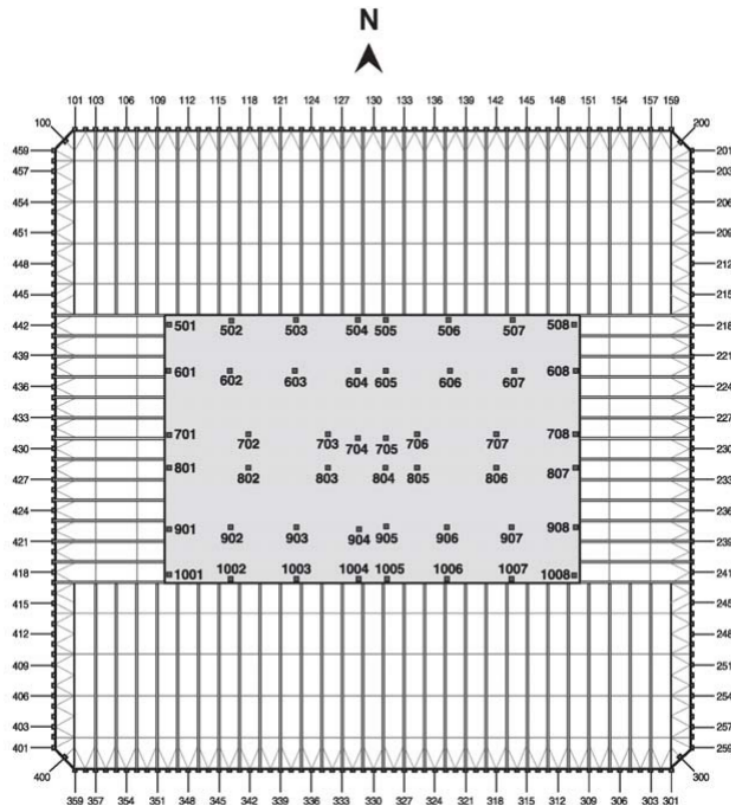


Figura 3.15. Schema compositivo delle colonne del WTC 1 e del WTC 2 (S.W. Banovic, T. Foecke, and F.W. Gayle (2006), *Assessment of Structural Steel from the World Trade Center Towers, Part I: Recovery and Identification of Critical Structural Elements*).

Le colonne del nucleo centrale delle Torri Gemelle avevano il compito di sopportare la restante parte dei carichi gravitazionali ed in base alla loro posizione appartenevano a due tipologie distinte: scatolari saldate con resistenza a snervamento  $F_y$  pari a 36 KSI e 42 KSI nella parte inferiore di ogni edificio ed a flangia larga con resistenza a snervamento  $F_y$  pari a 36 KSI, 42 KSI, 45 KSI e 50 KSI in quella inferiore.

I pavimenti del WTC 1 e del WTC 2, infine, erano costituiti da lastre in calcestruzzo dello spessore di 10 cm appoggiate su una piastra in acciaio dotata di scanalature sostenuta da un sistema di travature reticolari, di lunghezza 10,66 m o 18,29 m, collegate tramite imbullonatura all'intersezione tra le colonne e le piastre spandrel sul lato esterno e tramite saldatura con una piastra di rinforzo a quelle sul lato interno, come illustrato in figura 3.16; tale struttura era composta da barre di acciaio ASTM A242 superiormente ed ASTM A36 inferiormente e disposta secondo uno schema tirante-puntone, in maniera tale da distribuire orizzontalmente gli sforzi di taglio tra la lastra del pavimento e la struttura perimetrale esterna. Infine, per ridurre al minimo la percezione di oscillazione dovuta all'azione dei venti, erano stati saldati smorzatori viscoelastici ad una piastra che li collegava sia ai muri esterni che al nucleo interno degli edifici.

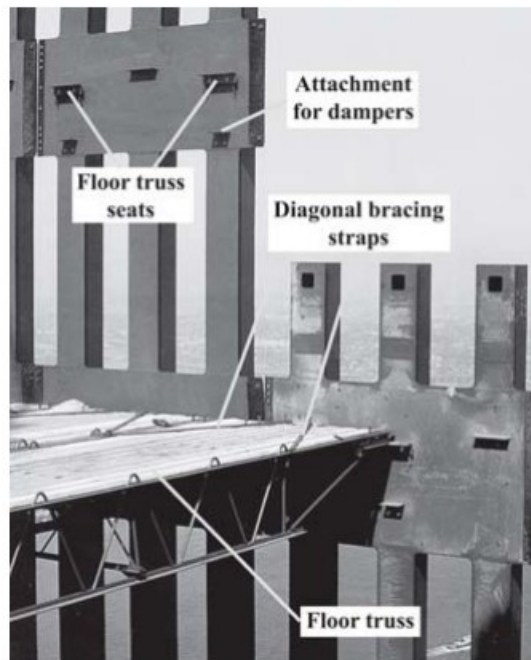


Figura 3.16. Schema compositivo delle travi reticolari dei solai del WTC 1 e del WTC 2 (S.W. Banovic, T. Foecke, and F.W. Gayle (2006), *Assessment of Structural Steel from the World Trade Center Towers, Part I: Recovery and Identification of Critical Structural Elements*).

### Identificazione dei componenti strutturali in acciaio

Durante il periodo di edificazione del sito, al fine di limitare quanto più possibile la complessità del processo di costruzione simultanea delle due torri, era stato ideato un sistema di identificazione tramite codifica alfanumerica dei principali elementi strutturali: in particolare, una sigla collocata generalmente nella regione inferiore e interna di ciascuna colonna indicava l'edificio di appartenenza, il numero di linea relativo al nucleo interno o ai pannelli esterni ed il solaio di pertinenza, come mostrato in figura 3.17; inoltre, sul lato opposto, era apposto un timbro con il codice del mezzo incaricato della messa in opera.



Figura 3.17. Codici identificativi rinvenuti sulla porzione inferiore di una colonna del nucleo interno appartenente al WTC 2 (S.W. Banovic, T. Foecke, and F.W. Gayle (2006), *Assessment of Structural Steel from the World Trade Center Towers, Part I: Recovery and Identification of Critical Structural Elements*).



La forma e la geometria, tuttavia, hanno costituito un tassello fondamentale nel processo di riconoscimento e recupero dei vari componenti strutturali, i quali, semi-distrutti o gravemente danneggiati in seguito agli attentati che hanno condotto al loro collasso, erano contrassegnati da timbri pressoché illeggibili.

Il processo di identificazione e recupero della maggior parte dei detriti degli elementi strutturali ha avuto inizio a partire dal mese di ottobre del 2001, in seguito al loro stoccaggio nei siti di raccolta di Staten Island, Jersey City, Newark e Keasbey, grazie alla collaborazione dei team di ingegneri del NIST, di SEAoNY (Structural Engineers Association of New York) e di PANYNJ (Port Authority of New York and New Jersey). In totale sono stati raccolti ed esaminati 236 pezzi, ancora integri o almeno in parte, tra moduli perimetrali esterni, colonne del nucleo delle zone interessate dall'impatto con i velivoli e di quelle limitrofe, piastre, unioni bullonate e strutture reticolari dei solai: come mostrato in tabella 3.1, una volta ritenuti idonei per le indagini, tali campioni sono stati contrassegnati con un nuovo codice identificativo, composto da una lettera iniziale che indicava il sito di raccolta di provenienza ed una serie numerica relativa alla registrazione.

*Tabella 3.1. Porzioni recuperate di colonne del nucleo interno appartenenti al WTC 1 ed al WTC 2 (S.W. Banovic, T. Foecke, and F.W. Gayle (2006), Assessment of Structural Steel from the World Trade Center Towers, Part I: Recovery and Identification of Critical Structural Elements).*

NIST Name	Description	Bldg.	Column	Floors	Derrick Division	$F_y$ , ksi
B-1011	Heavy rectangular column	WTC 1	508	51-54	55	36
B-6152-1	Heavy rectangular column	WTC 1	803	15-18	52	36
B-6152-2	Heavy rectangular column	WTC 1	504	33-36	51	36
C-88a	Heavy rectangular column	WTC 2	801	80-83	550	42
C-88b	Heavy rectangular column	WTC 2	801	77-80	550	42
C-90	Heavy rectangular column	WTC 2	701	12-15	549	36
C-30 or S-12	Wide-flange section	WTC 2	1008	104-106	NA	36
C-65 or S-8	Wide-flange section	WTC 1	904	86-89	52	36
C-71	Wide-flange section	WTC 1	904	77-80	NA	36
C-80	Wide-flange section	WTC 1	603	92-95	51	36
C-155	Wide-flange section	WTC 1	904	83-86	52	36
HH or S-2	Wide-flange section	WTC 1	605	98-101	53	42
NA, information not available						

Relativamente ai moduli perimetrali della struttura, sono stati rinvenuti nel complesso 90 pannelli, ma solamente 25 dei 42 che riportavano almeno la sigla di appartenenza alla relativa torre disponevano di tutte le informazioni necessarie per i ricercatori. Un esempio di questo tipo di componenti è illustrato in figura 3.18: a causa della mancanza della porzione inferiore della colonna, il pannello denominato M-2 non riportava tutte le sigle di identificazione, ma i numeri “63” e “9” hanno permesso di stabilire che si trattasse di un elemento strutturale posizionato tra il novantesimo ed il novantanovesimo piano, la cui messa in opera era stata effettuata da un mezzo operante sul WTC 1.



Figura 3.18. Pannello M-2 (S.W. Banovic, T. Foecke, and F.W. Gayle (2006), *Assessment of Structural Steel from the World Trade Center Towers, Part I: Recovery and Identification of Critical Structural Elements*).

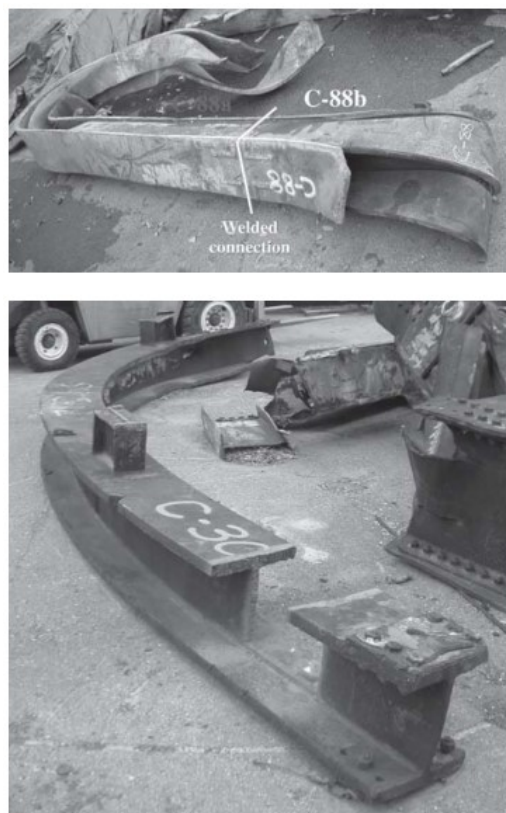


Figura 3.19. Colonne del nucleo interno appartenenti al WTC 2 (S.W. Banovic, T. Foecke, and F.W. Gayle (2006), *Assessment of Structural Steel from the World Trade Center Towers, Part I: Recovery and Identification of Critical Structural Elements*).

La figura 3.19, invece, indica le due tipologie di colonne impiegate nella costruzione delle Torri Gemelle: solamente 12 sono risultate idonee alle indagini e due di esse erano sprovviste del codice alfanumerico.

Il processo di recupero delle travi dei solai, infine, è risultato il più complesso in quanto, contrariamente agli altri elementi strutturali, esse non erano contrassegnate dall'identificativo ed al momento del trasporto ai siti di stoccaggio erano state compresse ed aggrovigliate al fine di ridurre lo spazio di ingombro, a punto tale di impedire ai ricercatori di ottenere elementi integri e determinare con esattezza la loro estensione.

#### Elementi strutturali di rilevante importanza

Al fine di studiare le caratteristiche fisiche e meccaniche degli acciai che componevano la struttura dei primi due edifici del World Trade Center, i ricercatori hanno deciso di suddividere i campioni di materiale raccolto in tre categorie principali:

- quelli appartenenti alla regione interessata dall'impatto dei velivoli;
- quelli che hanno subito l'incendio prima dell'inscasso del meccanismo di collasso;
- quelli apparsi non danneggiati ed ancora in grado di fornire informazioni necessarie circa le proprietà di tutte le tipologie di acciai impiegati nella costruzione, durante lo svolgimento delle indagini.

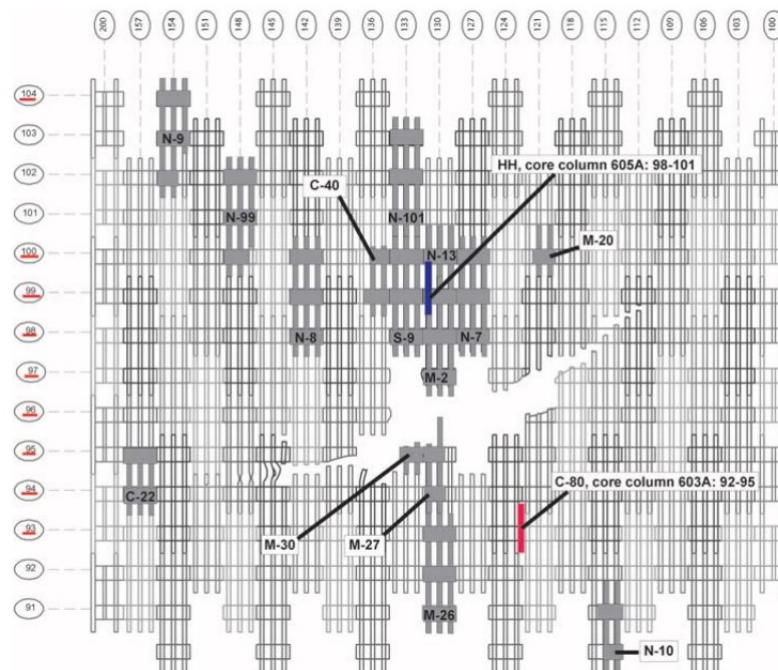


Figura 3.20. Ricostruzione grafica della regione interessata dall'impatto del velivolo nel WTC 1 (S.W. Banovic, T. Foecke, and F.W. Gayle (2006), *Assessment of Structural Steel from the World Trade Center Towers, Part I: Recovery and Identification of Critical Structural Elements*).

Ad esempio, dalle documentazioni fotografiche e videografiche raccolte, si può notare che il WTC1 è stato colpito nella porzione compresa verticalmente tra il 94° ed il 99° piano ed orizzontalmente tra le file di colonne 111 e 152 della facciata Nordi, come mostrato in figura 3.20: in questo edificio i pannelli direttamente colpiti dalla testa dell'aereo sono stati M-2, M-27, M-30, S-9 e N-7; il WTC 2, invece, è stato colpito nella porzione compresa verticalmente tra il 75° e l'85° piano ed orizzontalmente tra le file di colonne 411 e 440 della facciata Sud, escludendo la zona dell'angolo sud-est coperta dai fumi dell'incendio: in questo caso, gli unici due elementi strutturali recuperati appartenenti a quella regione sono le colonne del nucleo centrale C-88a e C-88b, la cui posizione è illustrata in figura 3.21.

In ultima analisi, a causa della dispersione del carburante degli aerei all'interno delle due Torri, in seguito all'impatto si è sviluppato un incendio che ha coinvolto inizialmente la porzione di piani della facciata Nord compresa tra il 92° ed il 99° nel WTC1 e tra il 78° e l'83° e che si è protratto sino al collasso, rispettivamente per 103 e 56 minuti: tra i componenti strutturali esposti all'azione del fuoco figurano le colonne del nucleo centrale C-80 e HH del primo edificio e C-88a e C-88b del secondo.

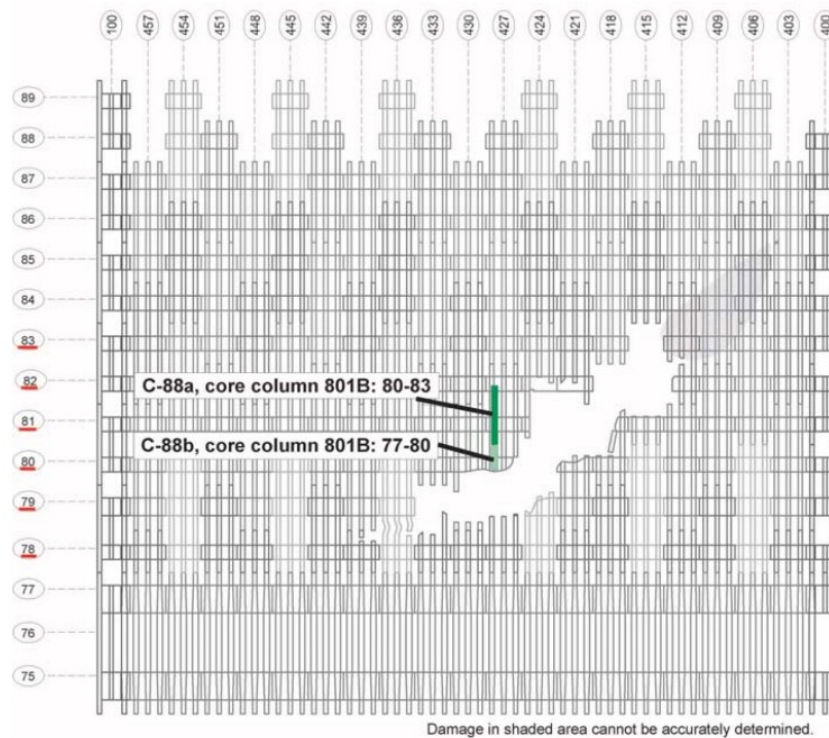


Figura 3.21. Ricostruzione grafica della regione interessata dall'impatto del velivolo nel WTC 2 (S.W. Banovic, T. Foecke, and F.W. Gayle (2006), *Assessment of Structural Steel from the World Trade Center Towers, Part I: Recovery and Identification of Critical Structural Elements*).

In seguito al processo di identificazione e recupero dei componenti strutturali delle Torri Gemelle è stato possibile elaborare modelli ad elementi finiti in grado di illustrare e descrivere il meccanismo di collasso dei due edifici in seguito all'impatto dei velivoli. Al fine di appurarne la veridicità, il NIST ha analizzato la documentazione fotografica e videografica resa pubblica sino a quel momento riguardante l'integrità del materiale resistente al fuoco applicato a spruzzo ad alta densità (SFRM) ed i danni subiti dai moduli perimetrali esterni, dalle colonne, dalla struttura reticolare dei solai, dalle unioni bullonate e dalle unioni saldate.

### Procedura sperimentale

Durante la fase iniziale delle indagini, il NIST si è occupato della raccolta, nella maggior quantità possibile, di fotografie e video in grado di descrivere quanto accaduto negli istanti precedenti e durante l'impatto degli aerei e nel lasso di tempo successivo durante il quale si è sviluppato l'incendio che ha condotto al collasso definitivo delle due torri: pertanto, tramite la post-produzione del materiale ottenuto, il miglioramento del contrasto, la rimozione delle ombre dovute ai fumi, il montaggio di precisi fotogrammi e l'acquisizione di immagini digitali in risoluzione non compressa provenienti da stampe o negativi è stato possibile effettuare uno studio preliminare qualitativo non basato su calcoli, bensì su semplici osservazioni dei danni alla struttura ed al materiale ignifugo di rivestimento dei principali componenti, per mezzo della creazione di mappe del danno e di propagazione del fuoco.

In particolare sono state esaminate più di 10000 immagini ed in seguito al processo di rielaborazione solamente 210 di esse presentavano una risoluzione ritenuta idonea allo svolgimento delle indagini forensi.



*Figura 3.22. Ricostruzione grafica dell'impatto del velivolo sul WTC 1 (S.W. Banovic, T. Foecke, and F.W. Gayle (2006), Assessment of Structural Steel from the World Trade Center Towers, Part II: Analysis of Images for Forensic Information).*

### Danno da impatto al World Trade Center 1

Un esempio di valutazione visiva del grado di coinvolgimento degli elementi strutturali e dei danni subiti dal WTC 1, è fornito dalla sequenza di immagini provenienti dalla rielaborazione di una delle undici fotografie vagliate dai ricercatori, proposta in figura 3.22: originariamente l'immagine non era in grado di mostrare completamente gli effetti causati dall'impatto del velivolo, pertanto durante il processo di post-produzione il frammento di un secondo fotogramma in grado di mostrare chiaramente i danni causati dall'azione della parte più esterna dell'ala è stato sovrapposto ad essa, opportunamente ruotato e regolato a livello di luce e contrasto ed in secondo luogo è stata inserita la sagoma stilizzata del Boeing, compatibilmente con la geometria dell'apertura presente sulla facciata. In seguito, come mostra la figura 3.23, tramite l'impiego di ulteriori fotografie scattate da altre angolazioni ed in momenti differenti, è stato possibile individuare ed evidenziare con piccoli rettangoli di colore diverso le varie tipologie di meccanismo di rottura che hanno interessato le colonne appartenenti ai moduli perimetrali esterni delle regioni immediatamente prossime a quelle dell'impatto: con il blu sono state indicate le rotture delle unioni bullonate delle piastre spandrel, con il rosso le rotture per strappo dell'acciaio o cracking, con il verde la rottura delle unioni saldate ed in giallo quelle verificatesi per un meccanismo non identificato al momento delle analisi, mentre le linee nere trasversali indicano la posizione delle giunzioni tra i pannelli che componevano la struttura della facciata.

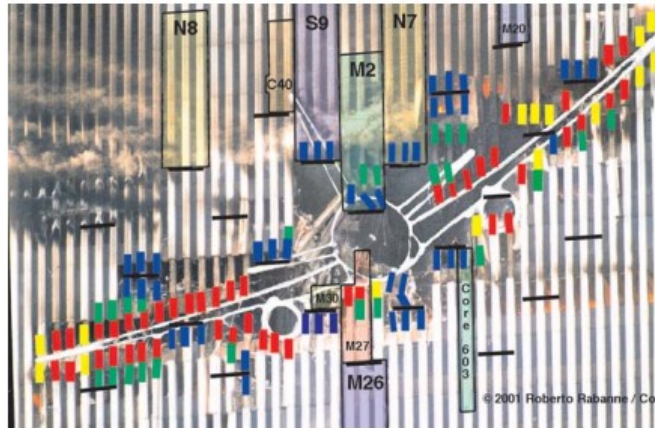
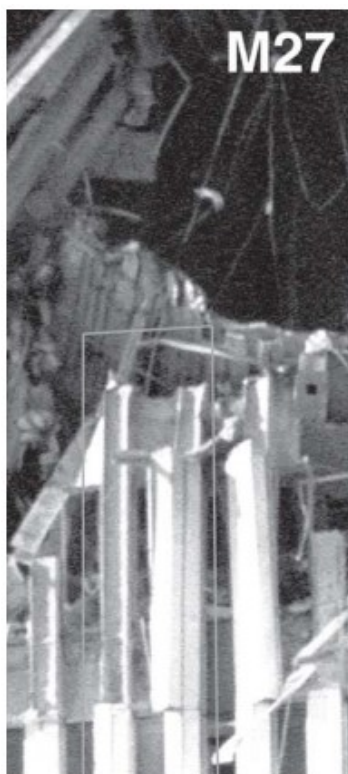


Figura 3.23. Meccanismi di rottura degli elementi strutturali del WTC 1 nella regione dell'impatto (S.W. Banovic, T. Foecke, and F.W. Gayle (2006), *Assessment of Structural Steel from the World Trade Center Towers, Part II: Analysis of Images for Forensic Information*).

Dalle analisi visive condotte sulle immagini riguardanti il WTC 1 è quindi emerso che le regioni della facciata Nord interessate dall'impatto delle ali del velivolo hanno subito prevalentemente rottura per taglio o spaccatura, mentre quella colpita dalla fusoliera ha riportato per la maggior parte danni dovuti alla rottura delle unioni bullonate, in quanto la forte pressione esercitata dal mezzo, che è entrato in rotta di collisione perpendicolarmente alla superficie della facciata, ha violentemente spinto i pannelli all'interno degli uffici, provocandone l'immediata rottura.

Come mostrato nella figura 3.23, sono stati recuperati cinque pannelli appartenenti a quest'area, denominati M-30, S-9, M-27, M-2 e M-7:

- il pannello M-30 si trovava accanto al M-27 e copriva i piani compresi tra il 94° ed il 97°. Rispetto alla regione colpita dall'aereo era collocato in asso a destra ed il suo collasso si deve alla rottura delle unioni bullonate;
- il pannello M-27 si trovava sotto al M-2, copriva i livelli della costruzione compresi tra il 93° ed il 96° ed è stato travolto dall'estremità anteriore della fusoliera, la quale l'ha piegato con un angolo di circa 90° verso l'interno dell'edificio, rompendo la piastra spandrel al 95° piano insieme alla colonna 131;
- il pannello S-9 si trovava accanto al pannello M-2, copriva i piani compresi tra il 97° ed il 100° ed è stato colpito dalla coda del velivolo;
- il pannello M-2, come il pannello M-27 precedentemente citato, è stato colpito dalla testa della fusoliera, che ha innescato il meccanismo di rottura alle unioni bullonate delle piastre di collegamento e di alcune colonne adiacenti;
- Il pannello M-7 si trovava in alto a destra rispetto al M-2 e copriva i piani compresi tra il 97° ed il 100°; anche in questo caso, in corrispondenza del 97° livello, le colonne si sono rotte in corrispondenza delle unioni bullonate.



*Figura 3.24. Pannello M-27 (S.W. Banovic, T. Foecke, and F.W. Gayle (2006), Assessment of Structural Steel from the World Trade Center Towers, Part II: Analysis of Images for Forensic Information).*

### Danni da impatto al World Trade Center 2

Contrariamente alla situazione precedente, lo svolgimento dell'analisi qualitativa dei danni subiti dal WTC 2 è risultato più complesso, in quanto le vie di fuga utilizzate per l'evacuazione dei civili all'interno dell'edificio appartenevano proprio alla facciata colpita dall'altro aereo: per questo motivo e per evitare che la posizione della prima Torre coprisse anche solo parzialmente la struttura in esame, le immagini esaminate sono state scattate da angolazioni molto diverse e da distanze sensibilmente maggiori, che non hanno potuto garantire livelli di risoluzione ottimali, se non nel caso della fotografia mostrata in figura 3.25, la cui prospettiva, inoltre, costituiva un ostacolo ai fini di una corretta analisi della dinamica di collisione del velivolo che, rispetto al primo, non aveva colpito perpendicolarmente la facciata Sud dell'edificio con la fusoliera, bensì con un'inclinazione differente ed il vertice Nord-Est in corrispondenza dell'81° piano con uno dei motori.

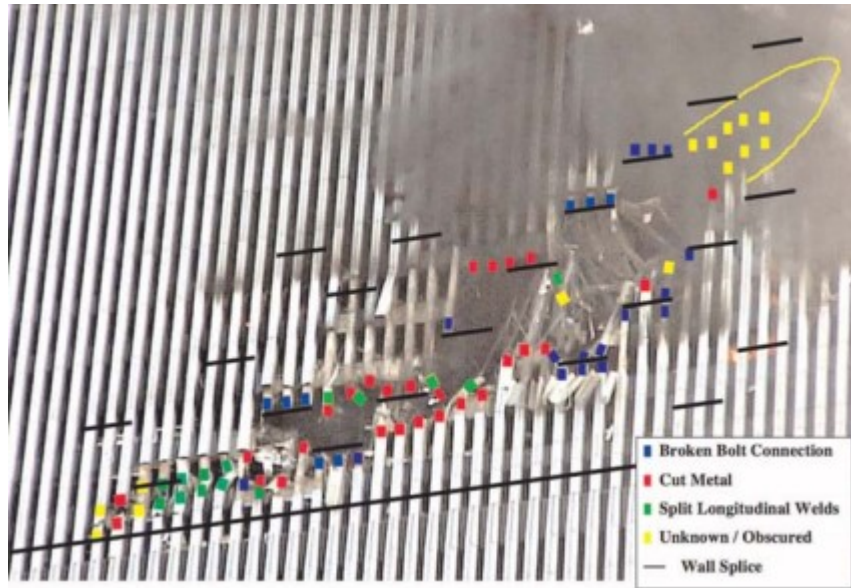


Figura 3.25. Vista della facciata Sud del WTC 2 (S.W. Banovic, T. Foecke, and F.W. Gayle (2006), *Assessment of Structural Steel from the World Trade Center Towers, Part II: Analysis of Images for Forensic Information*).

Tuttavia, anche in questa circostanza sono state evidenziate le tipologie di meccanismo di collasso che hanno interessato le colonne appartenenti ai moduli perimetrali esterni delle regioni immediatamente prossime a quelle dell'impatto: si può quindi notare come le parti dell'edificio colpite dalle ali del Boeing abbiano subito principalmente una rottura per taglio o strappo dell'acciaio, così come le colonne appartenenti all'area interessata dall'impatto con la fusoliera, le quali, a causa dell'angolo di inclinazione del velivolo precedentemente accennata, non hanno subito una rottura delle unioni bullonate dovuto alla flessione dei pannelli, come accaduto nel caso del WTC 1.

La figura 3.26 mostra il vertice Nord-Est della seconda Torre in seguito all'impatto con uno dei motori dell'aereo; le frecce blu indicano sulla colonna i punti di rottura avvenuta per taglio, quelle verdi evidenziano la posizione di alcuni pannelli che sono stati piegati in seguito alla rottura delle piastre spandrel che tenevano unite le colonne 257 e 258 al piano 81, mentre quelle rosse le parti dell'anima della colonna 254 rimaste intatte.

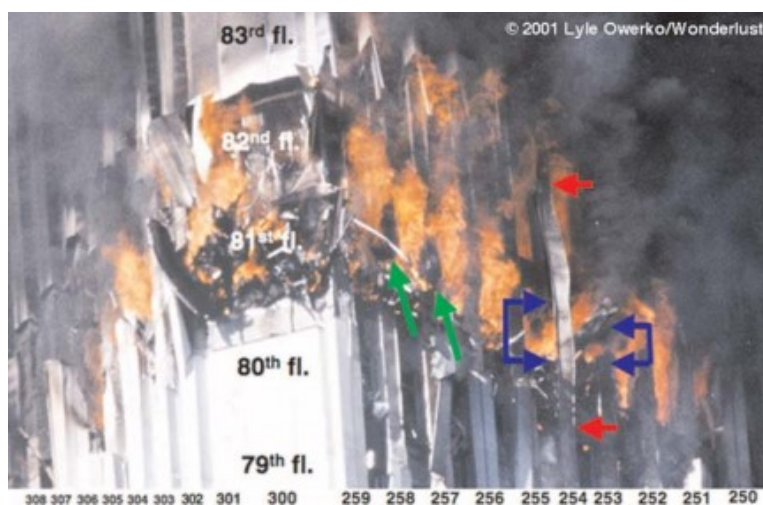
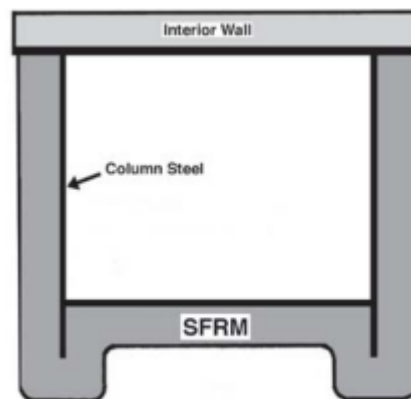


Figura 3.26. Vista del vertice Nord-Est del WTC 2 (S.W. Banovic, T. Foecke, and F.W. Gayle (2006), *Assessment of Structural Steel from the World Trade Center Towers, Part II: Analysis of Images for Forensic Information*).



## Danni da incendio

Un ulteriore elemento sottoposto alle indagini forensi svolte in seguito agli attentati dell'11 settembre è stato il materiale utilizzato per il sistema di protezione passiva antincendio degli edifici del World Trade Center, quale SFRM, o Sprayed Fired-Resistive Material, applicato a spruzzo sulle colonne dei pannelli murari esterni, su quelle del nucleo interno delle due Torri e sulle travi reticolari a sostegno dei solai, al fine di isolare i componenti strutturali in acciaio dall'azione delle temperature elevate; per studiarne il comportamento ed il coinvolgimento durante la fase di combustione conseguente allo scontro tra gli aerei e le torri, sono state osservate fotografie riguardanti per la maggior parte le unioni bullonate e le porzioni di facciate colpite dai detriti.

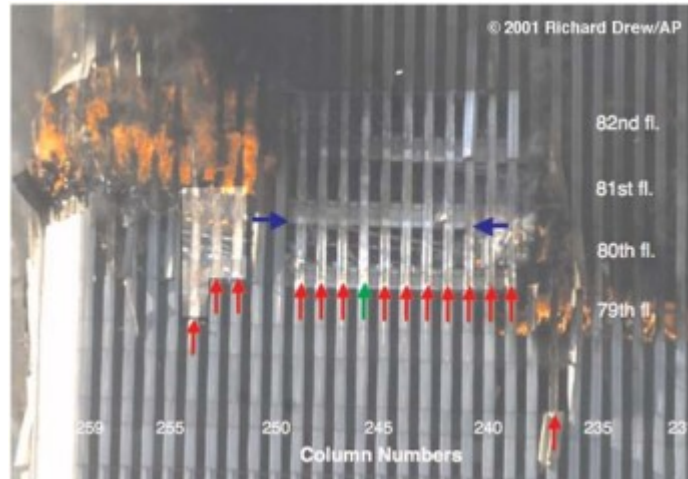


*Figura 3.27. Schematizzazione dell'applicazione dello strato di SFRM secondo il progetto originale sul WTC 1 e sul WTC 2 (S.W. Banovic, T. Foecke, and F.W. Gayle (2006), Assessment of Structural Steel from the World Trade Center Towers, Part II: Analysis of Images for Forensic Information).*

Secondo le indicazioni progettuali il materiale protettivo sarebbe dovuto essere applicato uniformemente seguendo la forma delle colonne scatolari, come mostrato in figura 3.27: tuttavia, probabilmente al fine di accorciare i tempi di realizzazione, tale sostanza è stata applicata sulla facciata in maniera tale da colmare lo spazio compreso tra l'anima delle colonne e le ali adiacenti, di fatto appiattendone la forma; questa decisione, in seguito all'impatto dei due velivoli ha condotto a conseguenze ancor più gravi, poiché grosse porzioni di SFRM si sono staccate dai pannelli con estrema facilità anche in regioni sensibilmente lontane da quella della collisione, esponendo al fuoco un'enorme quantità di acciaio dei pannelli perimetrali dei due edifici.

Relativamente al WTC 1, è stato esaminato materiale fotografico riguardante l'area intorno al foro sulla facciata Nord, colpita dal Boeing.

Anche nel caso del WTC 2 è stata analizzata la facciata esposta a Nord, la quale però, conteneva il foro di uscita del velivolo ed una grande quantità di danni causati dall'azione dei detriti, quali componenti meccanici del mezzo, porzioni dell'edificio o elementi strutturali di grandezza variabile, responsabili della distruzione di molte finestre e del distacco della maggior parte dei pannelli di materiale ignifugo. In particolare, la figura 3.28 mostra il quadro della situazione presentatosi tra le colonne 239 e 249: le frecce rosse indicano le regioni interessate dalla rottura dei pezzi di SFRM, mentre quella verde l'unica colonna ancora integra; le frecce blu, invece, evidenziano una striscia di rivestimento, anch'essa intatta, che era stata applicata su uno strato resistente all'acqua posto alle giunzioni dei pannelli in alluminio della facciata, al quale, durante l'incendio, era riuscita a rimanere aggrappata.



*Figura 3.28. Distacco di SFRM tra le colonne 239 e 249 della facciata Nord del WTC 2 (S.W. Banovic, T. Foecke, and F.W. Gayle (2006), Assessment of Structural Steel from the World Trade Center Towers, Part II: Analysis of Images for Forensic Information).*

Un'altra fase fondamentale nelle indagini forensi è stata quella relativa alle analisi visive effettuate sul materiale raccolto, le quali hanno permesso di individuarne la classe di appartenenza e di delineare un primo ipotetico scenario sulle modalità che hanno condotto al crollo dei due edifici in esame.

Risulta importante sottolineare che la condizione in cui riversavano i componenti strutturali analizzati dai ricercatori al momento delle ispezioni visive era il risultato delle tre fasi principali alle quali erano stati sottoposti in seguito all'attentato dell'11 settembre, quali l'impatto con i velivoli, il collasso strutturale, ma anche quella di rimozione, trasporto e stoccaggio nei siti di raccolta indicati, durante la quale i materiali sono esposti ad ulteriori rischi di grave danneggiamento.

#### Esame fisico dell'acciaio strutturale recuperato

##### **Sezioni del pannello esterno**

Si propongono di seguito i risultati ottenuti dalle indagini svolte sul pannello M-2 appartenente al World Trade Center 1 e sui componenti strutturali della regione ad esso adiacente.

##### **Danni complessivi del pannello M-2 e modalità di danneggiamento delle colonne esterne**

Il pannello M-2 si trovava nella parte superiore centrale del WTC 1 e raggruppava le colonne 129, 130 e 131; il confronto tra il materiale fotografico ed i codici identificativi apposti sui suoi vari componenti, ha permesso di accertare che tale pannello fosse stato colpito dalla testa della fusoliera e dallo stabilizzatore della coda del velivolo che ha colpito la Torre, unica causa dei gravi danni riportati, in quanto lo stato di conservazione successivo al recupero risultava essere inalterato.



Figura 3.29. Flessione del pannello M-2 in corrispondenza del 97° piano (S.W. Banovic, T. Foecke, and F.W. Gayle (2006), *Assessment of Structural Steel from the World Trade Center Towers, Part III: Physical Damage Caused by Impact of Aircraft*).

Come mostra la figura 3.29, nelle regioni del pannello in corrispondenza del 97° piano dell'edificio è stato possibile osservare lo sviluppo di un meccanismo di flessione verticale, probabilmente causato dalla travatura reticolare del solaio che, agendo come un perno, ha permesso la flessione delle colonne verso l'interno dell'edificio. La figura 3.30, inoltre, mostra la strombatura della parte inferiore delle colonne 129 e 130, interessate da un fenomeno di strappo che ha rotto le saldatature della loro sezione scatolare, stirandone ed assottigliandone la sezione. Segni di instabilità, splitting e strappo, inoltre, si sono riscontrati sulle ali e sulle piastre spandrel di collegamento di tali colonne, in corrispondenza della regione del 97° piano.

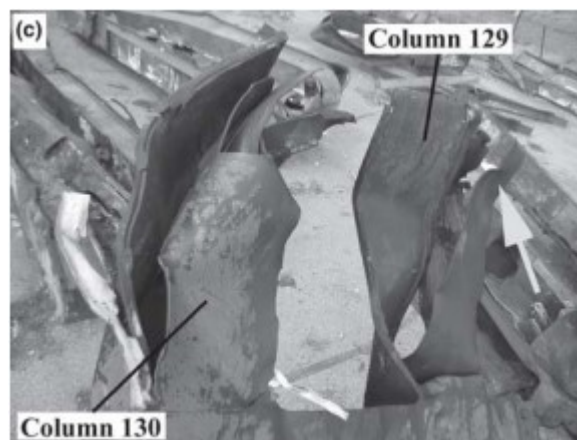


Figura 3.30. Strombatura delle colonne 129 e 130 nella porzione inferiore (S.W. Banovic, T. Foecke, and F.W. Gayle (2006), *Assessment of Structural Steel from the World Trade Center Towers, Part III: Physical Damage Caused by Impact of Aircraft*).

#### Modalità di danno e guasto di Spandrel Collegamenti

Tutte le sei piastre di collegamento spandrel appartenenti al pannello M-2 sono state esaminate dai ricercatori durante la fase delle ispezioni visive; quelle relative alla regione del 97° piano del WTC 1 esibivano evidenti strappi delle unioni bullonate a causa dell'espulsione in seguito all'impatto del velivolo, mentre quelle del 99° presentavano le giunzioni ancora intatte, caratteristica che ha permesso di individuare nel collasso strutturale della Torre l'unica causa della loro rottura. A causa della presenza di una spessa coltre di fumo in seguito allo scontro e della mancanza di materiale fotografico in grado di fornire informazioni circa la loro condizione precedente il crollo, non è stato invece possibile individuare la causa del danneggiamento delle

piastre del 98° piano.



*Figura 3.31. Danneggiamento di una piastra spandrel (S.W. Banovic, T. Foecke, and F.W. Gayle (2006), Assessment of Structural Steel from the World Trade Center Towers, Part III: Physical Damage Caused by Impact of Aircraft).*

#### Danni alle piastre di testa e modalità di guasto di giunzioni a colonna

Analogamente a quanto svolto per le piastre spandrel, il confronto tra le immagini relative allo stato di conservazione della base delle colonne 129, 130 e 131 e delle loro piastre di collegamento ha permesso di identificarne la causa del collasso, che anche in questo caso coincide con l'impatto del velivolo, il quale ha condotto alla rottura ed alla deformazione delle unioni bullonate di collegamento; in effetti, le piastre al momento delle indagini apparivano completamente staccate dalle colonne, le quali, in mancanza di bullonatura, sono state sottoposte ad un meccanismo di flessione verso l'interno dell'edificio che ha provocato il superamento del loro limite massimo di resistenza a trazione.

#### Danni alle connessioni esterne delle travature reticolari

Per la determinazione del quadro complessivo dei danneggiamenti alla struttura reticolare dei solai sono stati esaminati gli undici pannelli al di sopra del 95° piano del WTC 1 e dei dodici sottostanti, i quali, sono stati quasi complessivamente sottoposti ad un fenomeno di flessione verso il basso causata dal progressivo sovraccarico individuabile appena al di sotto della regione dell'impatto, che potenzialmente potrebbe aver contribuito allo sviluppo della fase iniziale del collasso della struttura.

#### **Colonne del nucleo interno**

Contrariamente alla quantità di informazioni disponibili per i pannelli murari esterni recuperati dal WTC 1, è stato possibile recuperare solamente quattro delle 282 colonne del nucleo interno dell'edificio, pertanto, a causa dell'esiguo numero di campioni a disposizione e dell'impossibilità di reperire materiale fotografico sulle condizioni riguardanti il centro della costruzione, le indagini forensi non possono essere ritenute sufficientemente rappresentative del quadro complessivo dei danni subiti da tali elementi. A tal proposito si riportano di seguito i risultati delle ispezioni visive svolte sulla colonna C-80 appartenente al WTC 1 e sulla colonna

C-88a del WTC 2.

La colonna C-80 a flangia larga, illustrata in figura 3.32, si trovava nella seconda fila di colonne nella zona centrale della facciata Nord della prima Torre, presentava una resistenza a snervamento pari a 36 ksi e la sua rottura è stata causata dal crollo dell'edificio. Sulla base delle osservazioni effettuate è stato possibile individuare due modalità di rottura differenti che hanno condotto al collasso dell'elemento: in corrispondenza del 92° piano, infatti, sono state rinvenute importanti fratture sulle unioni bullonate, mentre al livello del 93° si è sviluppato il fenomeno di strappo dell'acciaio.



*Figura 3.32. Colonna C-80 appartenente al WTC 1 (S.W. Banovic, T. Foecke, and F.W. Gayle (2006), Assessment of Structural Steel from the World Trade Center Towers, Part III: Physical Damage Caused by Impact of Aircraft).*

La colonna C-88 a, al momento del recupero, risultava ancora saldata inferiormente alla giunzione della C-88 b; le due colonne possedevano una resistenza a snervamento pari a 42 ksi ed erano collocate nella prima fila della zona centrale della facciata Sud del WTC 2. La colonna presentava una flessione delle flange e delle saldature rivolta a Sud-Ovest nella parte superiore, in corrispondenza della regione del piano 81, oltre a segni di rottura in corrispondenza delle piastre di collegamento e, nonostante non sia stato possibile svolgere ulteriori indagini sull'acciaio a livello macroscopico a causa della sua elevata corrosione, risultava evidente che le sezioni di rottura non avessero subito sensibili riduzioni in seguito all'impatto ed al crollo della costruzione. In ultima analisi, dal momento che i danni figuravano prettamente nella porzione superiore al piano interessato dallo scontro del velivolo, la flessione dell'elemento verso il basso suggeriva la presenza di sovraccarico dai livelli sovrastanti e la direzione di piegatura delle piastre risultava essere diametralmente opposta a quella della traiettoria del Boeing, è ragionevole pensare che i motivi della rottura della colonna C-88 a siano da imputare unicamente al collasso strutturale della Torre.

### **Travature reticolari dei pavimenti/solai**

Come specificato in precedenza, le travature reticolari dei solai non erano contrassegnate dall'identificativo ed al momento del trasporto ai siti di stoccaggio erano state compresse ed aggrovigliate al fine di ridurre lo spazio di ingombro, motivo per il quale è risultato piuttosto difficile stabilire le cause dei danni riportati da questi elementi strutturali.

Per la maggior parte, il collasso delle travature si deve alla rottura della struttura reticolare, che nell'arco della vita utile degli edifici era incaricata di distribuire orizzontalmente lo sforzo di taglio trasmesso dalla piastra del pavimento, ed a quella delle unioni bullonate poste nella parte superiore a congiunzione con le colonne dell'esterno e del nucleo interno, in quanto le porzioni alle estremità dei solai collegate alle piastre di rinforzo tramite saldatura sono risultate quasi del tutto integre, come mostrato nella figura 3.33.

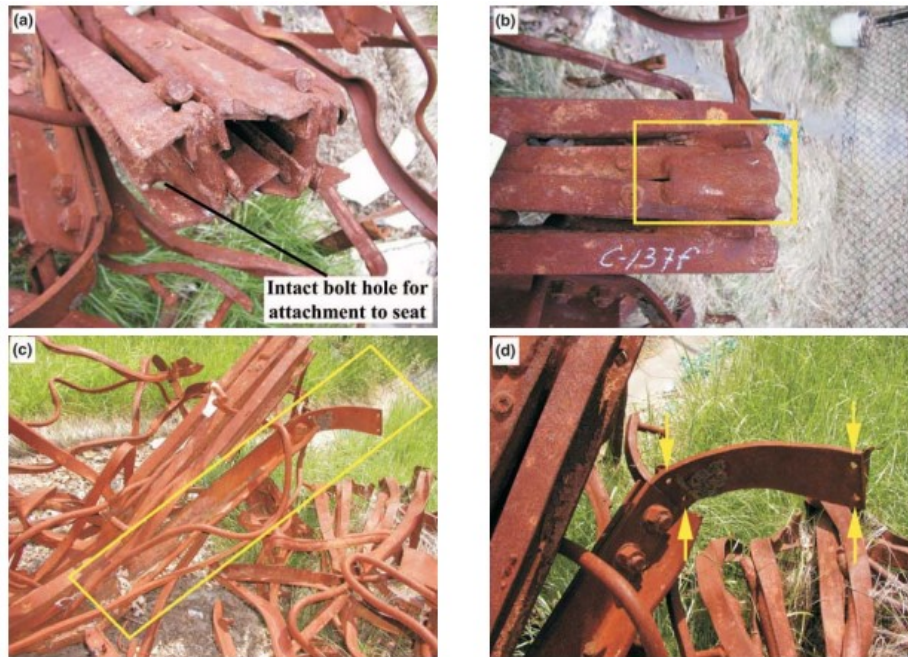


Figura 3.33. Stato di conservazione delle travi reticolari recuperate (S.W. Banovic, T. Foecke, and F.W. Gayle (2006), *Assessment of Structural Steel from the World Trade Center Towers, Part III: Physical Damage Caused by Impact of Aircraft*).

In seguito alla fase di analisi dei componenti strutturali recuperati, appartenenti al WTC 1 ed al WTC 2, sono stati realizzati modelli ingegneristici ad elementi finiti, in grado di descrivere dettagliatamente la dinamica che ha condotto al crollo dei due edifici; tuttavia, come accaduto per le indagini sperimentali svolte sui materiali di tali campioni, al fine di verificare il livello di affidabilità delle riproduzioni digitali sono state esaminate numerose prove fotografiche che documentavano lo stato delle Torri Gemelle prima e dopo l'impatto dei velivoli.

Anche in questo caso gli scatti hanno subito un processo di post-produzione nel corso del quale è stato possibile migliorarne il contrasto, perfezionarne la qualità in caso di formati compressi, eliminare le ombreggiature e sovrapporre fotogrammi differenti in maniera tale da evidenziare i dettagli di maggiore rilevanza.

### Flessione verso l'interno dei muri esterni

Nell'intervallo temporale successivo all'impatto dei velivoli, è stato possibile osservare una flessione verticale piuttosto marcata dei muri perimetrali, la quale ha contribuito in buona parte ad innescare il fenomeno di forte instabilità che ha condotto al collasso strutturale delle due Torri.

### Metodologia e assunzioni a proposito delle misurazioni della curvatura verso l'interno

Al fine di definire quantitativamente l'entità della rotazione, sono state esaminate le immagini opportunamente rielaborate dei pannelli in alluminio, ove ancora intatti, dritti ed attaccati agli edifici, che rivestivano la facciata, spessi 28 cm, larghi 48 cm ed alti 3,70 m, incernierati tramite giunzioni posizionate al livello dell'architrave delle finestre di ogni piano.

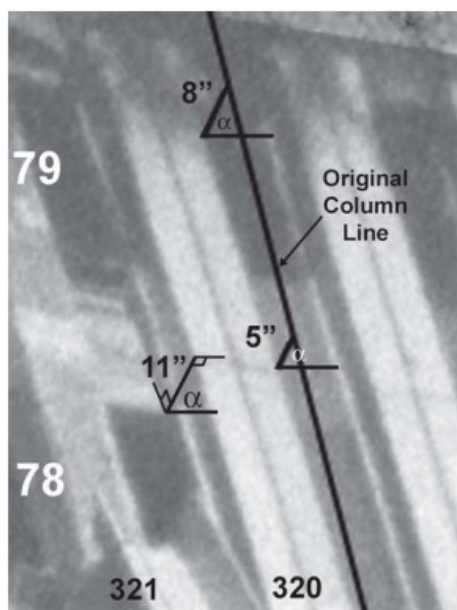


Figura 3.34. Rappresentazione schematica del metodo ideato per la valutazione del meccanismo di flessione verticale sulla facciata del WTC 2 (S.W. Banovic, T. Foecke, and F.W. Gayle (2006), *Assessment of Structural Steel from the World Trade Center Towers, Part V: Forensic Photographic Evidence of Tower Collapse Initiation and Progression*).

Pertanto, come mostrato in figura 3.34, è stata tracciata una retta di collegamento tra le estremità dei pannelli integri e ben visibili posti al di sopra e al di sotto di quelli interessati dal meccanismo di flessione sulle fotografie esaminate, le quali sono state corrette per eliminare il difetto di distorsione a barilotto delle lenti degli apparecchi che le hanno scattate, tramite una funzione di interpolazione lineare disponibile all'interno di un software di grafica impiegato altresì per stabilire l'ampiezza dell'angolo di deviazione rispetto alla direzione orizzontale, indicata con il valore espresso in secondi, per ogni piano delle due costruzioni.

## WTC 1

Come si può notare dalla figura 2, a causa della risoluzione dell'immagine e della presenza della coltre di fumo che avvolge la zona interessata dal fenomeno di flessione verticale, al fine di individuare la direzione originale dei pannelli della facciata del WTC 1 sono stati presi in considerazione quelli dei 20 piani sottostanti, mentre per misurare l'ampiezza pari a  $167^\circ$  della loro deviazione, incrementando i valori del 15% con lo scopo di correggere gli errori di distorsione prospettica, si è fatto riferimento alla facciata Sud – Ovest. La flessione massima degli elementi della facciata, all'incirca pari 1,40 m, è stata registrata nei pressi della colonna 316 al  $96^\circ$  piano.

Risulta in ogni modo importante sottolineare che, in questo caso, la flessione verticale dei pannelli della facciata non è stata causata dall'impatto dei velivoli, come testimoniato dal confronto tra la figura 3.35 e la figura 3.36: quest'ultima, infatti, è stata scattata appena 39 minuti dopo l'attentato e risulta evidente che in quel momento il meccanismo non si fosse ancora sviluppato, contrariamente a quanto illustrato nella prima, la quale ritrae lo stato del WTC 1 nell'ora successiva.



Figure 3.35 e 3.36. Le due immagini, che ritraggono la facciata Sud del WTC 1, sono state scattate rispettivamente alle 10:23°A.M. ed alle 9.25 A.M. del 11/09/2001 (S.W. Banovic, T. Foecke, and F.W. Gayle (2006), *Assessment of Structural Steel from the World Trade Center Towers, Part V: Forensic Photographic Evidence of Tower Collapse Initiation and Progression*).

## WTC 2

Contrariamente a quanto descritto in precedenza, il meccanismo di flessione verticale osservato sui pannelli della facciata del WTC 2 si è invece sviluppato nell'intervallo temporale immediatamente successivo allo scontro aereo.

Grazie alla buona risoluzione di tali scatti è stato possibile misurare la deviazione delle colonne e dei moduli di alluminio secondo la procedura standard: a 18 minuti dall'impatto, la profondità massima di rientro dei componenti, registrata tra il 79° e l'83° piano, risultava essere pari a 0,25 m, per poi raddoppiare nell'arco dei 30 minuti successivi.

### Evidenza fotografica dei dettagli del collasso - WTC 2

Un'ultima evidenza fotografica sulla quale si è fatto affidamento nella fase successiva di costruzione dei modelli ingegneristici è indicata dalla freccia nella figura 3.37: sull'angolo Nord-Est in prossimità del 106° piano del WTC 2, dopo circa un secondo dall'inizio del crollo, è stato possibile notare un meccanismo di torsione doppia, meglio evidenziato in figura 3.38, probabilmente causato dallo spostamento improvviso dei carichi laterali trasmessi dalle travi reticolari a sostegno dei solai dei quattro livelli superiori, il quale, tuttavia, non si è propagato nel senso della larghezza della facciata, come si può notare sul margine destro dello scatto, che ritrae l'estremità superiore della costruzione soggetta a flessione semplice senza visibili discontinuità.



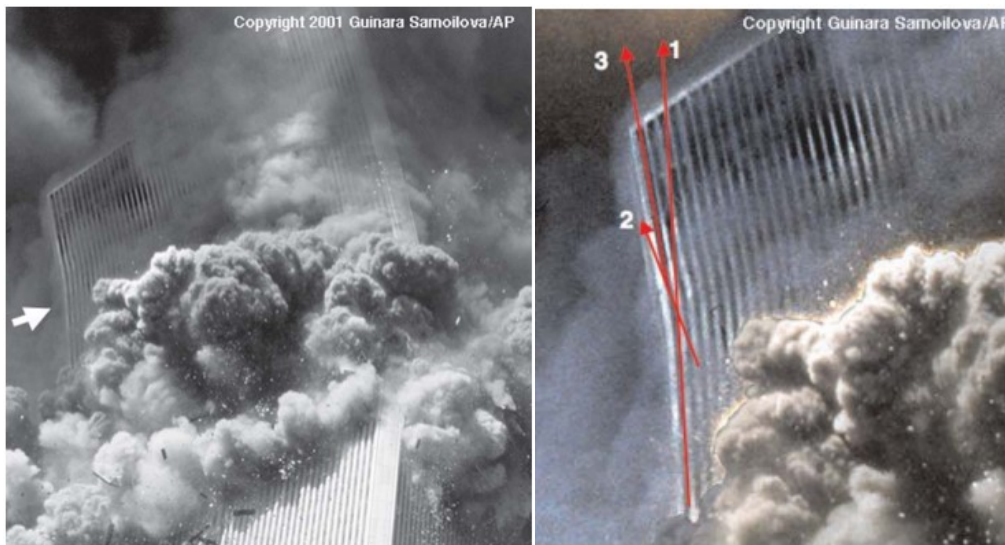


Figure 3.37 e 3.38. Meccanismo di torsione doppia evidenziato sul WTC 2 (S.W. Banovic, T. Foecke, and F.W. Gayle (2006), *Assessment of Structural Steel from the World Trade Center Towers, Part V: Forensic Photographic Evidence of Tower Collapse Initiation and Progression*).

La propagazione delle fiamme che ha fatto seguito allo scontro dei due velivoli con le due Torri è avvenuta con estrema facilità per due motivi principali, quali lo spargimento del carburante dei mezzi in tutta l'area circostante e la presenza di ventilazione costante, che ha causato inizialmente la rottura dei muri e delle aperture e che in seguito ha condotto al crollo del WTC 1 e del WTC 2, rispettivamente dopo 103 e 56 minuti.

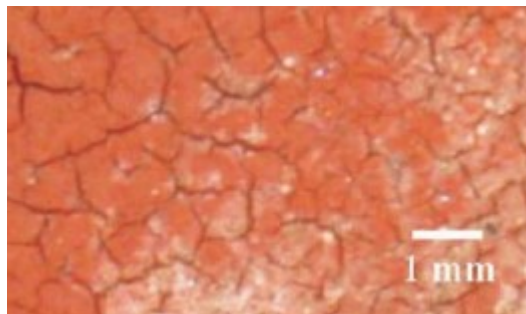
Dopo la fase delle ispezioni visive, l'ultimo punto sul quale si sono concentrate le indagini forensi dei ricercatori è stata l'analisi della microstruttura dell'acciaio in seguito all'esposizione al fuoco che ha coinvolto le Torri Gemelle. Anche in questo caso sono stati confrontati i campioni a disposizione con il materiale fotografico inerente alla loro condizione precedente al collasso strutturale, con il fine di elaborare nuovi metodi sperimentali in grado di valutare le temperature alle quali i componenti strutturali erano stati esposti ed incrementare il livello di validità dei modelli ingegneristici implementati ed utilizzati per lo stadio successivo delle ricerche.

Per il seguente studio sono stati presi in considerazione sedici dei ventisei pannelli murari esterni recuperati e le due colonne del nucleo interno C-80 e H-H appartenenti al WTC 1, oltre alla C-88a ed alla C-88b del WTC 2, dal quale nuovamente non è stato possibile esaminare altro materiale a causa dell'eccessivo danneggiamento, al punto che i ricercatori non hanno potuto ritenere i risultati sufficientemente rappresentativi di quel contesto; allo stesso modo, infine, anche le analisi svolte sugli elementi delle strutture reticolari dei solai si sono rivelate quasi inefficaci poiché, come citato in precedenza, il sensibile grado di deformazione imposta per depositarli nei siti di stoccaggio in seguito alla rimozione dal sito dell'attentato ha gravemente accentuato il loro deterioramento.

Solitamente, in seguito ad eventi di questo calibro, vengono eseguite sugli edifici colpiti dall'azione dell'incendio prove di tipo distruttivo, come la misurazione della resistenza residua dei componenti strutturali, analisi metallografiche, chimiche e fisiche o prove di tipo non distruttivo, come le ispezioni visive descritte sinora; tuttavia, nel caso delle Torri Gemelle è stato seguito un protocollo totalmente diverso, in quanto gli elementi vagliati risultavano

estremamente danneggiati ma, soprattutto, a causa del loro trasporto in un luogo differente da quello dell'avvenimento, è risultato impossibile comprendere con esattezza le modalità e la durata dell'esposizione alle alte temperature, motivo per il quale sono state sviluppate sei nuove tecniche sperimentali al fine di raggiungere tale obiettivo, identificabili nella valutazione delle condizioni della vernice di primer sui pannelli murari esterni, nell'analisi termografica dei pannelli murari esterni per l'individuazione delle fasi metastabili nelle saldature, nella costruzione di grafici provenienti da misurazioni di diffrazione neutronica, nella misurazione della durezza residua dei pannelli murari esterni, nell'ispezione visiva della formazione di incrostazioni e nell'indagine ottica della microstruttura dell'acciaio, delle quali solo la prima e l'ultima sono state ritenute sostenibili in termini di efficacia e complessità.

#### Valutazione delle condizioni della vernice primer



*Figura 3.39. Quadro fessurativo sullo strato di vernice di primer in seguito all'esposizione di un'ora a 250°C (S.W. Banovic, T. Foecke (2006), Assessment of Structural Steel from the World Trade Center Towers, Part IV: Experimental Techniques to Assess Possible Exposure to High-Temperature Excursions).*

Gli elementi che costituivano la struttura degli edifici del World Trade Center erano rivestiti con una vernice a matrice ceramica, composta da ossidi e sabbia silicea e veniva applicata direttamente dai produttori negli stabilimenti alla temperatura di 120° C, in modo tale che il liquido all'interno del quale era sospeso il soluto di binder organici evaporasse. Al fine di esaminare il comportamento di questo strato di rivestimento sono stati condotti diversi esperimenti della durata di due ore volti a comprendere quale fosse la temperatura iniziale di combustione:

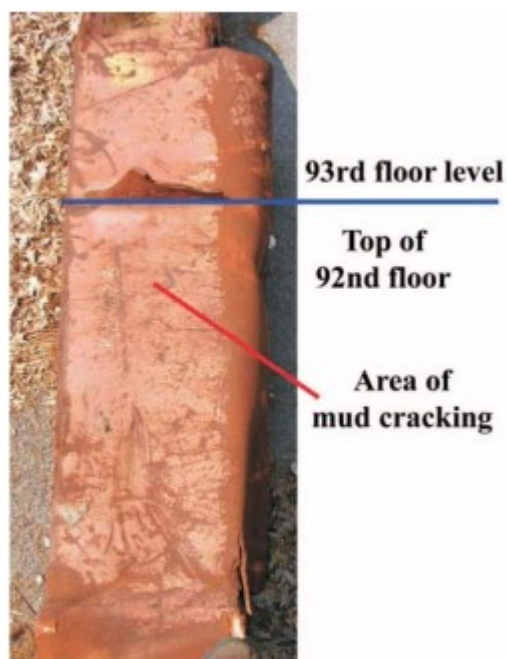
- per esposizioni a temperature inferiori ai 250°C la vernice non subisce alcun cambiamento, come mostrato in figura 3.39;
- per esposizioni a temperature superiori ai 250°C inizia a delinarsi sulla superficie del materiale un quadro fessurativo dovuto alla dilatazione termica, illustrato in figura 3.40;
- per esposizioni a temperature prossime ai 650°C si può assistere alla formazione di uno strato di materiale carbonizzato compreso tra la vernice e l'acciaio dei componenti strutturali facilmente rimovibile;
- per esposizioni a temperature prossime a 800°C la vernice viene completamente rimossa e l'acciaio inizia ad essere direttamente coinvolto nel processo di combustione, assumendo una colorazione nero-bluastro.



*Figura 3.40. Quadro fessurativo sullo strato di vernice di primer in seguito all'esposizione di due ore alla temperatura di 250°C (S.W. Banovic, T. Foecke (2006), Assessment of Structural Steel from the World Trade Center Towers, Part IV: Experimental Techniques to Assess Possible Exposure to High-Temperature Excursions).*

Questo metodo sperimentale si è rivelato particolarmente efficace per la realizzazione della mappatura delle zone delle Torri Gemelle esposte all'incendio prima del crollo. Tuttavia, è necessario precisare che le analisi sono state svolte sulle ali e le anime delle colonne, sulle piastre spandrel e sugli appoggi per la travatura reticolare dei pannelli murari esterni e distinguere attentamente le varie tipologie di fessure presenti sulle superfici dei campioni per evitare di incorrere in seri errori di valutazione: in effetti, oltre a quelle tipiche della deformazione termica, erano presenti anche quelle causate dalla deformazione plastica alla quale tali elementi strutturali erano stati sottoposti, contraddistinte da una direzione di sviluppo perpendicolare all'asse di tensione.

Pertanto, grazie a questa tecnica di valutazione, è possibile stabilire con certezza che l'assenza di un quadro fessurativo sul primer di rivestimento dei componenti strutturali esclude di fatto la loro esposizione a temperature superiori ai 250°C e che, al contrario, il riscontro di crepe e aperture richieda opportune operazioni di classificazione.



*Figura 3.41. Condizione della vernice di primer sulla piastra spandrel del pannello K-2 al 93° piano del WTC 1 (S.W. Banovic, T. Foecke (2006), Assessment of Structural Steel from the World Trade Center Towers, Part IV: Experimental Techniques to Assess Possible Exposure to High-Temperature Excursions).*

In particolar modo, sono state riscontrate fessurazioni relative alla dilatazione termica su tre pannelli del WTC 1, quali K-1, K-2 e N-8. Dalle analisi svolte, il pannello K-1 sarebbe stato esposto per 31 minuti, prima dell'inizio del collasso strutturale, all'azione del fuoco, che ha causato danni al primer di rivestimento in prossimità dell'anima e delle ali della colonna 210 al livello del 98° piano; la figura 3.41, invece, riguarda il pannello K-2, che, esposto alle fiamme per 9 minuti prima del crollo, mostra i segni del mud cracking sulla colonna 236 e sulla relativa piastra spandrel al livello del 93° piano. Infine, il pannello N-8 ha subito gli effetti del processo di combustione per 18 minuti e, in prossimità della colonna 143 e della piastra spandrel al 99° piano, la vernice primer sembra essere bruciata insieme a materiali plastici e cartacei che hanno lasciato particolari striature di colore grigio scuro, come illustrato nella figura 3.42.



*Figura 3.42. Condizione della vernice di primer sulla colonna 143 del pannello N-8 del WTC 1 (S.W. Banovic, T. Foecke (2006), Assessment of Structural Steel from the World Trade Center Towers, Part IV: Experimental Techniques to Assess Possible Exposure to High-Temperature Excursions).*

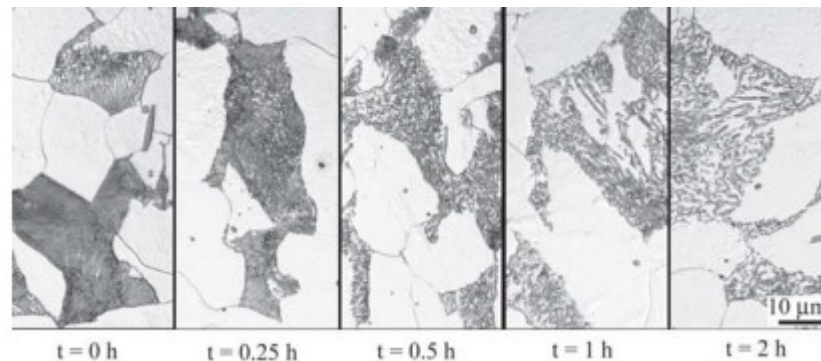
### Esame metallografico della microstruttura dell'acciaio

Tale metodologia, ritenuta ancor più valida e realizzabile della precedente anche grazie alla grande disponibilità di materiale, era volta allo studio dei cambiamenti di fase esibiti dall'acciaio strutturale dei campioni raccolti durante l'incendio che ha anticipato il crollo delle due Torri.

Come evidenziato nel Capitolo 2, dipendentemente dalla temperatura alla quale viene esposto, l'acciaio attraversa diverse fasi, perdendo progressivamente le sue caratteristiche di resistenza. Per questa tecnica sperimentale sono stati presi in considerazione ancora una volta quattro elementi dei pannelli murari appartenenti al WTC 1, quali la piastra di una colonna laminata a caldo con resistenza a snervamento  $F_y = 60$  ksi, la piastra di una colonna temprata e temperata con resistenza a snervamento  $F_y = 100$  ksi, una piastra spandrel laminata a caldo con resistenza a snervamento  $F_y = 42$  ksi e l'appoggio interno per la travatura reticolare a sostegno di un solaio con resistenza a snervamento pari a  $F_y = 36$  ksi. Tali campioni sono stati inseriti all'interno di un forno in grado di riprodurre le stesse condizioni del sito dell'incendio, esposti per due ore alle temperature di 200°C, 300°C, 400°C, 500°C e 625° ed in seguito fatti raffreddare in sabbia silicea.

Dagli esperimenti è stato possibile osservare sette fenomeni che hanno interessato il materiale

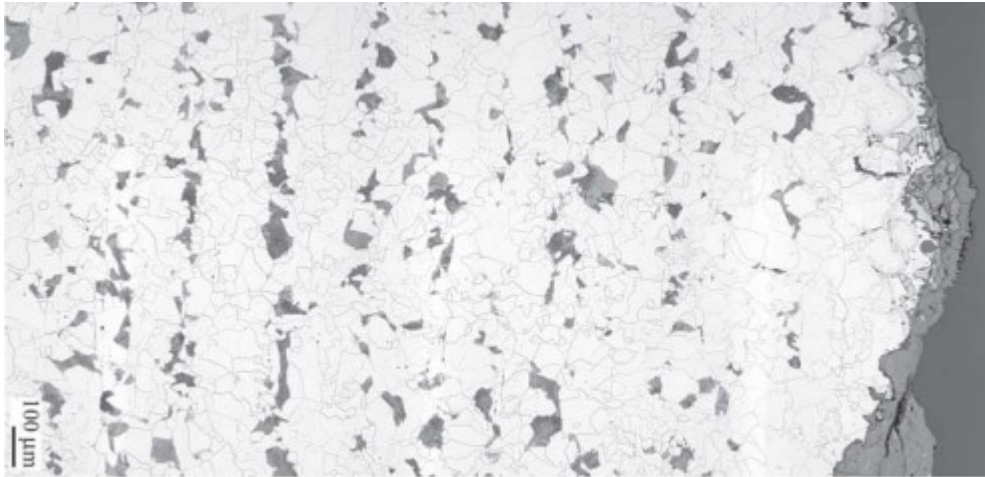
dei componenti strutturali: la sferoidizzazione della cementite e la trasformazione in grani di ferrite e colonie di perlite, la formazione di carburi vicino ai grani delle due nuove fasi, il cambio di dimensione di queste particelle, una seconda tempra negli acciai di questo tipo e lo sviluppo di corrosione sullo strato più esterno ed in quelli più profondi. In particolare, è emerso che i primi cambiamenti nella microstruttura del materiale si sono manifestati a 15 minuti dall'esposizione a 625°C, quando la sferoidizzazione ha avuto inizio; al termine dei primi 60 minuti, come mostrato sull'appoggio per la travatura reticolare in figura 3.43, era possibile scorgere la presenza di carburi accanto ai grani di ferrite, mentre dopo due ore risultavano in visibili le colonie di perlite.



*Figura 3.43. Condizione della vernice di primer sulla colonna 143 del pannello N-8 del WTC 1 (S.W. Banovic, T. Foecke (2006), Assessment of Structural Steel from the World Trade Center Towers, Part IV: Experimental Techniques to Assess Possible Exposure to High-Temperature Excursions).*

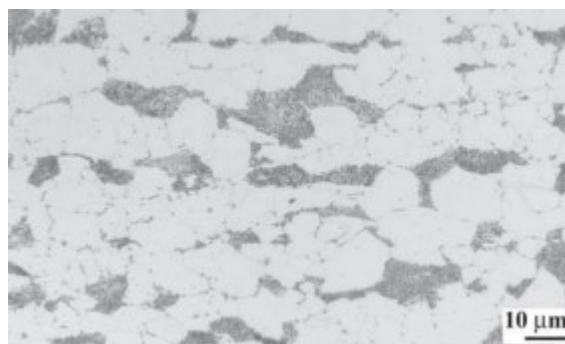
In particolare, questa tecnica sperimentale è stata utilizzata sui campioni rinvenuti di piastre spandrel, ove le indagini sulle condizioni della vernice di primer si fossero rivelate poco efficaci o controproducenti: tali componenti strutturali, che presentavano diverse classi di resistenza a snervamento, non esibivano ingenti segni di deformazione, nonostante fossero stati esposti all'azione del fuoco per intervalli temporali prossimi ai venti minuti al livello del 98° piano del WTC 1; dall'analisi microstrutturale sono emerse caratteristiche molto simili in tutti i campioni, quali la dimensione dei grani di ferrite e delle colonie di perlite, l'aspetto delle due fasi e dei loro confini, la presenza di particelle di ossidi, l'assenza di zone di decarburazione in prossimità della superficie ed un quadro complessivo di danneggiamento provocato dall'azione di temperature pari a 625°C per intervalli temporali mai superiori a 15 minuti.

Infine, un ulteriore esempio può essere fornito dai risultati ottenuti dalle analisi svolte sulla colonna K-16, plausibilmente collocata in prossimità del 52° o del 53° piano e con resistenza a snervamento  $F_y$  pari a 50 ksi, per la quale tuttavia non è stato possibile individuare la Torre di appartenenza, né tantomeno la posizione occupata all'interno dell'edificio. Questo elemento si presentava gravemente danneggiato sia per erosione che per corrosione e, in particolar modo, erano visibili perforazioni di modesta dimensione a livello dell'anima e delle ali, tanto da suggerire che il forte degrado del materiale dovesse essere stato causato dalla posizione orizzontale della colonna al momento del crollo dell'edificio in cui era situata.



*Figura 3.44. Dimensione dei grani di ferrite e delle colonie di perlite nell'anima della colonna K-16 (S.W. Banovic, T. Foecke (2006), Assessment of Structural Steel from the World Trade Center Towers, Part IV: Experimental Techniques to Assess Possible Exposure to High-Temperature Excursions).*

Dal momento che le sue condizioni non permettevano un'analisi più superficiale del primer di rivestimento, è stata analizzata la microstruttura dell'acciaio contenuto nell'anima della colonna K-16 e, come mostrato dalla figura 3.44, la dimensione dei grani di ferrite e delle colonie di perlite era piuttosto considerevole, addirittura dieci volte superiore a quella di altri elementi della stessa classe di acciaio mai esposti all'azione del fuoco prima del crollo delle Torri del World Trade Center. Inoltre, la presenza di lamelle di ferrite ben visibili accanto ai grani di ferrite indica che, pur in minima parte, si sia verificato un processo di decarburazione superficiale, il quale consiste nella riduzione del contenuto di carbonio nel momento in cui l'acciaio entra in contatto con l'ossigeno dell'atmosfera che conduce alla formazione di regioni caratterizzate da scarsa durezza. In ultima analisi, la figura 3.45 mostra la microstruttura dell'acciaio alla base della colonna K-16, sensibilmente differente da quella analizzata in precedenza, con una dimensione dei grani di ferrite e delle colonie di perlite in linea con quella misurata negli acciai con la medesima classe di resistenza; all'interno della stessa microscopia è possibile scorgere il risultato del processo di sferoidizzazione della  $Fe_3C$ .



*Figura 3.45. Dimensione dei grani di ferrite e delle colonie di perlite nella regione inferiore della colonna K-16 (S.W. Banovic, T. Foecke (2006), Assessment of Structural Steel from the World Trade Center Towers, Part IV: Experimental Techniques to Assess Possible Exposure to High-Temperature Excursions).*

## Le indagini sperimentali e la valutazione delle caratteristiche meccaniche residuali dei materiali strutturali esposti al fuoco

In seguito ad un incendio su un edificio la conoscenza delle proprietà residuali dei materiali che ne compongono la struttura risulta di fondamentale importanza, in parte per raggiungere un adeguato livello di conoscenza del contesto che permetta di determinare i fattori di confidenza da applicare agli elementi in fase di analisi, ma anche per elaborare una strategia in breve tempo, volta a definire le fasi successive di interventi da eseguire sulla costruzione esposta all'azione del fuoco, sulla base delle indicazioni fornite dal diagramma a blocchi riportato in figura 4.1: come si può notare, il piano di azione dipende strettamente dal fattore delle diagnosi, le quali comprendono tutti i processi di identificazione della causa e delle dinamiche di sviluppo del fenomeno di incendio.

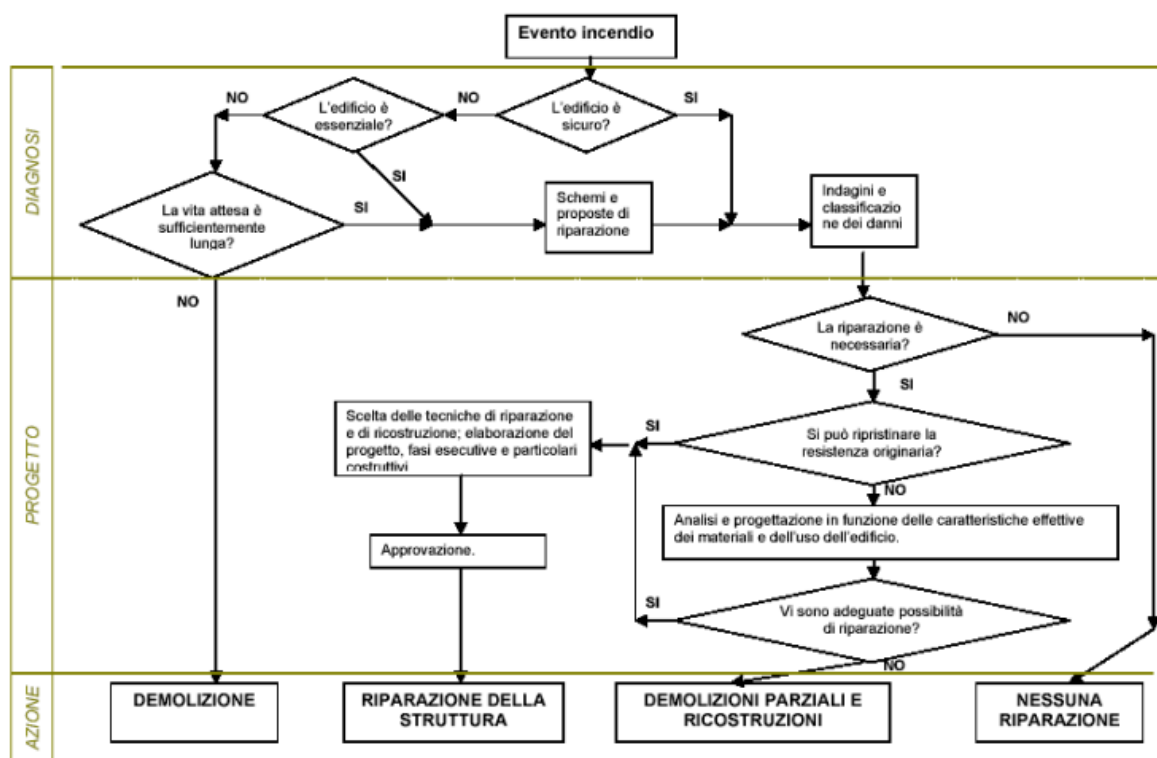


Figura 4.1. Diagramma a blocchi volto alla semplificazione del processo decisionale dei professionisti relativo agli interventi da effettuare sulle strutture in seguito alla loro esposizione al fuoco (Sergio Tattoni, *Metodi di Indagine sulle Strutture*).

Attualmente le prove maggiormente impiegate nell'analisi delle strutture in calcestruzzo armato esposte a incendio sono:

- percussione con martello;
- prove con pacometro;
- analisi morfologiche del calcestruzzo;
- analisi delle fasi cristalline;
- prove sclerometriche (con martello di Schmidt);
- prova con la pistola di Windsor;

- prove di pull-out;
- prove con ultrasuoni (UPV);
- prove meccaniche su piccola scala (micro-carote);
- analisi termica differenziale (DTA);
- analisi termogravimetrica (TGA);
- prova dilatometrica (TMA);
- analisi della termoluminescenza;
- analisi della porosimetria;
- analisi della densità delle microfrazioni;
- prove colorimetriche;
- analisi petrografiche;
- analisi chimiche
- analisi con diffrazione RX.

Esistono inoltre altre tecniche, come il metodo UPV indiretto, le misurazioni di impatto, la termografia sonora, l'analisi modale delle onde di superficie, la prova di resistività elettrica e le prove di carico, statiche o dinamiche, che non possono essere utilizzate con la stessa frequenza, poiché ritenute particolarmente invasive rispetto alle precedenti, per quanto ugualmente efficaci; questo tipo di prove, in effetti, può risultare incompatibile con la condizione di forte ammaloramento esibita dagli edifici in seguito all'esposizione al fuoco e se ne sconsiglia l'utilizzo, ove richiesto dalle circostanze, in favore dell'applicazione degli altri metodi non distruttivi.

## **Indagini su una struttura in calcestruzzo armato**

Un esempio di applicazione delle prove sopra elencate è fornito dal caso di un capannone industriale sito nella periferia della città di Cagliari, colpito da un incendio la sera del 16 novembre 2013; nel caso in esame, la costruzione non ha riportato danni di grande entità in seguito all'evento, pertanto è stato possibile sottoporla a molteplici analisi, anche di tipo distruttivo, al fine di ricavare quante più informazioni utili alla stima delle proprietà meccaniche residue negli elementi strutturali ed alla stima delle variazioni geometriche causate dall'azione dei carichi di natura termica.

### Contesto

La costruzione, provvista di una pianta rettangolare di dimensioni 60 m x 40 m era composta da un piano terreno ed un piano primo, rispettivamente di altezza pari a 6,00 m e 3,50 m ed è stata colpita dalle fiamme, successivamente domate con acqua, nella regione centrale, come mostrato in figura 4.2.



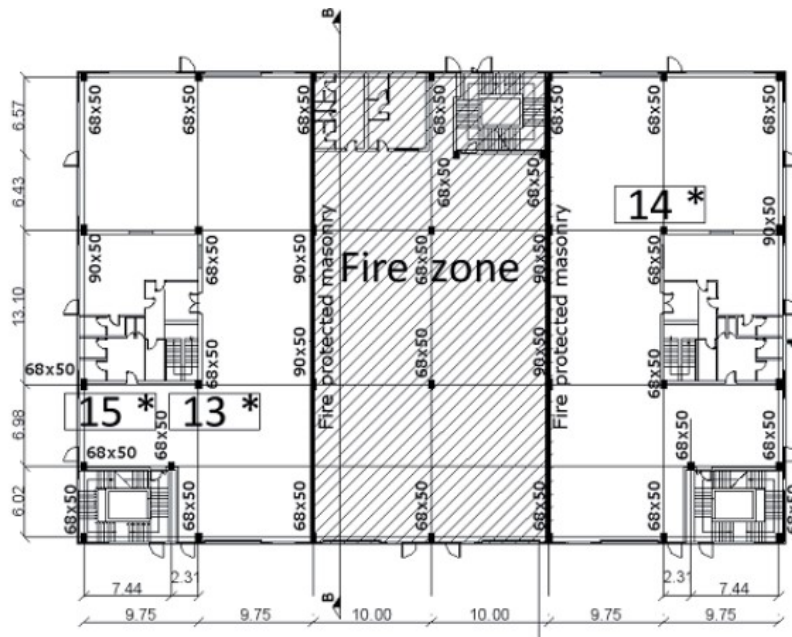


Figura 4.2. Pianta del Piano Terreno del magazzino industriale esposto al fuoco (Flavio Stochino, Fausto Mistretta, Paola Meloni, Gianfranco Carcangiu (2017), *Integrated Approach for Post-fire Reinforced Concrete Structures Assessment*).

Il telaio della struttura in esame era costituito da cinque famiglie di componenti principali, quali:

- colonne in calcestruzzo armato prefabbricato di dimensioni variabili, quali 0,90 x 0,50 [m] e 0,68 x 0,50 [m] al piano terreno e 0,50 x 0,50 [m] al piano superiore;
- travi longitudinali a T e laterali a L in calcestruzzo armato precompresso di lunghezza pari a 10 m, con trefoli aventi diametro 3/8" e 1/2";
- travi longitudinali con profilo a omega in calcestruzzo armato precompresso collegate tra loro tramite piastre a formare l'intradosso del piano superiore;
- piastre in calcestruzzo armato poste sulle travi longitudinali e trasversali;
- fondazioni in calcestruzzo armato collegate tra loro poggianti su pali.

Inoltre, come mostrato in figura 4.2, all'interno del magazzino industriale erano presenti due tramezzi interni, costituiti da mattoni, intonaco e rivestimento termico, ideati per la resistenza al fuoco ed alla compartimentazione, mentre il perimetro della costruzione era rivestito da pannelli prefabbricati incastrati in fondazione.

### Esame visivo

Durante la fase delle indagini immediatamente successiva al rogo, sono stati svolti gli esami qualitativi di ispezione visiva, al fine di ottenere un primo rilevamento del quadro complessivo dei danni provocati ai componenti della struttura, schematicamente illustrati nella figura 4.3. Dall'immagine riportata in figura 4.4, invece, è possibile notare il grave danno riportato dalla colonna 6 a causa della presenza dei moti connettivi delle fiamme, che ne hanno scavato la parte interna, per poi raggiungere la sommità dell'elemento bruciando la porzione inferiore delle travi centrali a T del solaio, quali T3, T4, T5 e T6 e causando lo sviluppo del fenomeno di spalling. Altri elementi sensibilmente colpiti dalla combustione sono state le travi longitudinali del compartimento centrale, L4, L5, L8 e L9 e la parete divisoria sinistra che, come mostrato in figura 4.4, presentava un quadro fessurativo molto esteso e segni di imminente cedimento.

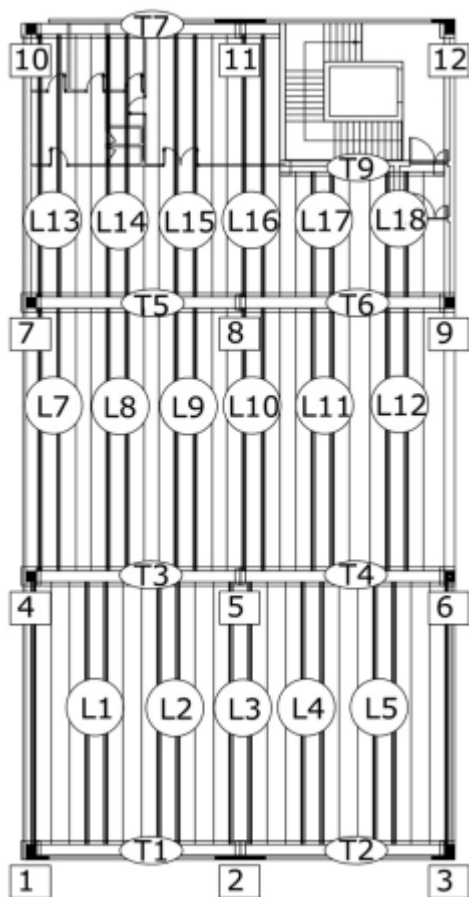


Figura 4.3. Rappresentazione schematica degli elementi strutturali appartenenti alla regione centrale del magazzino (Flavio Stochino, Fausto Mistretta, Paola Meloni, Gianfranco Carcangiu (2017), *Integrated Approach for Post-fire Reinforced Concrete Structures Assessment*).



Figura 4.4. Quadro del danneggiamento provocato alla colonna 6 ed alla parete di compartimentazione (Flavio Stochino, Fausto Mistretta, Paola Meloni, Gianfranco Carcangiu (2017), *Integrated Approach for Post-fire Reinforced Concrete Structures Assessment*).

Al contrario, le colonne perimetrali 1, 2, 3, 10, 11 e 12 non riportavano danni di sostanziali, così come la parete divisoria destra progettata per la compartimentazione.

## Prove di carico

Le prove di carico, di natura statica o dinamica, vengono svolte sulle strutture danneggiate dall'esposizione al fuoco al fine di verificarne la portanza, l'affidabilità e la funzionalità residua e di ottenere informazioni circa le proprietà dei materiali colpiti dalle alte temperature, tuttavia, come accennato in precedenza, appartengono alla famiglia dei metodi di indagine distruttivi e possono essere sviluppate unicamente nel caso in cui le condizioni dell'edificio in esame lo consentano, per evitare l'insorgenza di deformazioni e quadri fessurativi in grado di danneggiarlo ulteriormente.

Le prove di carico dinamiche si conducono mediante il posizionamento di un geofono o di un accelerometro in regioni strategiche della struttura danneggiata o di parti di essa, sottoposte a eccitazioni di tipo impulsivo o di tipo armonico. Per l'interpretazione del segnale registrato dall'apparecchio vengono utilizzate trasformate di Fourier che, analogamente al caso di studio dei fenomeni sismici, sono in grado di fornire il valore della prima frequenza di vibrazione e di quelle successive. Tuttavia è importante specificare che statisticamente i risultati più significativi sono quelli delle prove dinamiche di carico svolte in laboratorio, durante le quali i campioni vengono sottoposti a sollecitazioni capaci di spingerli in prossimità del limite di collasso, poiché i regimi di vibrazione naturale non permettono al movimento degli elementi strutturali di uscire dal campo elastico. Nel complesso, questo tipo di metodo consente la redazione in tempi brevi di mappe comparative dei quadri di danno delle zone danneggiate anche nel caso di costruzioni di grande dimensione, senza sottoporle a sollecitazioni eccessive potenzialmente capaci di aggravare le condizioni di ammaloramento in cui versano dopo l'esposizione all'azione del fuoco.

Per il caso in esame, invece, sono state svolte prove di natura statica sulla trave longitudinale L12 con profilo a omega e di lunghezza pari a 12,20 m, tramite l'applicazione graduale sulla piastra superiore di un carico fornito da un serbatoio lungo 6,00 m e profondo 3,00 m, colmato con una quantità d'acqua tale da compensarne le dimensioni ridotte rispetto a quelle dell'elemento esaminato; come mostrato in figura 4.5, al fine di misurare la freccia descritta sono stati posizionati tre trasduttori di spostamento all'intradosso della trave, con precisione di 0,01 mm.

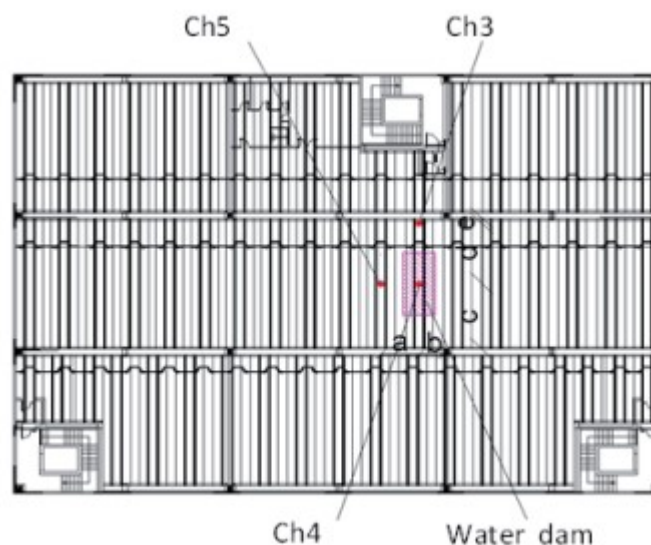


Figura 4.5. Rappresentazione in pianta del posizionamento dei trasduttori e del serbatoio d'acqua, evidenziato in rosa, ai fini dell'esecuzione della prova di carico statica (Flavio Stochino, Fausto Mistretta, Paola Meloni,

### Indagini geometriche con il Laser Scanner

In seguito sono state svolte sugli elementi portanti della struttura alcune indagini tramite l'utilizzo del laser scanner, al fine di valutarne le variazioni geometriche subite a causa dell'incendio. Per le analisi è stato utilizzato un Faro-Focus 3D con fotocamera digitale a 70 Megapixel, sensibilità di 2 mm su distanze variabili tra i 20 m ed i 25 m, errore assoluto di risoluzione orizzontale e verticale pari a  $0,009^\circ$  e velocità di acquisizione dei fotogrammi di 976000 pt/sec.

In particolare sono stati sottoposti alle valutazioni le regioni esposte al fuoco delle colonne centrali 4, 6, 7 e 9 e l'intero perimetro della 5 e della 8: lo strumento ha effettuato il rilievo della loro sezione alle diverse altezze di 1 m, 3,2 m, 3,6 m e 5,2 m, permettendo di ricavare, come mostrato nella figura 4.6, la variazione nello spazio della posizione del loro centro di massa; la colonna 6, di sezione  $0,90\text{ m} \times 0,50\text{ m}$ , è risultata la più danneggiata ed ha subito uno spostamento complessivo del suo centro pari a 40 mm in direzione x e 12 mm in direzione y.

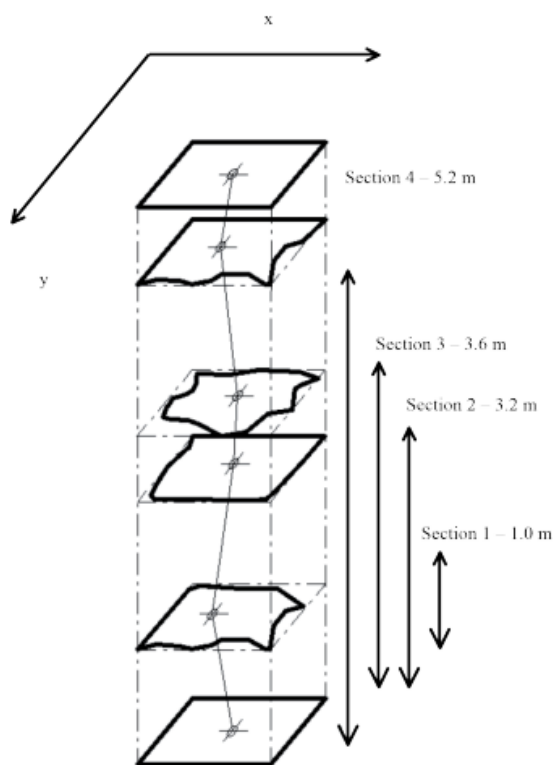


Figura 4.6. Rappresentazione schematica dello spostamento progressivo della colonna 6 rilevato con l'indagine svolta mediante l'utilizzo del Laser Scanner (Flavio Stochino, Fausto Mistretta, Paola Meloni, Gianfranco Carcangiu (2017), *Integrated Approach for Post-fire Reinforced Concrete Structures Assessment*).

Relativamente alle condizioni delle travi centrali di appoggio alle colonne, la figura 4.7 mostra la freccia  $\Gamma_v$  misurata in seguito all'esposizione alle alte temperature: tale valore è stato ottenuto dalla semplice sottrazione, dal valore complessivo misurato in situ, della componente data dalla rotazione rigida causata dall'iniziale cedimento del vincolo e descritta dall'angolo  $\alpha$ . Per via della loro pretensione, inoltre, le travi a T ed a L del solaio mostravano deformate compatibili sia con momenti positivi che negativi, mentre la L1 e L4, con sezione ad omega risultavano le più sollecitate, con deformazione massima pari a 74,23 mm.

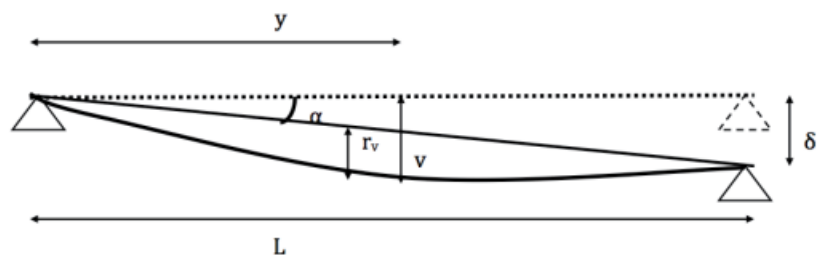


Figura 4.7. Rappresentazione schematica dello spostamento verticale delle travi centrali (Flavio Stochino, Fausto Mistretta, Paola Meloni, Gianfranco Carcangiu (2017), *Integrated Approach for Post-fire Reinforced Concrete Structures Assessment*).

La figura 4.8, infine, mostra i risultati dell'analisi svolta con il laser scanner su una piastra del solaio, la quale, nonostante avesse subito una deformazione massima centrale pari a 60 mm, non esibiva segni di sviluppo di quadri fessurativi evidenti.

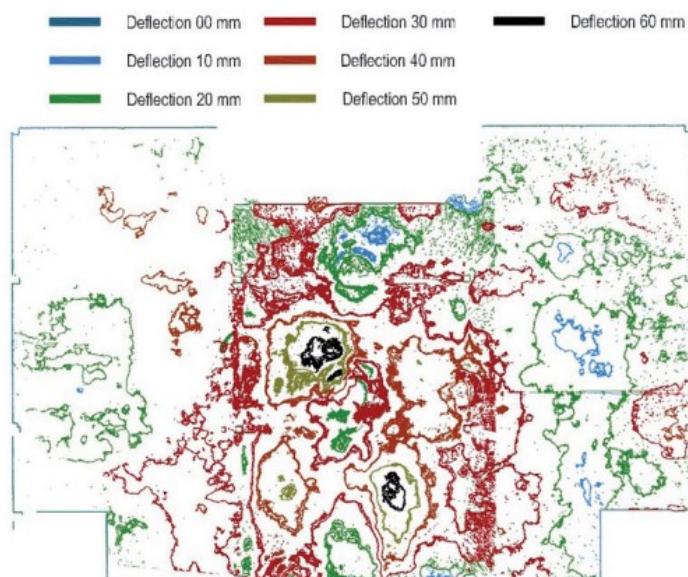


Figura 4.8. Risultati dell'analisi dello spostamento verticale subito dalla piastra del piano superiore eseguita con il Laser Scanner (Flavio Stochino, Fausto Mistretta, Paola Meloni, Gianfranco Carcangiu (2017), *Integrated Approach for Post-fire Reinforced Concrete Structures Assessment*).

### Indagini non distruttive

La maggior parte delle prove eseguite sul magazzino colpito dall'incendio ed esposte di seguito apparteneva alla categoria di quelle non distruttive: in particolare sono state svolte una prova diretta ad ultrasuoni, una tomografia sonica, un'analisi SonReb, una diffrattometria a raggi X, un'analisi termogravimetrica, una termica differenziale, un'analisi SEM ed una colorimetrica.

### **Prove ad ultrasuoni (UPV)**

Le prove ad ultrasuoni, altrimenti conosciute con l'acronimo di UPV (Ultrasound Pulse Velocity) e normate dalla UNI-EN 12504-4:2005, vengono generalmente svolte in situ in caso di necessità di valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo degradato; nello specifico, l'esecuzione dell'indagine, la quale avviene previa lisciatura della superficie di

interesse tramite l'utilizzo di una pietra abrasiva e l'applicazione di uno strato di materiale viscoso trasduttore, permette di misurare il tempo impiegato dalle onde ultrasoniche per attraversare il materiale ed implica l'utilizzo di un generatore di impulsi elettrici di frequenza compresa tra i 40 kHz ed i 120 kHz, una coppia di trasduttori provvisti di punte adatte a specifiche superfici, barre di calibrazione per la misurazione delle onde generate, un amplificatore ed un dispositivo per la registrazione del segnale percepito.

A seconda della modalità di posizionamento della coppia di trasduttori, le prove UPV prendono il nome di dirette, semi-dirette ed indirette: durante lo svolgimento delle prime i due dispositivi vengono applicati l'uno di fronte all'altro a distanza nota su due superfici opposte dell'elemento in esame. In assenza di discontinuità, le onde inviate dal generatore si propagano con velocità, seguendo la direzione più breve, di modulo pari a

$$v_c = \sqrt{\frac{(1-\nu)E}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}}, \text{ dove} \quad (4.1)$$

$\rho$  = densità del solido esaminato;

$\nu$  = modulo di Poisson del solido analizzato;

$E$  = modulo di Young del solido analizzato.

In presenza di quadri fessurativi superficiali, invece, le onde arrivano al ricevitore in tempi meno brevi, mentre con le discontinuità fornite da vuoti e fessure passanti esse vengono in parte o interamente riflesse, causando sensibili riduzioni dell'ampiezza del segnale ed ulteriori dilatazioni degli intervalli di registrazione.

Le prove semi-dirette vengono svolte posizionando i due trasduttori su superfici tra loro perpendicolari e, se combinate con le precedenti, sono in grado di fornire i risultati più attendibili ed accurati.

Nelle indagini UPV indirette, infine, i trasduttori vengono affiancati, al fine di verificare la presenza di ostacoli alla propagazione delle onde o la qualità di esecuzione degli interventi, quali le sigillature di lesioni con resine epossidiche. Sulla base della velocità registrata dal dispositivo, influenzata non solo dalle discontinuità precedentemente citate, ma anche dalla presenza di umidità e dalla dimensione degli aggregati, risulta possibile stabilire la qualità del conglomerato in analisi:

- per valori superiori a 4 km/s la qualità viene considerata da molto buona ad eccellente;
- per valori compresi tra 3,5 km/s e 4 km/s la qualità viene considerata da buona a molto buona;
- per valori compresi tra 3 km/s e 3,5 km/s la qualità viene considerata sufficiente;
- per valori inferiori a 3 km/s la qualità viene considerata cattiva;
- per valori inferiori a 2 km/s la qualità viene considerata totalmente insufficiente;

Nel caso in esame la prova UPV è stata svolta in laboratorio su quattro campioni cilindrici di diametro pari a 60 mm provenienti dalla piastra del solaio posta al primo piano della costruzione, la cui posizione è indicata nella figura 4.9 e sui nuclei interni di alcune colonne con lo stesso diametro e lunghezze differenti. La piastra è risultato l'elemento maggiormente danneggiato, in quanto il valore medio di velocità di propagazione risultava essere pari a 1675 m/s, contro quello dei nuclei dei pilastri di 5430 m/s.

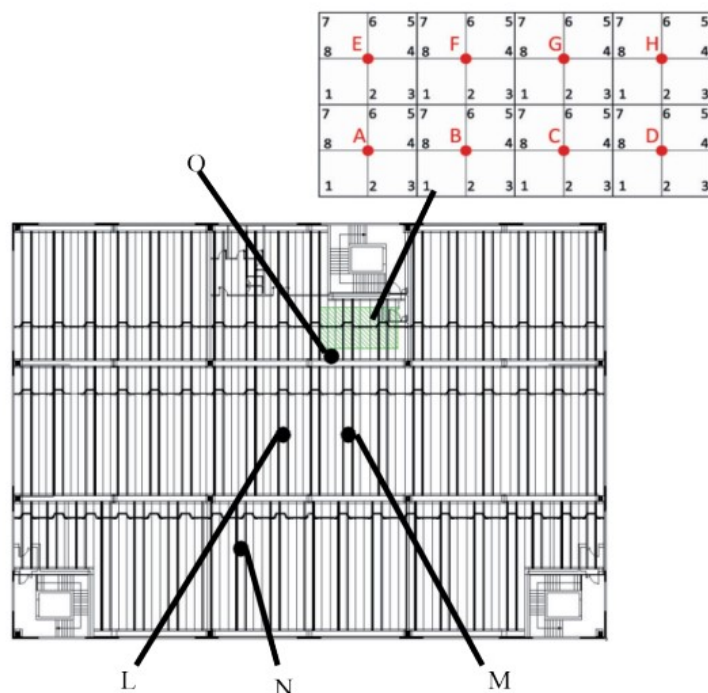


Figura 4.9. Rappresentazione in pianta del posizionamento dei campioni prelevati per lo svolgimento delle prove ad ultrasuoni (Flavio Stochino, Fausto Mistretta, Paola Meloni, Gianfranco Carcangiu (2017), *Integrated Approach for Post-fire Reinforced Concrete Structures Assessment*).

## Tomografia sonora

Questa tecnica, analogamente alle altre tipologie di prove soniche, è indicata per l'analisi in situ delle discontinuità del materiale esaminato. Ai fini dello svolgimento viene utilizzato un martello strumentato che, tramite percussione, genera onde superficiali con frequenza pari a 20 kHz in grado di propagarsi radialmente sfruttando la conducibilità del mezzo attraversato, alla velocità registrata da un trasduttore posto sulla superficie della regione di interesse. In aggiunta a queste vengono generate anche onde di compressione e di taglio, entrambe di tipo semicircolare e più significative, in quanto le loro caratteristiche risentono sensibilmente della presenza di eventuali discontinuità presenti all'interno degli elementi analizzati.

Anche in questo caso, a seconda della posizione reciproca del generatore dell'impulso e del dispositivo di ricezione del segnale la prova tomografica si definisce diretta, quando martello e trasduttore vengono posti l'uno di fronte all'altro su superfici parallele, o semi-diretta, nel caso in cui martello e trasduttore vengano posti su superfici perpendicolari tra loro oppure non uno di fronte all'altro.

Nel caso in esame è stata eseguita una tomografia sonora sulla piastra mostrata in figura 4.9 precedentemente menzionata; l'impulso è stato trasmesso tramite l'utilizzo di un martello strumentato ed un sensore piezoelettrico che ha provveduto alla registrazione della velocità di otto onde per ogni punto. Dallo svolgimento della prova è emerso che i punti A ed E, caratterizzati dai valori minori di velocità di attraversamento, sono stati i più sollecitati e danneggiati in seguito al fenomeno di incendio.

## Prove sclerometriche e SonReb

Normate dalla UNI-EN 12504-2 31/12/01, le prove sclerometriche vengono impiegate per la caratterizzazione meccanica residuale del calcestruzzo armato degradato e per la valutazione della sua qualità. Esse vengono eseguite mediante l'utilizzo del martello di Schmidt su superfici levigate con pietra abrasiva, prive di acqua ed armatura, con area di influenza pari a 300 mm x

300 mm e spessore 100 mm. Tale strumento possiede un corpo cilindrico all'interno del quale, in condizione di riposo, sono presenti una massa scorrevole ed una molla bloccata da un gancio separate da un'asta rigida; durante l'esecuzione della prova entra in gioco il maglio d'acciaio contenuto all'interno della punta di forma tronco-conica del martello che, posta a contatto con la superficie del materiale esaminato con angolazione pari a  $-90^\circ$ ,  $0^\circ$  o  $+90^\circ$  rispetto all'orizzontale, permette all'asta di muoversi sino al perno dello strumento, sganciando la molla e caricandola in maniera tale da spingere la massa mobile, collegata a sua volta ad un indice per la lettura su scala graduata, verso la battuta di estremità.

Tenendo in considerazione i fattori che possono influire sul risultato delle indagini condotte, quali la presenza di umidità o di fenomeni come la carbonatazione, la texture della superficie e le caratteristiche del conglomerato in esame, la prova viene svolta per nove volte consecutive e l'indice di rimbalzo N, o di Rebound, ottenuto ne rappresenta il valor medio; in particolare:

- per valori di N inferiori a 50, il materiale viene considerato di qualità eccellente;
- per valori di N compresi tra 25 e 50, il materiale viene considerato di qualità scadente;
- per valori di N compresi tra 20 e 25, il materiale viene considerato di qualità scadente.

Con l'esecuzione delle prove sclerometriche, inoltre, è possibile stabilire una correlazione tra l'indice di Rebound e la resistenza a compressione del calcestruzzo in opera, secondo due procedure distinte:

- la prima lega i due parametri tramite la formula

$$R_{is} = C \cdot R_{CS}, \text{ dove} \quad (4.2)$$

$R_{is}$  è la resistenza del calcestruzzo a compressione in opera,

$R_{CS}$  è la resistenza del calcestruzzo a compressione stimato con l'indice N,

C è il coefficiente correttivo dato dal rapporto tra la resistenza cubica a compressione delle carote estratte dall'elemento in esame e sottoposte ad una prova monoassiale  $R_{c,cub,carote}$  e  $R_{CS}$ ;

- la seconda, normata dalla UNI EN 13971:2008, si basa sull'utilizzo di curve in grado di stabilire una correlazione tra i due parametri, le quali necessitano, dipendentemente dall'accuratezza dei risultati ottenuti durante la prova, di una correzione attuabile mediante lo svolgimento di una prova di compressione monoassiale sulle carote.

Le prove SonReb, tra le più impiegate nella valutazione della resistenza a compressione del calcestruzzo, consistono nella combinazione delle prove ultrasoniche e sclerometriche e consentono di effettuare contemporaneamente la misura della velocità di propagazione delle onde ultrasoniche e dell'indice di Rebound dell'elemento in esame.

Da questo tipo di indagini è possibile ricavare la resistenza a compressione del materiale secondo due procedure distinte, quali un metodo analitico ed uno basato sulla valutazione delle curve sperimentali di iso-resistenza.

Nel caso della costruzione esaminata, tali indagini hanno fornito valori di resistenza forniti dalla formula

$$f_{cest} = (a/k) \cdot V^b \cdot R_C, \text{ dove} \quad (4.3)$$

a, k = costanti,

V = velocità ultrasonica di propagazione delle onde,

R = indice di rimbalzo.

### **Diffrattometria a raggi X**

Questo tipo di prova viene svolta in laboratorio e sfrutta il fenomeno di diffrazione dei raggi X sulla struttura cristallina dei solidi, analiticamente descritto dalla Legge di Bragg

$$n\lambda = 2d \cdot \sin(\theta), \text{ dove:} \quad (4.4)$$

n = costante appartenente all'insieme dei numeri naturali;



$\lambda$  = lunghezza d'onda della radiazione emessa;  
 $d$  = distanza interplanare tra due piani reticolari adiacenti.

L'angolo  $\theta$  di diffrazione dei raggi, invece, consente di ricavare lo spettro caratteristico del materiale appartenente al campione in esame.

### Analisi termogravimetrica (TGA)

Analogamente alla precedente, l'analisi termogravimetrica viene svolta in laboratorio e permette di fornire una stima quantitativa della variazione del peso di un campione di materiale sottoposto all'azione delle temperature elevate, con il fine di valutare la velocità delle reazioni e la stabilità termica.

Durante lo svolgimento della prova si rileva la perdita di peso del provino ad intervalli di temperatura noti di trasformazione nella fase gassosa, in maniera tale da risalire con facilità al tipo di elemento interessato dalla reazione, dipendentemente dalla presenza di eventuali fattori in grado di influenzare il risultato di queste indagini sperimentali, quali la quantità del materiale, la velocità di trasformazione e la natura del conglomerato in esame.

### Analisi termica differenziale (DTA)

Questo tipo di indagini di laboratorio consente la valutazione dei fenomeni endotermici ed esotermici che si sviluppano durante la trasformazione dei campioni, attraverso la misurazione della differenza di temperatura registrata tra gli stessi campioni ed alcune sostanze adiabatiche in un intervallo temporale considerato. I risultati delle analisi termiche differenziali vengono graficamente espressi tramite curve, delle quali i picchi e le aree ad esse sottese forniscono informazioni sulla composizione del materiale in esame.

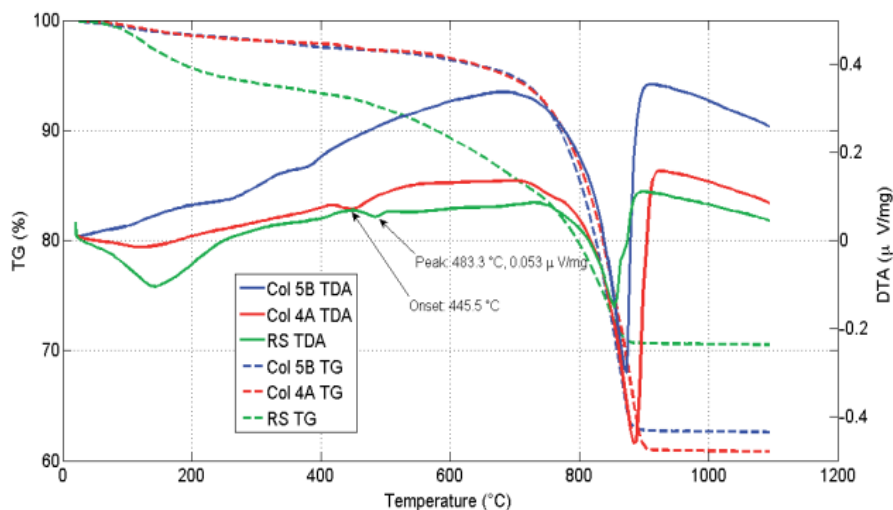


Figura 4.10. Risultati delle prove termogravimetriche e termiche differenziali condotte sui campioni (Flavio Stochino, Fausto Mistretta, Paola Meloni, Gianfranco Carcangiu (2017), *Integrated Approach for Post-fire Reinforced Concrete Structures Assessment*).

Relativamente al caso in esame, la combinazione delle ultime tre prove sopra descritte si è rivelata di fondamentale importanza, poiché ha permesso di ricostruire il percorso delle varie fasi di trasformazione del calcestruzzo esposto all'azione del fuoco e di risalire alla massima temperatura raggiunta durante il processo: come mostrato in figura 4.10, per esempio, è possibile notare come l'analisi termica differenziale svolta sui campioni denominati RS

appartenenti alla porzione del piano inferiore della colonna 14\* non danneggiata abbia rivelato un picco endometrico in prossimità dei 120°C dovuto alla perdita iniziale di acqua di legame ed uno a 500°C causato dalla disidratazione della Portlandite e dalla sua successiva trasformazione in ossido di Calcio (CaO). Allo stesso modo, le indagini termogravimetriche condotte sulla colonna danneggiata 5B e 4A evidenziano la presenza di un picco per temperature circa pari a 880°C sviluppatosi per il processo di decarbonatazione del conglomerato.

Per conferire ulteriore validità ai risultati ottenuti, sono state svolte analisi visive sui campioni al microscopio ottico ed elettronico, con l'obiettivo di approfondire la valutazione dell'entità di danno riportata dal materiale in seguito all'incendio. In particolare, come mostrato in figura 4.11, le indagini SEM condotte sul campione RS hanno evidenziato la presenza di calcite e di dolomite, insieme a quella di altri aggregati calcarei di colori e formati variabili, all'interno della pasta cementizia, la quale complessivamente appare in buono stato di conservazione e non mostra quadri fessurativi di grande entità. Al contrario, la figura 4.12 mostra la microscopia relativa al campione appartenente alla colonna 5B, che appare sensibilmente danneggiato e deformato e mostra fratture di rilevante importanza negli aggregati e nella matrice cementizia.

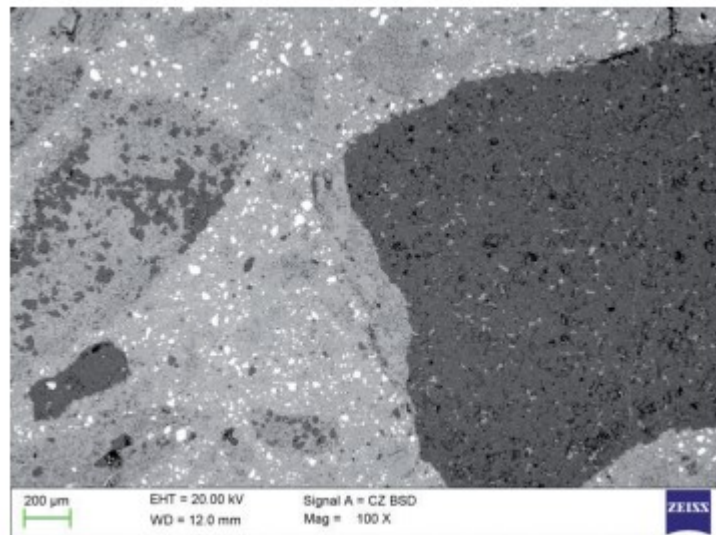


Figura 4.11. Microscopia condotta sul campione RS (Flavio Stochino, Fausto Mistretta, Paola Meloni, Gianfranco Carcangiu (2017), *Integrated Approach for Post-fire Reinforced Concrete Structures Assessment*).

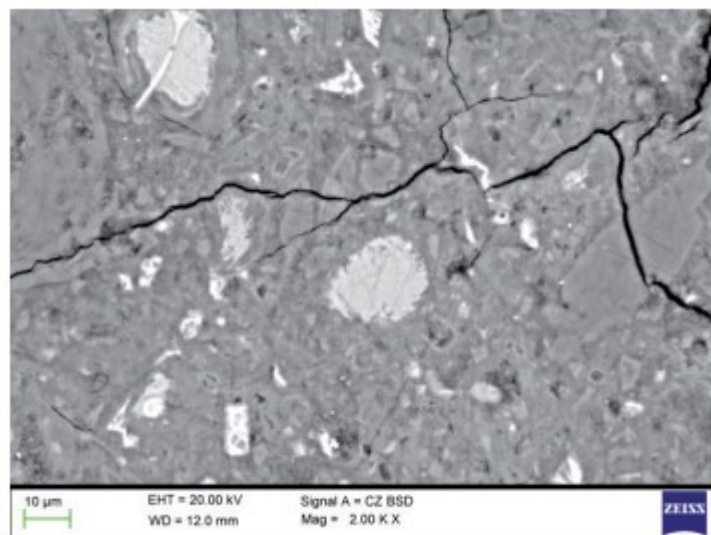


Figura 4.12. Microscopia condotta sul campione COL 5B (Flavio Stochino, Fausto Mistretta, Paola Meloni, Gianfranco Carcangiu (2017), *Integrated Approach for Post-fire Reinforced Concrete Structures Assessment*).

Infine, come mostrato in figura 4.13, l'ultima prova non distruttiva eseguita sui campioni di materiale del magazzino industriale è stata l'analisi colorimetrica visiva, volta a fornire una valutazione della massima temperatura raggiunta dai provini durante l'esposizione al fuoco, in base al colore esibito sul loro strato più esterno. Al fine di ottenere risultati attendibili, è stato effettuato un confronto tra i campioni raccolti in situ e quelli di spessore pari a 3 cm prelevati da RS non danneggiato, bruciati in laboratorio all'interno di un forno elettrico per un'ora: con un gradiente di riscaldamento pari a 10°C/min, la temperatura dei campioni è passata da 5°C a 880°C.

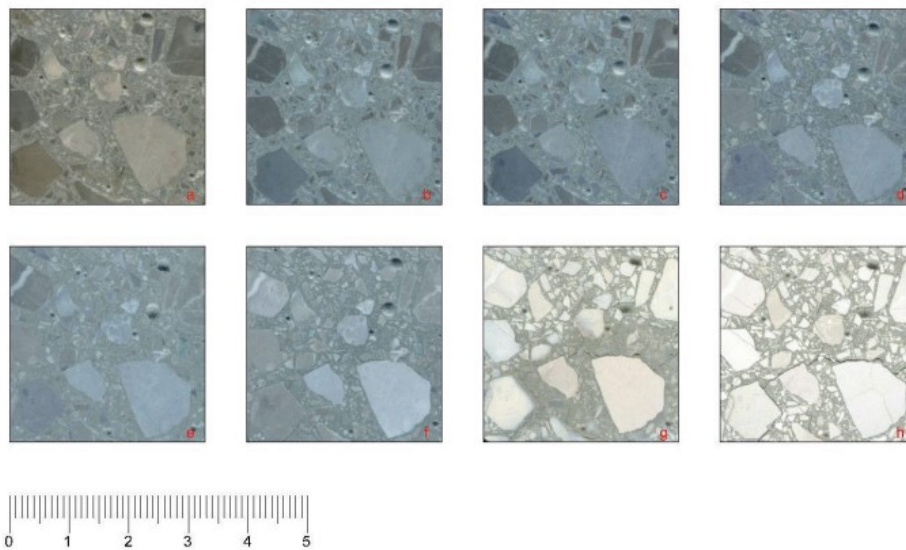


Figura 4.13. Campioni esaminati nell'analisi colorimetrica (Flavio Stochino, Fausto Mistretta, Paola Meloni, Gianfranco Carcangiu (2017), *Integrated Approach for Post-fire Reinforced Concrete Structures Assessment*

Dai risultati ottenuti con le prove colorimetriche in letteratura si evidenzia una generale correlazione tra il colore esibito dai campioni analizzati ed il loro livello di danneggiamento, come mostrato in figura 4.14.

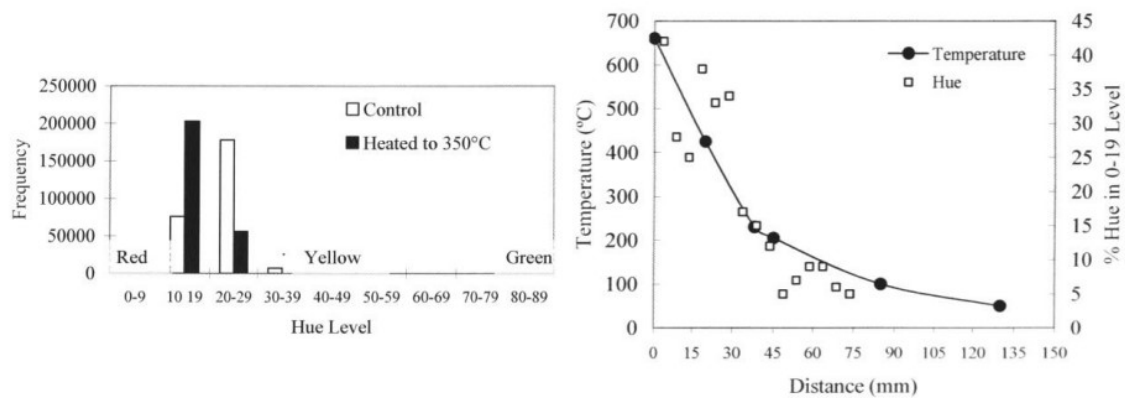


Figura 4.14. Curve di correlazione tra il colore dei campioni ed il loro quadro di danneggiamento (Sergio Tattoni, *Metodi di Indagine sulle Strutture*).

## Indagini distruttive

Le indagini distruttive in situ consistono nell'estrazione di campioni di materiale mediante la tecnica del carotaggio e si prestano a molteplici scopi, quali la ponderazione delle curve sperimentali ottenute dallo svolgimento delle prove non distruttive, come evidenziato nel caso delle prove sclerometriche, la verifica del livello di degrado degli elementi strutturali e la valutazione dell'indice colorimetrico esibito dal calcestruzzo esposto al fuoco.

Ai fini dell'esecuzione dei carotaggi, le cui modalità vengono normate da UNI EN 12504-1:2002 e UNI 6131:2002, risulta necessario svolgere preventivamente un'indagine pacometrica con l'obiettivo di rilevare la presenza di barre di armatura; in caso di esito negativo, si può procedere fissando il carotiere alla superficie ed estraendo il campione richiesto. Una volta catalogate ed inviate al laboratorio di pertinenza, le carote vengono dapprima sottoposte ad analisi visive, alla misurazione delle dimensioni ed alla pesatura e, solo in un secondo momento, alla prova di compressione monoassiale, normata da UNI EN 12390-3.

*Tabella 4.1. Risultati della prova di compressione monoassiale condotta sui nuclei dei campioni estratti (Flavio Stochino, Fausto Mistretta, Paola Meloni, Gianfranco Carcangiu (2017), Integrated Approach for Post-fire Reinforced Concrete Structures Assessment*

Element	Strength (N/mm <sup>2</sup> )
Column 4	28.0
Column 5	31.0
Column 7	39.7
Column 9	33.4
Column 13 *	47.3
Column 14 *	30.3
Column 14 *	17.1
Point O	15.6
Point N	17.0
Point L	24.8
Point M	18.1

Nel caso del magazzino industriale, sono stati sottoposti alla prova di compressione a 1000 kN i campioni di diametro pari a 6 cm appartenenti alle colonne ed alla piastra del solaio del piano superiore citati in precedenza; la tabella 4.1 mostra i risultati della prova, il cui valor medio, pari a 30,6 N/mm<sup>2</sup>, è coerente con quello dei soli campioni non danneggiati, motivo per il quale è possibile dedurre che l'involucro esterno degli elementi strutturali abbia fornito un buon grado di protezione al nucleo interno, oggetto delle indagini. Infine sono state svolte prove di trazione a 2000kN anche sulle barre delle armature delle colonne 4 e 9 e della piastra del solaio: in condizioni di esercizio tali elementi esibivano una resistenza a snervamento pari a 430 MPa ed una resistenza ultima pari a 480 MPa e 540 MPa, rispettivamente nel caso di diametri inferiori e superiori a 12 mm; dai risultati mostrati nella tabella 4.2 si può notare come l'azione del fuoco non abbia arrecato danni di rilevante spessore alle barre di acciaio grazie alla buona protezione fornita dallo strato superiore di calcestruzzo.

Alla luce di quanto emerso dai risultati relativi alle prove condotte, le buone condizioni esibite dalla struttura esaminata hanno evitato la demolizione della struttura, consentendo lo sviluppo di un successivo intervento di ristrutturazione.

*Tabella 4.2. Risultati della prova di trazione condotta sulle barre di armatura prelevate dalle colonne 4 e 9 e dalla piastra del piano superiore (Flavio Stochino, Fausto Mistretta, Paola Meloni, Gianfranco Carcangiu (2017), Integrated Approach for Post-fire Reinforced Concrete Structures Assessment*

Sample	$\Phi$	$f_y$	$f_t$	$f_t/f_y$	$e$
Slab Reinf.I	12	324	491	1.52	22.2
Slab Reinf.II	12	341	493	1.45	20.3
Column 4 I	18	513	534	1.04	5.3
Column 4 II	18	504	626	1.24	17.4
Column 4 A	14	338	500	1.48	21.2
Column 4 B	14	398	525	1.32	7.0
Stirr. Col. 4 I	6	287	420	1.46	18.8
Stirr. Col. 4 II	6	287	406	1.41	19.3
Column 9 I	18	491	625	1.27	11.0
Column 9 II	18	488	611	1.25	13.1
Column 9 A	14	475	597	1.26	9.5
Column 9 B	14	499	616	1.23	10.3
Stirr. Col. 9 I	6	274	400	1.46	19.2
Stirr. Col. 9 II	6	259	413	1.59	12.6

In aggiunta alle tecniche impiegate nel caso del magazzino industriale illustrato in precedenza, al fine di valutare e determinare le caratteristiche meccaniche residuali del calcestruzzo in seguito ad un incendio, vengono ampiamente adottate le indagini magnetometriche, le prove penetrometriche, l'analisi colorimetrica e le prove di pull-out.

### **Prove magnetometriche – pacometro**

Le prove magnetometriche appartengono al gruppo delle non distruttive e vengono eseguite con l'obiettivo di individuare l'eventuale presenza di armature all'interno delle strutture esaminate per mezzo del pacometro, uno strumento altrimenti conosciuto con il nome di profometro o magnetometro e composto da una centrale di registrazione dei dati e da una sonda in grado di sfruttare le leggi dell'induzione elettro-magnetica secondo due modalità:

- misurando l'alterazione del campo magnetico generato da alcune correnti di Faraday indotte sulle barre di acciaio;
- misurando l'alterazione del campo magnetico generato da alcune correnti parassite indotte sulle barre di acciaio.

### **Prove penetrometriche – pistola di Windsor**

Questa tipologia di indagini consente di valutare le proprietà meccaniche del calcestruzzo in correlazione al suo indice di durezza; ai fini dell'esecuzione della prova, vengono sparati mediante la pistola di Windsor tre inserti di metallo all'interno del conglomerato, la cui posizione viene determinata per mezzo di una dima.

Nonostante la prova penetrometrica sia in grado di fornire una valutazione delle proprietà meccaniche limitata allo strato superficiale degli elementi esaminati, essa non è invasiva ed i risultati che fornisce possono contribuire all'implementazione di curve normalizzate adottabili durante le indagini in situ, come quelle mostrate in figura 4.14 ottenute mediante l'utilizzo di un trapano strumentato, le quali legano la temperatura e la profondità raggiunta alla resistenza all'avanzamento nella porzione di conglomerato di interesse.

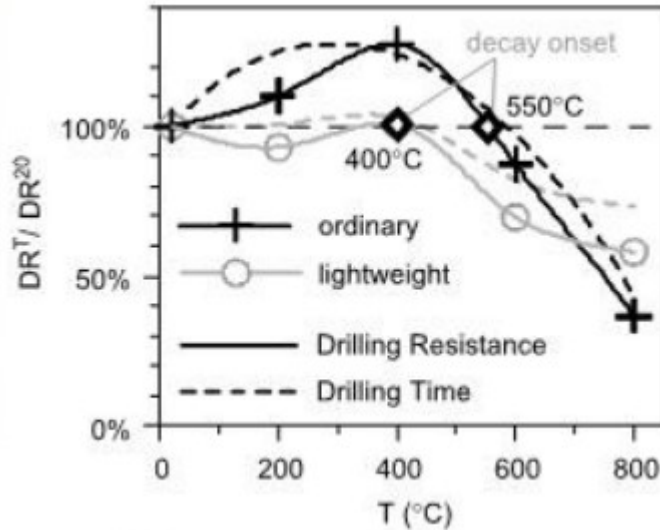


Figura 4.15. Curve normalizzate della resistenza del calcestruzzo all'avanzamento ottenuta da una prova penetrometrica (Sergio Tattoni, *Metodi di Indagine sulle Strutture*).

## Colorimetria

Le prove colorimetriche, infine, vengono eseguite sul calcestruzzo o, più in generale, sui materiali dei componenti strutturali, con l'obiettivo di valutarne il livello di degrado.

Questo genere di analisi viene svolto in situ direttamente sulle carote di materiale estratto, tramite lo spruzzo di un reagente in grado di cambiare colore a seconda delle condizioni esibite da ogni singolo campione in esame o di eventuali contaminazioni, quali, ad esempio, fenomeni di carbonatazione o presenza di solfati.

## Prove di pull-out

Le prove di pull-out, normate da UNI EN 12504-3:2005, nonostante appartengano alla categoria delle semi-distruttive a causa del danneggiamento che sono in grado di arrecare al calcestruzzo, risultano particolarmente valide per la stima della sua resistenza a trazione.

Ai fini dell'esecuzione di questo genere di prove, si rende necessaria l'individuazione di un'area con superficie regolare, sulla quale si svolge un'indagine pacometrica volta all'individuazione delle barre di armatura presenti; in vista dell'inserimento di un tassello metallico ad espansione, viene in seguito praticato un foro nella regione selezionata, mediante l'impiego di un trapano dalla testa snodabile e punta tronco-conica posizionato perpendicolarmente alla superficie.

Infine, un martinetto oleodinamico, all'interno del quale viene esercitata una pressione misurabile tramite manometro, fornisce una stima quantitativa della forza esercitata durante la vera e propria fase di estrazione del tassello metallico. Tale prova viene eseguita sino all'ottenimento di tre risultati considerati idonei e non discostanti tra loro per valori superiori al 20%.

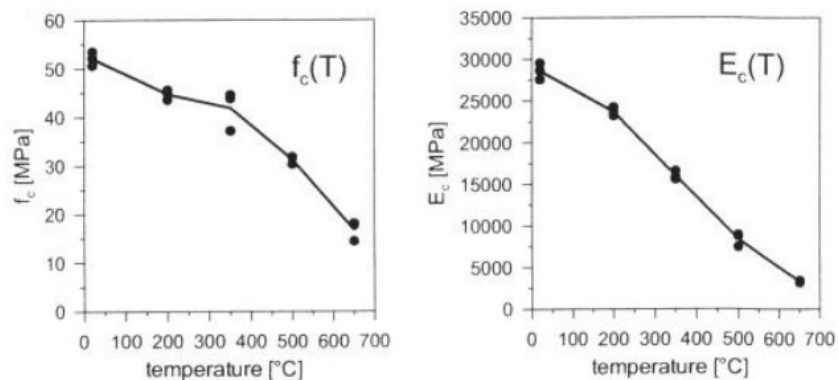


Figura 4.16. Variazione della resistenza a compressione e del modulo elastico di campioni di calcestruzzo mediante l'esecuzione di prove di pull-out (Sergio Tattoni, *Metodi di Indagine sulle Strutture*).

Esistono casi, tuttavia, in cui la valutazione della resistenza residua di una struttura in calcestruzzo armato sottoposta all'azione del fuoco esiga soluzioni rapide, necessarie per l'intervento delle autorità o dei ricercatori, in assenza del tempo necessario allo sviluppo di modelli matematici avanzati, frutto di analisi di laboratorio più approfondite.

Per questo motivo, lo studio condotto da Alcaíno, Santa María, Cortés ed Alfaro, propone l'elaborazione di una metodologia efficace per la valutazione della resistenza residuale di strutture a telaio esposte a fenomeni di incendio, basata su prove non distruttive, conveniente sia in termini economici che di tempistiche.

#### Procedura sperimentale

Per l'indagine sono state progettate e costruite diciotto colonne e diciotto travi in calcestruzzo armato secondo i criteri previsti da “Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary” dell'American Concrete Institute e da “Hormigón – Confección y Curado de Probetas para Ensayos de Compresión y Tracción” del Instituto Nacional de Normalización di Santiago del Cile. I componenti per la miscela di calcestruzzo, con resistenza a compressione nominale cilindrica pari a 20 MPa, sono indicati nella Tabella 2.5, mentre le dimensioni delle barre di armatura nella Tabella 2.6.

Tabella 4.3. Proporzioni del mix design di composizione dei campioni di calcestruzzo impiegati nell'indagine sperimentale (Pablo Alcaíno, Hernán Santa María, Michael Cortés, Jennyfer Alfaro (2018), *Fast Assessment of Post-Fire Residual Strength of Reinforced Concrete Frame Buildings Based on Non-Destructive Tests*).

Materiale	Cemento	Sabbia	Ghiaia	Acqua
% (kg/m <sup>3</sup> )	18,2 (436)	36,4 (873)	36,4 (873)	9,1 (218)

Tabella 4.4. Dimensioni delle barre di acciaio presenti nei campioni di calcestruzzo impiegati nell'indagine sperimentale (Pablo Alcaíno, Hernán Santa María, Michael Cortés, Jennyfer Alfaro (2018), *Fast Assessment of Post-Fire Residual Strength of Reinforced Concrete Frame Buildings Based on Non-Destructive Tests*).

Campione	Lunghezza (mm)	Larghezza (mm)	Altezza (mm)	Barre superiori	Barre inferiori	Staffe
Colonne	600	200	250	2 $\phi$ 8 mm	2 $\phi$ 8 mm	$\phi$ 8/50 mm
Travi	650	150	250	2 $\phi$ 6 mm	2 $\phi$ 8 mm	$\phi$ 8/100 mm

I diciotto campioni di travi e colonne sono stati in seguito suddivisi in sei gruppi da tre elementi e sottoposti alle prove non distruttive, con l'obiettivo di ricavare l'indice sclerometrico EI, attraverso una procedura standard con martello di Schmidt e la velocità di impulso ultrasonico. I campioni di materiale sono stati sottoposti alle indagini sia prima che dopo il processo di combustione, il quale si è svolto all'interno di un forno elettrico, come mostrato in figura, settato sul range di temperature comprese tra i 700°C ed i 1000°C, per le durate standard di 0, 30, 60, 90, 120 e 180 minuti.

Relativamente ad ogni prova, si sono rilevate l'entità del carico applicato, la deformazione subita dai campioni e la modalità del danneggiamento: durante la fase di riscaldamento, i campioni trave hanno subito l'esposizione al fuoco su tre delle quattro facce longitudinali e, in seguito al processo di raffreddamento, sono stati sottoposti a quattro prove di flessione a punti eseguite tramite l'applicazione di carichi concentrati sui terzi della distanza tra i supporti; al contrario, le colonne hanno subito l'esposizione al fuoco sulle facce laterali e, in seguito al processo di raffreddamento, sono state sottoposte a prove di compressione semplice.

## Risultati e discussione

Secondo quanto emerso dalle indagini sperimentali, l'aumento del tempo di esposizione al fuoco ha favorito il graduale sviluppo dei meccanismi di collasso riscontrati nei campioni di calcestruzzo: nello specifico, le colonne hanno mostrato una perdita di resistenza a compressione, unitamente a fenomeni di sbriciolamento in prossimità delle teste, mentre le travi una perdita di resistenza sia a compressione che a taglio in corrispondenza degli appoggi, come mostrato nelle figure.

Come mostrato nelle Figure 2.18 e 2.19, la resistenza residua è stata stimata, per ognuno dei parametri relativi alle quattro prove non distruttive precedentemente citate, come il rapporto tra la resistenza di ogni campione e quella media del gruppo di appartenenza prima dell'esposizione al fuoco: in particolare, considerando l'incidenza del fattore di determinazione  $R_2$ , si può notare come EI ed UPV-D siano i parametri in grado di fornire la stima di resistenza residua più adatta per le colonne, mentre UPV-S ed UPV-I per le travi.

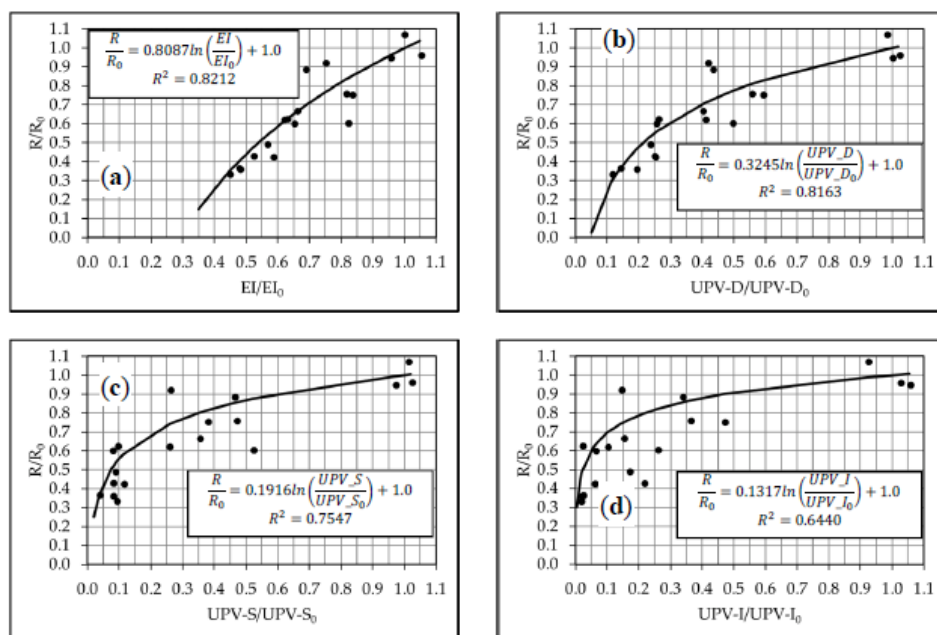


Figura 4.17. Resistenza residua dei campioni colonna di calcestruzzo in seguito all'esposizione al fuoco (Pablo Alcaíno, Hernán Santa María, Michael Cortés, Jennyfer Alfaro (2018), Fast Assessment of Post-Fire Residual



*Strenght of Reinforced Concrete Frame Buildings Based on Non-Destructive Tests).*

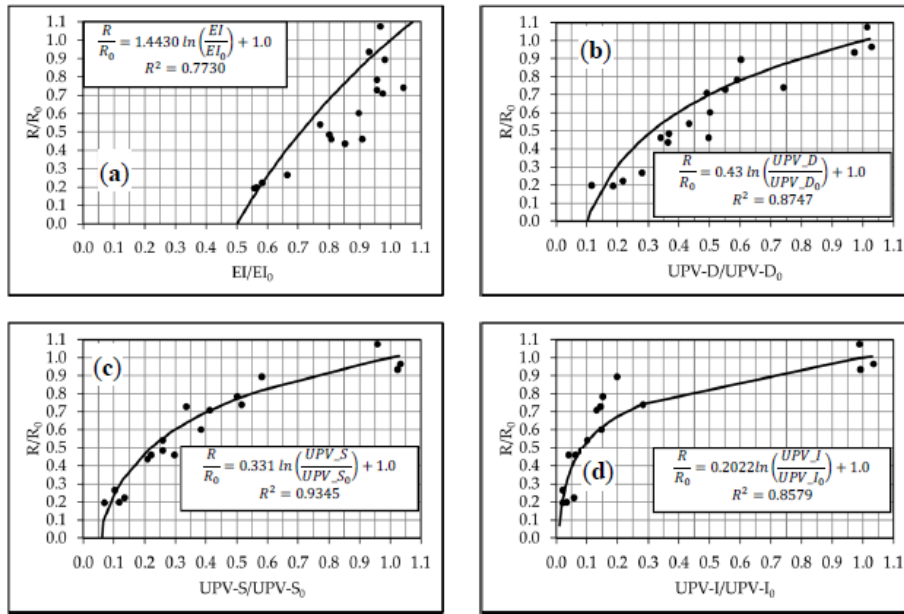


Figura 4.18. Resistenza residua dei campioni trave di calcestruzzo in seguito all'esposizione al fuoco (Pablo Alcaíno, Hernán Santa María, Michael Cortés, Jennyfer Alfaro (2018), Fast Assessment of Post-Fire Residual Strenght of Reinforced Concrete Frame Buildings Based on Non-Destructive Tests).

In ultima analisi, come evidenziato nella Tabella 4.5, lo studio condotto da Alcaíno, Santa María, Cortés ed Alfaro consente una rapida valutazione dell'eventualità di collasso degli elementi strutturali in calcestruzzo armato di una struttura a telaio esposta al fuoco:

- se il rapporto tra le resistenze stimate è superiore a 0,80 la probabilità di collasso è molto bassa;
- se il rapporto tra le resistenze stimate è compreso tra 0,60 e 0,80 la probabilità di collasso si considera relativamente moderata;

se il rapporto tra le resistenze stimate è inferiore a 0,60 la probabilità di collasso è molto alta.

Tabella 4.5. Tabella per la valutazione della probabilità di collasso (Pablo Alcaíno, Hernán Santa María, Michael Cortés, Jennyfer Alfaro (2018), Fast Assessment of Post-Fire Residual Strenght of Reinforced Concrete Frame Buildings Based on Non-Destructive Tests).

	Columns				Beams			
$R/R_0$	>0.80	<0.80	>0.60	<0.60	>0.80	<0.80	>0.60	<0.60
	Safety	Caution	Danger	Danger	Safety	Caution	Danger	Danger
$EI/EI_0$	>0.78	<0.78	>0.61	<0.61	>0.87	<0.87	>0.76	<0.76
$UPV\_D/UPV\_D_0$	>0.54	<0.54	>0.29	<0.29	>0.63	<0.63	>0.39	<0.39
$UPV\_S/UPV\_S_0$	>0.35	<0.35	>0.12	<0.12	>0.55	<0.55	>0.30	<0.30
$UPV\_I/UPV\_I_0$	>0.22	<0.22	>0.05	<0.05	>0.30	<0.37	>0.14	<0.14

## Indagini su una struttura in acciaio

### Indagini sperimentali

Attualmente le prove maggiormente impiegate nell'analisi delle strutture in acciaio esposte a incendio sono:

- la valutazione delle caratteristiche di resistenza, di tipo distruttivo;
- la valutazione della resilienza mediante l'utilizzo del pendolo di Charpy, di tipo distruttivo;
- la valutazione della durezza, di tipo distruttivo;
- l'indagine metallografica, utile alla definizione della composizione del campione esaminato;
- i controlli visivi, di tipo fisico non distruttivo, basati sull'osservazione dei difetti del campione per mezzo di una luce diffusa o riflessa. Tale esame dev'essere obbligatoriamente eseguito sulle unioni saldate seguendo le indicazioni della norma UNI EN ISO 5817 e può essere di tipo diretto, nel caso in cui possa essere svolta ad occhio nudo o indiretto, nel caso in cui si renda necessario l'utilizzo di un'apparecchiatura di ingrandimento;
- i controlli radiografici e gammagrafici, normati dalla UNI EN 444, utilizzati al fine di riscontrare eventuali discontinuità attraverso la valutazione della variazione degli impulsi elettromagnetici emessi da una sorgente verso la superficie dei campioni di materiale esaminato;
- i controlli con i liquidi penetranti, non distruttivi e normati dalla UNI EN 571-1, utilizzati al fine di riscontrare eventuali discontinuità attraverso l'applicazione di soluzioni composte da colorante rosso immerso in solvente organico o da emulsioni fluorescenti, seguita da quella di una sostanza in grado di rivelare tutti i difetti dei campioni di materiale esaminato;
- le indagini ultrasoniche, di tipo non distruttivo e normate dalla UNI EN 583-1, svolte in maniera analoga a quelle sul calcestruzzo al fine di rilevare discontinuità nei campioni di materiale esaminato;
- i controlli magnetoscopici, di tipo non distruttivo e normati da UNI 7062-72, i quali vengono utilizzati al fine di rilevare difetti superficiali, attraverso la valutazione dell'alterazione delle linee di campo magnetico riscontrabili in prossimità delle zone danneggiate per mezzo di un rivelatore di particelle;
- controlli con correnti indotte, non distruttivi e normati da UNI 9190, i quali vengono utilizzati al fine di rilevare discontinuità interne ai campioni di materiale analizzato, per mezzo dell'induzione di un campo magnetico alternato in grado di generare correnti che subiscono deviazioni in prossimità di vuoti e fessure.
- La valutazione delle coppie di serraggio, anch'esse di tipo non distruttivo, per le unioni bullonate.

Analogamente al caso precedente, l'esposizione al fuoco degli edifici in acciaio comporta lo sviluppo di un importante processo decisionale volto a definire le fasi successive di interventi da effettuare sugli elementi strutturali coinvolti.

Tuttavia, dal momento che le normative attuali non forniscono indicazioni puntuali, è stato recentemente condotto uno studio finalizzato alla caratterizzazione delle proprietà residuali dell'acciaio sottoposto all'azione delle temperature elevate. In particolare, sono stati esposti, all'interno di una fornace computerizzata, a 400°C, 500°C, 600°C, 700°C, 800°C e 900°C ventisei campioni di acciaio di tipologia Q235, Q460 e Q690, le cui dimensioni vengono mostrate in figura 4.19.

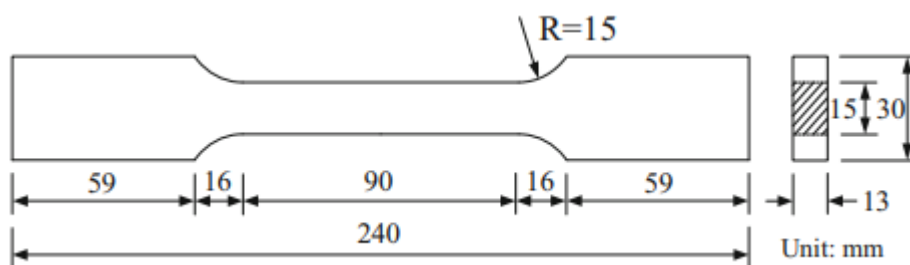


Figura 4.19. Dimensioni dei provini sottoposti all'azione delle temperature elevate (Zhanzhan Tang, Tao Wei, Yao Ma, Lingkun Chen (2019), *Residual Strength of Steel Structures After Fire Events Considering Material Damages*).

Inoltre, con l'obiettivo di ottenere una valutazione quanto più generale delle loro caratteristiche meccaniche residue, la prima metà dei provini è stata fatta raffreddare ad aria per simulare una condizione di estinzione naturale delle fiamme, mentre la seconda ad acqua, al fine di ricreare uno scenario di estinzione artificiale delle fiamme, come nel caso di intervento dei Vigili del Fuoco o di utilizzo del dispositivo automatico Sprinkler a pioggia. Infine, la prova di trazione è stata svolta dopo un periodo di riposo di tre giorni, intervallo durante il quale i campioni di acciaio sono stati sottoposti ad ispezioni visive di natura qualitativa, finalizzate all'analisi della loro colorazione superficiale.

Dai diagrammi  $\sigma$ - $\epsilon$  mostrati nelle figure 4.20 e 4.21 e ricavati dalla prova di trazione si può notare la resistenza a snervamento inferiore esibita dai tredici provini raffreddati all'aria.

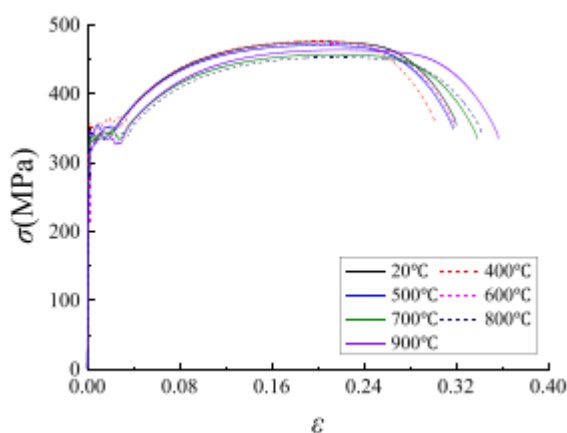


Figura 4.20. Diagramma sforzo deformazione dei provini raffreddati ad aria (Zhanzhan Tang, Tao Wei, Yao Ma, Lingkun Chen (2019), *Residual Strength of Steel Structures After Fire Events Considering Material Damages*).

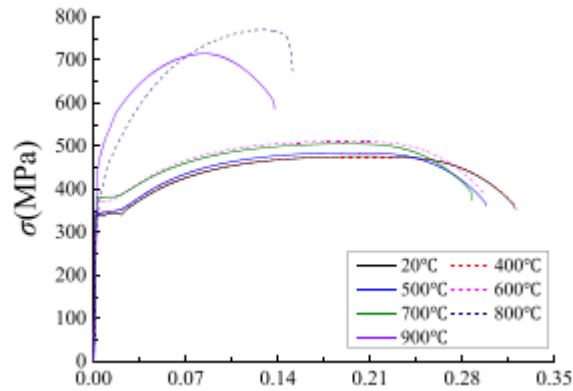


Figura 4.21. Diagramma sforzo deformazione dei provini raffreddati ad acqua (Zhanzhan Tang, Tao Wei, Yao Ma, Lingkun Chen (2019), *Residual Strength of Steel Structures After Fire Events Considering Material Damages*).

In ultima analisi, combinando i risultati ottenuti con quelli di oltre 600 indagini sperimentali disponibili in letteratura, è stato possibile ricavare due set di equazioni per ogni categoria di raffreddamento dei provini, relative all'andamento medio ed a quello minimo dei valori residuali delle principali proprietà meccaniche dell'acciaio.

Relativamente ai campioni di materiale raffreddato all'aria:

- la riduzione del modulo elastico può essere analiticamente descritta, rispettivamente per i valori medi ed i valori minimi, dalle equazioni

$$\frac{E_T}{E_{20}} = \begin{cases} 1,0 & 20^\circ\text{C} \leq T < 500^\circ\text{C} \\ -3,0 \cdot 10^{-4} T + 1,15 & 500^\circ\text{C} \leq T \leq 1000^\circ\text{C} \end{cases} \quad (4.5)$$

e

$$\frac{E_T}{E_{20}} = \begin{cases} 1,0 & 20^\circ\text{C} \leq T < 500^\circ\text{C} \\ -8,0 \cdot 10^{-4} T + 1,4 & 500^\circ\text{C} \leq T \leq 1000^\circ\text{C} \end{cases} \quad (4.6);$$

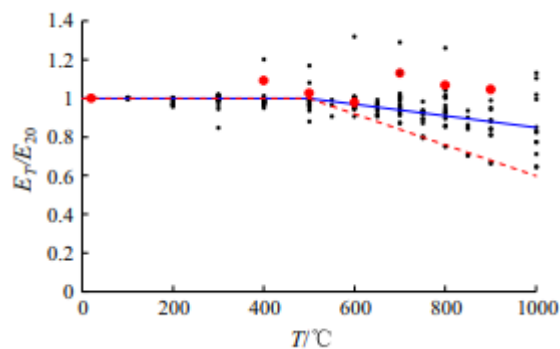


Figura 4.22. Riduzione del modulo elastico dei campioni di acciaio raffreddati ad aria (Zhanzhan Tang, Tao Wei, Yao Ma, Lingkun Chen (2019), *Residual Strength of Steel Structures After Fire Events Considering Material Damages*).

- la riduzione della resistenza a snervamento può essere analiticamente descritta, rispettivamente per i valori medi ed i valori minimi, dalle equazioni

$$\frac{\sigma_{y,T}}{\sigma_{y,20}} = \begin{cases} 1,0 & 20^{\circ}\text{C} \leq T < 450^{\circ}\text{C} \\ 0,514 \cdot \left(\frac{450}{T}\right)^2 + 0,486 & 450^{\circ}\text{C} \leq T \leq 1000^{\circ}\text{C} \end{cases} \quad (4.7)$$

e

$$\frac{\sigma_{y,T}}{\sigma_{y,20}} = \begin{cases} 1,0 & 20^{\circ}\text{C} \leq T < 450^{\circ}\text{C} \\ 0,756 \cdot \left(\frac{450}{T}\right)^6 + 0,246 & 450^{\circ}\text{C} \leq T \leq 1000^{\circ}\text{C} \end{cases} \quad (4.8);$$

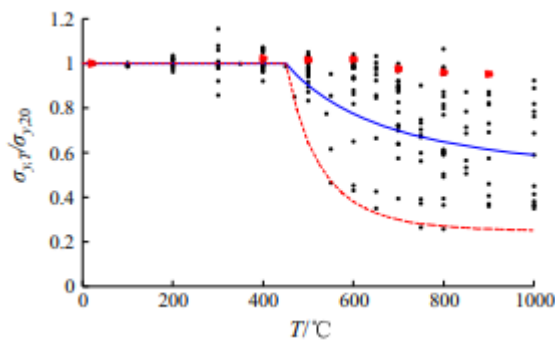


Figura 4.23. Riduzione della resistenza a snervamento dei campioni di acciaio raffreddati ad aria (Zhanzhan Tang, Tao Wei, Yao Ma, Lingkun Chen (2019), *Residual Strength of Steel Structures After Fire Events Considering Material Damages*).

- la riduzione della resistenza ultima a trazione può essere analiticamente descritta, rispettivamente per i valori medi ed i valori minimi, dalle equazioni

$$\frac{\sigma_{u,T}}{\sigma_{u,20}} = \begin{cases} 1,0 & 20^{\circ}\text{C} \leq T < 450^{\circ}\text{C} \\ 0,338 \cdot \left(\frac{450}{T}\right)^2 + 0,662 & 450^{\circ}\text{C} \leq T \leq 1000^{\circ}\text{C} \end{cases} \quad (4.9)$$

e

$$\frac{\sigma_{u,T}}{\sigma_{u,20}} = \begin{cases} 1,0 & 20^{\circ}\text{C} \leq T < 450^{\circ}\text{C} \\ 0,645 \cdot \left(\frac{450}{T}\right)^6 + 0,355 & 450^{\circ}\text{C} \leq T \leq 1000^{\circ}\text{C} \end{cases} \quad (4.10);$$

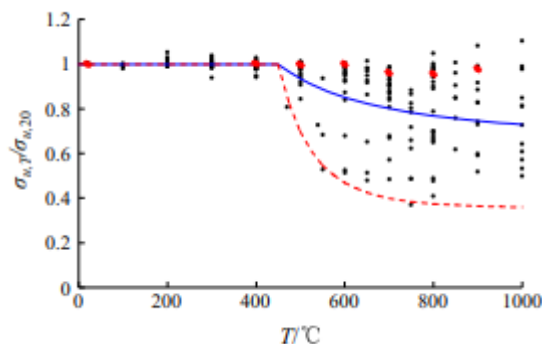


Figura 4.24. Riduzione della resistenza ultima a trazione dei campioni di acciaio raffreddati ad aria (Zhanzhan Tang, Tao Wei, Yao Ma, Lingkun Chen (2019), *Residual Strength of Steel Structures After Fire Events Considering Material Damages*).

- la riduzione dei valori di allungamento ultimo a rottura può essere analiticamente descritta, rispettivamente per i valori medi ed i valori minimi, dalle equazioni

$$\frac{\delta_{u,T}}{\delta_{u,20}} = \begin{cases} 1,0 & 20^{\circ}\text{C} \leq T < 450^{\circ}\text{C} \\ 0,075 \cdot \left(\frac{450}{T}\right)^2 + 0,925 & 450^{\circ}\text{C} \leq T \leq 1000^{\circ}\text{C} \end{cases} \quad (4.11)$$

e

$$\frac{\delta_{y,T}}{\delta_{y,20}} = \begin{cases} 1,0 & 20^{\circ}\text{C} \leq T < 450^{\circ}\text{C} \\ 0,50 \cdot \left(\frac{450}{T}\right)^4 + 0,50 & 450^{\circ}\text{C} \leq T \leq 1000^{\circ}\text{C} \end{cases} \quad (4.12);$$

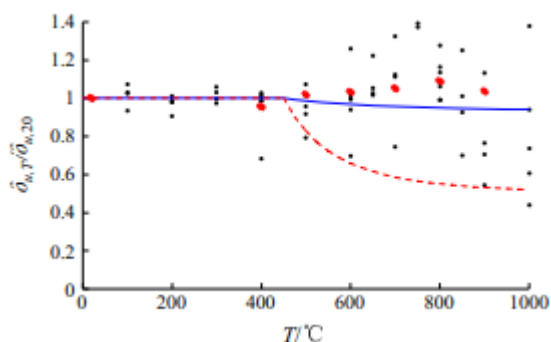


Figura 4.25. Riduzione dell'allungamento a rottura dei campioni di acciaio raffreddati ad aria (Zhanzhan Tang, Tao Wei, Yao Ma, Lingkun Chen (2019), *Residual Strength of Steel Structures After Fire Events Considering Material Damages*).

Al contrario, relativamente ai campioni di materiale raffreddato mediante l'utilizzo di acqua:

- la riduzione del modulo elastico può essere analiticamente descritta, rispettivamente per i valori medi ed i valori minimi, dalle equazioni

$$\frac{E_T}{E_{20}} = \begin{cases} 1,0 & 20^{\circ}\text{C} \leq T < 500^{\circ}\text{C} \\ -3,0 \cdot 10^{-4} T + 1,15 & 500^{\circ}\text{C} \leq T \leq 1000^{\circ}\text{C} \end{cases} \quad (4.13)$$

e

$$\frac{E_T}{E_{20}} = \begin{cases} 1,0 & 20^{\circ}\text{C} \leq T < 500^{\circ}\text{C} \\ -4,88 \cdot 10^{-4} T + 1,244 & 500^{\circ}\text{C} \leq T \leq 1000^{\circ}\text{C} \end{cases} \quad (4.14);$$

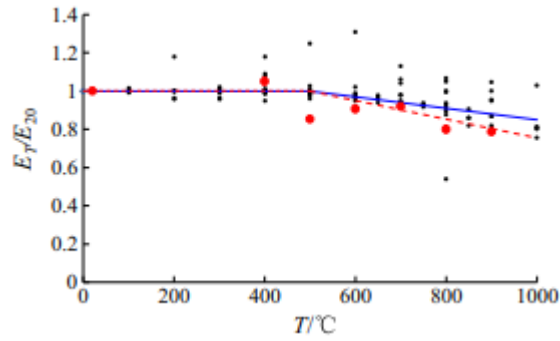


Figura 4.26. Riduzione del modulo elastico dei campioni di acciaio raffreddati ad acqua (Zhanzhan Tang, Tao Wei, Yao Ma, Lingkun Chen (2019), *Residual Strength of Steel Structures After Fire Events Considering Material Damages*).

- la riduzione della resistenza a snervamento può essere analiticamente descritta, rispettivamente per i valori medi ed i valori minimi, dalle equazioni

$$\frac{\sigma_{y,T}}{\sigma_{y,20}} = \begin{cases} 1,0 & 20^{\circ}\text{C} \leq T < 500^{\circ}\text{C} \\ 0,366 \cdot \left(\frac{500}{T}\right)^2 + 0,633 & 500^{\circ}\text{C} \leq T \leq 1000^{\circ}\text{C} \end{cases} \quad (4.15)$$

e

$$\frac{\sigma_{y,T}}{\sigma_{y,20}} = \begin{cases} 1,0 & 20^{\circ}\text{C} \leq T < 500^{\circ}\text{C} \\ 0,533 \cdot \left(\frac{500}{T}\right)^4 + 0,466 & 500^{\circ}\text{C} \leq T \leq 1000^{\circ}\text{C} \end{cases} \quad (4.16);$$

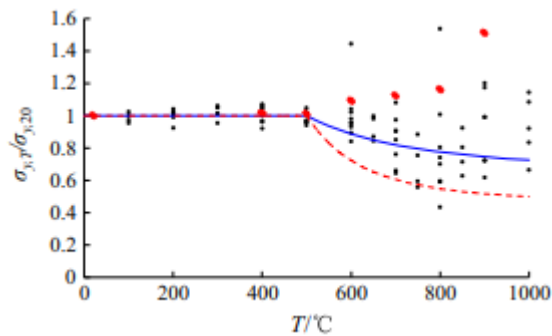


Figura 4.27. Riduzione della resistenza a snervamento dei campioni di acciaio raffreddati ad acqua (Zhanzhan Tang, Tao Wei, Yao Ma, Lingkun Chen (2019), *Residual Strength of Steel Structures After Fire Events Considering Material Damages*).

- la riduzione della resistenza ultima a trazione può essere analiticamente descritta, rispettivamente per i valori medi ed i valori minimi, dalle equazioni

$$\frac{\sigma_{u,T}}{\sigma_{u,20}} = \begin{cases} 1,0 & 20^{\circ}\text{C} \leq T < 500^{\circ}\text{C} \\ -4,8 \cdot 10^{-4} T + 1,24 & 500^{\circ}\text{C} \leq T < 750^{\circ}\text{C} \\ 0,88 & 750^{\circ}\text{C} \leq T \leq 1000^{\circ}\text{C} \end{cases} \quad (4.17)$$

e

$$\frac{\sigma_{u,T}}{\sigma_{u,20}} = \begin{cases} 1,0 & 20^{\circ}\text{C} \leq T < 500^{\circ}\text{C} \\ -1,484 \cdot 10^{-3} T + 1,742 & 500^{\circ}\text{C} \leq T < 750^{\circ}\text{C} \\ 0,629 & 750^{\circ}\text{C} \leq T \leq 1000^{\circ}\text{C} \end{cases} \quad (4.18);$$

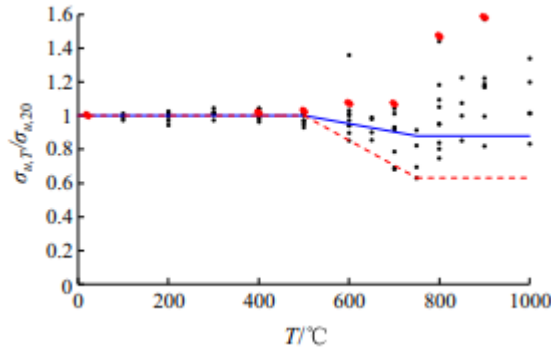


Figura 4.28. Riduzione della resistenza ultima a trazione dei campioni di acciaio raffreddati ad acqua (Zhanzhan Tang, Tao Wei, Yao Ma, Lingkun Chen (2019), *Residual Strength of Steel Structures After Fire Events Considering Material Damages*).

- la riduzione dei valori di allungamento ultimo a rottura può essere analiticamente descritta, rispettivamente per i valori medi ed i valori minimi, dalle equazioni

$$\frac{\delta_{u,T}}{\delta_{u,20}} = \begin{cases} 1,0 & 20^{\circ}\text{C} \leq T < 700^{\circ}\text{C} \\ 0,50 \cdot \left(\frac{700}{T}\right)^{10} + 0,50 & 700^{\circ}\text{C} \leq T \leq 1000^{\circ}\text{C} \end{cases} \quad (4.19)$$

e

$$\frac{\delta_{u,T}}{\delta_{u,20}} = \begin{cases} 1,0 & 20^{\circ}\text{C} \leq T < 500^{\circ}\text{C} \\ -3,5 \cdot 10^{-4} T + 1,175 & 500^{\circ}\text{C} \leq T < 700^{\circ}\text{C} \\ 0,627 \cdot \left(\frac{700}{T}\right)^{10} + 0,303 & 700^{\circ}\text{C} \leq T \leq 1000^{\circ}\text{C} \end{cases} \quad (4.20);$$

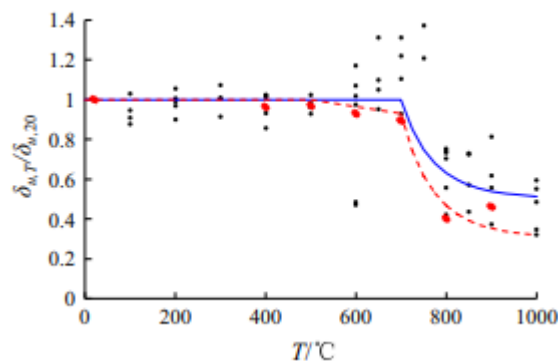


Figura 4.29. Riduzione dell'allungamento a rottura dei campioni di acciaio raffreddati ad acqua (Zhanzhan Tang, Tao Wei, Yao Ma, Lingkun Chen (2019), *Residual Strength of Steel Structures After Fire Events Considering Material Damages*).



## Conclusioni: valutazione di un piano di intervento

Sulla base dei casi esaminati sinora, si propone di seguito l'elaborazione di una strategia applicabile nel caso di richiesta di valutazione della sicurezza strutturale relativa ad un edificio precedentemente esposto all'azione del fuoco, la quale ha come obiettivo l'implementazione di un sistema matriciale in grado di suggerire lo sviluppo di un piano di intervento, sia esso di ripristino o di demolizione, dipendentemente dalla natura e dall'influenza dei fattori che caratterizzano il contesto preso in esame.

In primo luogo, al fine di ottenere una stima preliminare della temperatura raggiunta dai componenti strutturali interessati dal fenomeno di incendio, di riuscire a ricostruire la dinamica di sviluppo e di propagazione delle fiamme all'interno dell'edificio oggetto di indagine e di sviluppare una buona conoscenza di base del quadro di danneggiamento dello stesso, risulta possibile condurre un'immediata attività di sopralluogo ai fini dell'esecuzione di indagini visive.

Tale fase è da articolarsi nella percorrenza di sette tappe di fondamentale importanza, quali:

- l'analisi geometrica della struttura, volta all'individuazione dei principali elementi strutturali, di eventuali irregolarità in pianta e/o in altezza e della disposizione delle aperture e degli ambienti interni;
- la raccolta di testimonianze, materiale fotografico e materiale videografico relativo agli istanti precedenti e successivi allo sviluppo dell'incendio, volta ad un primo tentativo di ricostruzione della dinamica di propagazione del fuoco all'interno dell'edificio;
- la classificazione dei materiali dei principali componenti strutturali coinvolti nella combustione, al fine di individuare, sulla base dei danni riportati e della classe di conducibilità termica, le tipologie più o meno resistenti al fuoco;
- l'individuazione di eventuali cinematismi locali o globali, nel piano o fuori piano, come i fenomeni di flessione verticale e torsionali, riscontrati nel caso delle Torri Gemelle, o di spinte incontrastate, in grado di contribuire ad una valutazione preliminare della probabilità di collasso strutturale;
- la valutazione della tipologia e delle condizioni dei vincoli strutturali, in quanto la conoscenza dell'isostaticità o dei gradi di iperstaticità della struttura, il valore di misurazione della freccia relativa ad eventuali cedimenti e l'analisi visiva del quadro di danneggiamento degli elementi principali contribuisce alla valutazione preliminare della probabilità di collasso strutturale;
- la valutazione delle condizioni esibite dagli elementi non strutturali della costruzione, quali le tramezzature interne (come nel caso del magazzino industriale), le aperture ed il sistema di rivestimento esterno (come nel caso della Grenfell Tower) e gli impianti, in quanto l'analisi dell'aspetto dei materiali e del loro colore è in grado di fornire informazioni di sensibile rilevanza a proposito della temperatura raggiunta durante lo sviluppo dell'incendio;
- la valutazione dei quadri fessurativi e deformativi esibiti dall'edificio, dovuti all'insorgenza di carichi strutturali in grado di sottoporre gli elementi strutturali principali a ulteriori sforzi flessionali

o taglienti, come nel caso delle Torri Gemelle o all'insorgenza di fenomeni di spalling causati dall'evaporazione dell'acqua all'interno della matrice cementizia, come riscontrato all'interno della sezione dedicata all'analisi del comportamento del calcestruzzo armato nel secondo capitolo.

Ai fini di agevolare la comprensione degli step relativi allo svolgimento delle indagini visive, la procedura sopra descritta può essere raccolta in forma tabellare come segue.

Tabella 5.1. Tabella degli step fondamentali per lo svolgimento delle indagini visive.

Sviluppo dell'indagine visiva			
Step	Finalità	Strumento	Risultato
1. Analisi geometrica della struttura	<ul style="list-style-type: none"> <li>- individuazione dei principali elementi strutturali;</li> <li>- individuazione di irregolarità in pianta;</li> <li>- individuazione di irregolarità in altezza;</li> <li>- conoscenza della disposizione delle aperture e della distribuzione degli ambienti interni.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- documentazione sullo stato di fatto precedente all'incendio.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- conoscenza della geometria dell'edificio.</li> </ul>
2. Raccolta di testimonianze	<ul style="list-style-type: none"> <li>- ricostruzione della dinamica di propagazione del fuoco all'interno dell'edificio.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- raccolta di testimonianze dei presenti;</li> <li>- raccolta di testimonianze delle autorità locali;</li> <li>- raccolta materiale video-fotografico.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- ricostruzione tramite indagini forensi della dinamica di sviluppo dell'incendio.</li> </ul>
3. Classificazione dei materiali coinvolti	<ul style="list-style-type: none"> <li>- individuazione dei materiali più o meno resistenti all'azione del fuoco.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- valutazione visiva dei danni;</li> <li>- conoscenza del comportamento del materiale.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- conoscenza del plausibile comportamento e valutazione della probabilità di collasso strutturale.</li> </ul>
4. Individuazione dei cinematismi	<ul style="list-style-type: none"> <li>- individuazione di meccanismi globali o locali di cinematismo;</li> <li>- valutazione dell'entità dei cinematismi nel piano o fuori piano.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- osservazione visiva e di materiale video-fotografico;</li> <li>- sviluppo di prove topografiche.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- conoscenza del plausibile comportamento e valutazione della probabilità di collasso strutturale.</li> </ul>
5. Valutazione della tipologia e	<ul style="list-style-type: none"> <li>- valutazione del grado di iperstaticità o dell'isostaticità;</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- osservazione;</li> <li>- sviluppo di prove</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- conoscenza del plausibile comportamento e</li> </ul>

delle condizioni dei vincoli strutturali	- misurazione della freccia dei cedimenti.	topografiche (Laser Scanner).	valutazione della probabilità di collasso strutturale.
6. Valutazione degli elementi non strutturali	- valutazione dell'aspetto e del colore delle tramezzature interne; - valutazione dell'aspetto e del colore delle aperture; - valutazione dell'aspetto e del colore del rivestimento esterno; - valutazione dell'aspetto e del colore dei componenti degli impianti.	- osservazione visiva e di materiale video-fotografico.	- conoscenza del grado di temperatura raggiunto all'interno di un elemento o di un compartimento della struttura esaminata.
7. Valutazione dei quadri fessurativi e deformativi	- valutazione dell'azione di carichi flessionali o taglianti; - valutazione della presenza di spalling; - valutazione del rivestimento esterno dei materiali strutturali.	- osservazione visiva e di materiale video-fotografico.	- conoscenza del plausibile comportamento e valutazione della probabilità di collasso strutturale.

Dati, inoltre, la praticità, la velocità ed il basso costo di esecuzione, si consiglia successivamente lo svolgimento di prove ultrasoniche (UPV), con l'obiettivo di ponderare l'entità dei danni riscontrati durante le indagini visive e di ottenere una stima della qualità del materiale esaminato, dipendentemente dalla velocità di propagazione delle onde al suo interno.

Al termine di questa prima fase risulta già possibile optare per un percorso volto alla demolizione dell'edificio esaminato nel caso in cui:

- i principali elementi strutturali esibissero un quadro di ammaloramento tale da renderlo inequivocabilmente inagibile e/o da vanificare ogni tentativo di previa messa in sicurezza degli ambienti interni ed esterni;
- esso fosse giunto al limite della sua vita utile, al punto da neutralizzare la sostenibilità, sia in termini economici che di tempistiche di realizzazione, di un potenziale intervento di ripristino globale o parziale;
- esso, pur sensibilmente lontano dal raggiungimento del termine della sua vita utile, esibisse un quadro di ammaloramento tale da vanificare ogni potenziale intervento di ripristino;
- esso non fosse strettamente necessario all'interno del contesto della comunità di appartenenza (edificio scolastico, edificio preposto all'insediamento delle autorità locali, ospedale, ecc...).

Al contrario, nel caso di insorgenza di eventuali dubbi o perplessità in merito allo stato di danneggiamento riscontrato, oppure di assoluta evidenza scientifica relativa ad un buono stato di conservazione della struttura o di buona parte di essa, è possibile passare alla seconda fase della strategia di intervento, caratterizzata dalla scelta di un'opportuna campagna di prove,

necessaria e sufficiente a fornire un'adeguata caratterizzazione delle proprietà meccaniche residuali dei materiali che compongono la struttura portante dell'edificio oggetto di indagine.

Tale selezione, in particolare, deve essere effettuata in seguito ad un'attenta valutazione delle condizioni al contorno che caratterizzano il contesto preso in esame. Al fine di agevolare la comprensione del processo logico in grado di condurre alla scelta di una determinata quantità e qualità di indagini sperimentali, si può pensare di schematizzare con un diagramma a blocchi il complesso dei fattori in gioco, sulla base della loro natura, come mostrato nel grafico 5.1.

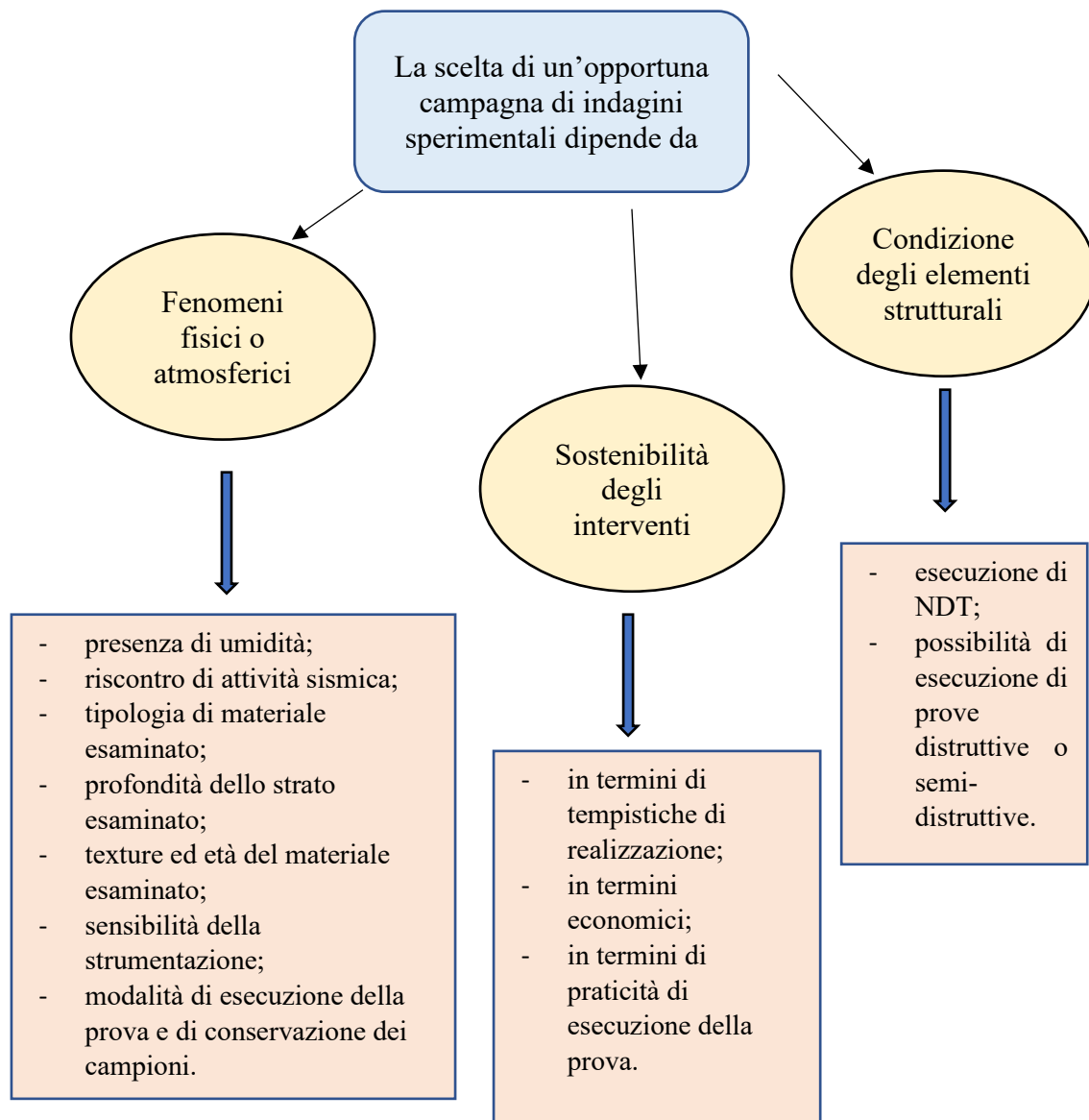


Grafico 5.1. Valutazione dei fattori di influenza per la scelta della campagna di indagini sperimentali.

Sul fondamento di quanto discusso sopra, pertanto, si propone di seguito una valutazione tabellare dell'adeguatezza dei principali metodi di indagini sperimentali, eseguita sulla base degli scenari e delle necessità più comuni.

Tabella 5.2. Suddivisione delle tecniche di indagini sperimentali sulla base della velocità di esecuzione e di disponibilità dei risultati.

Velocità di esecuzione e di disponibilità dei risultati	
LENTA	VELOCE
Carotaggi ed estrazioni	UPV
Prove di carico statiche	Topografiche (Laser Scanner)
Prove di carico dinamiche	Tomografia sonora
TGA	Sclerometriche
DTA	SonReb
Indagini SEM	Colorimetria
Diffrazione a raggi X	Magnetometriche
Generalmente prove da laboratorio	Penetrometriche
	Pull-out
	Durezza, Leeb (acciaio)

Tabella 5.3. Suddivisione delle tecniche di indagini sperimentali sulla base dei costi di realizzazione.

Costi di realizzazione		
ALTO	MEDIO	BASSO
Carotaggi ed estrazioni	Pull-out	Sclerometriche
Resistenza a compressione	Penetrometriche	UPV
Resistenza a trazione	SonReb	Colorimetria
Laser Scanner		Durezza, Leeb (acciaio)
		Pacometriche
		Tomografia sonora
		Magnetometriche

Tabella 5.4. Suddivisione delle tecniche di indagini sperimentali sulla base della praticità di esecuzione (livello di difficoltà).

Praticità di esecuzione (livello di difficoltà)		
ALTO	MEDIO	BASSO
Carotaggi ed estrazioni	Prove di carico statiche	UPV
TGA	Prove di carico dinamiche	Tomografia sonora
DTA	Pull-out	Sclerometrica

Diffrazione a raggi X	Penetrometriche	Colorimetrica
Indagini SEM	SonReb	Magnetometrica
Resistività	Topografiche (Laser Scanner)	
Metallografica	Resistenza a compressione	
Magnetografica	Resistenza a trazione	

Tabella 5.5. Suddivisione delle tecniche di indagini sperimentali sulla base del loro carattere invasivo.

Grado di invasività		
PROVE DISTRUTTIVE	PROVE SEMI-DISTRUTTIVE	PROVE NON DISTRUTTIVE
Prove di carico statiche	Pull-out	Topografiche (Laser Scanner)
Prove di carico dinamiche		UPV
Carotaggi ed estrazioni		Tomografia sonora
Resistenza acciaio		Sclerometrica
Resilienza (Charpy)		Colorimetrica
Durezza, Leeb (acciaio)		Magnetometrica
		SonReb
		Diffrazione a raggi X
		Indagini SEM
		Penetrometriche
		Tutte le altre sull'acciaio

Tabella 5.6. Suddivisione delle tecniche di indagini sperimentali sulla base della profondità analizzata e dell'attendibilità dei risultati

Profondità di analisi e attendibilità dei risultati		
MOLTO BUONA	BUONA	SCARSA
Carotaggi ed estrazioni	Pull-out	UPV
Resistenza a compressione		Tomografia sonora
Resistenza a trazione		Sclerometrica
Prove di carico statiche		Colorimetrica
Prove di carico dinamiche		Penetrometriche
Resistenza acciaio		
Resilienza (Charpy)		
Durezza, Leeb (acciaio)		

Unitamente alla scelta ponderata della campagna di prove da eseguire sugli elementi strutturali della struttura esposta all'azione del fuoco, inoltre, si consiglia la verifica dell'attendibilità dei risultati ottenuti tramite l'implementazione di modelli semplici di incendio parametrici, modelli a zone o modelli fluidodinamici e di campo, seguendo i canoni dell'approccio ingegneristico analizzato all'interno del primo capitolo del seguente elaborato, al fine di elaborare scenari di incendio di progetto in grado di attestare la validità dei risultati ottenuti sino a quel momento.

Infine, ultimata la fase dello svolgimento delle indagini sperimentali e della verifica dell'attendibilità dei risultati ottenuti, occorre ritornare a focalizzare l'attenzione sulla finalità della seguente analisi procedurale, quale l'elaborazione di un'adeguata strategia di interventi sulla struttura, volti al ripristino od alla sua demolizione, sulla base della valutazione del livello di sicurezza strutturale.

In particolare, come approfondito nel capitolo precedente, grazie allo svolgimento delle indagini sperimentali risulta possibile individuare i valori di progetto delle caratteristiche meccaniche dei materiali che, rapportati a quelli relativi alla condizione originaria, precedente allo sviluppo del fenomeno di combustione, sono in grado di fornire curve normalizzate dei valori residuali di maggiore rilevanza, come quelle del modulo elastico, della resistenza a trazione, della resistenza a compressione, della resistenza a snervamento e dello spostamento ultimo.

Supponendo di voler suddividere uno di questi grafici in un insieme discreto di intervalli, come mostrato in figura 5.1, sulla base dei valori residuali esibiti dal materiale esaminato, si potrebbe pensare di attribuire un peso a ciascuno di essi, con il fine di stabilire un livello di gravità dell'evento di danno.

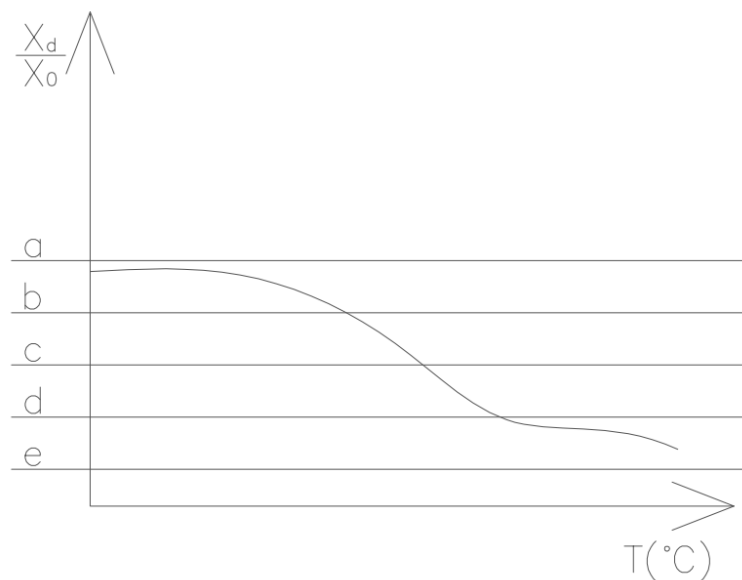


Figura 5.1. Suddivisione in intervalli di una curva normalizzata

Ad esempio, nel caso di quattro intervalli:

- per  $a \leq \frac{X_d}{X_0} < b$ , si attribuisce un livello di gravità con peso 1, poco grave;
- per  $b \leq \frac{X_d}{X_0} < c$ , si attribuisce un livello di gravità con peso 2, mediamente grave;

- per  $c \leq \frac{X_d}{X_0} < d$ , si attribuisce un livello di gravità con peso 3, grave;
- per  $d \leq \frac{X_d}{X_0} < e$ , si attribuisce un livello di gravità con peso 4, altamente grave,

dove

- $X_d$  è il valore della caratteristica meccanica analizzata di progetto, ottenuto dallo svolgimento della campagna di indagini sperimentali;
- $X_0$  è il valore originario della caratteristica meccanica analizzata;
- a, b, c, d, e sono valori costanti, scelti come estremi degli intervalli sull'asse delle ordinate delle curve normalizzate.

Allo stesso modo, facendo riferimento alle conclusioni tratte in seguito allo svolgimento della prima fase di indagini visive, è possibile attribuire un peso al livello di probabilità di sviluppo di un meccanismo di collasso della struttura esaminata:

- scarsa possibilità → peso 1;
- poco probabile → peso 2;
- probabile → peso 3;
- altamente probabile → peso 4.

In questa maniera risulta possibile costruire la seguente matrice di rischio.

Tabella 5.7. Matrice del rischio

PROBABILITÀ DI COLASSO	alta probabilità	4	8	12	16
	buona probabilità	3	6	9	12
	minima probabilità	2	4	6	8
	scarsa possibilità	1	2	3	4
	MATRICE DI RISCHIO	poco grave	mediamente grave	grave	altamente grave
VALUTAZIONE DEL DANNO					

Pertanto, rispetto a quanto redatto sinora, risulta possibile valutare una strategia di intervento sulla base dei risultati ottenibili dall'interpretazione del sistema matriciale:

- per intervalli di valori compresi tra 1 e 3 → sicura valutazione di un intervento di ripristino della struttura;
- per intervalli di valori compresi tra 4 e 9 → valutazione di un intervento di ripristino della struttura, in base al suo grado di ammaloramento, alla sua funzionalità ed alla sua vita utile;



- per intervalli di valori compresi tra 12 e 16 → valutazione di un intervento di demolizione della struttura, in base al suo grado di ammaloramento, alla sua funzionalità ed alla sua vita utile.

In ultima analisi, si presenta di seguito una schematizzazione della proposta di strategia di valutazione sopra descritta, tramite l'impiego di due diagrammi di flusso rappresentati con i grafici 5.2 e 5.3.

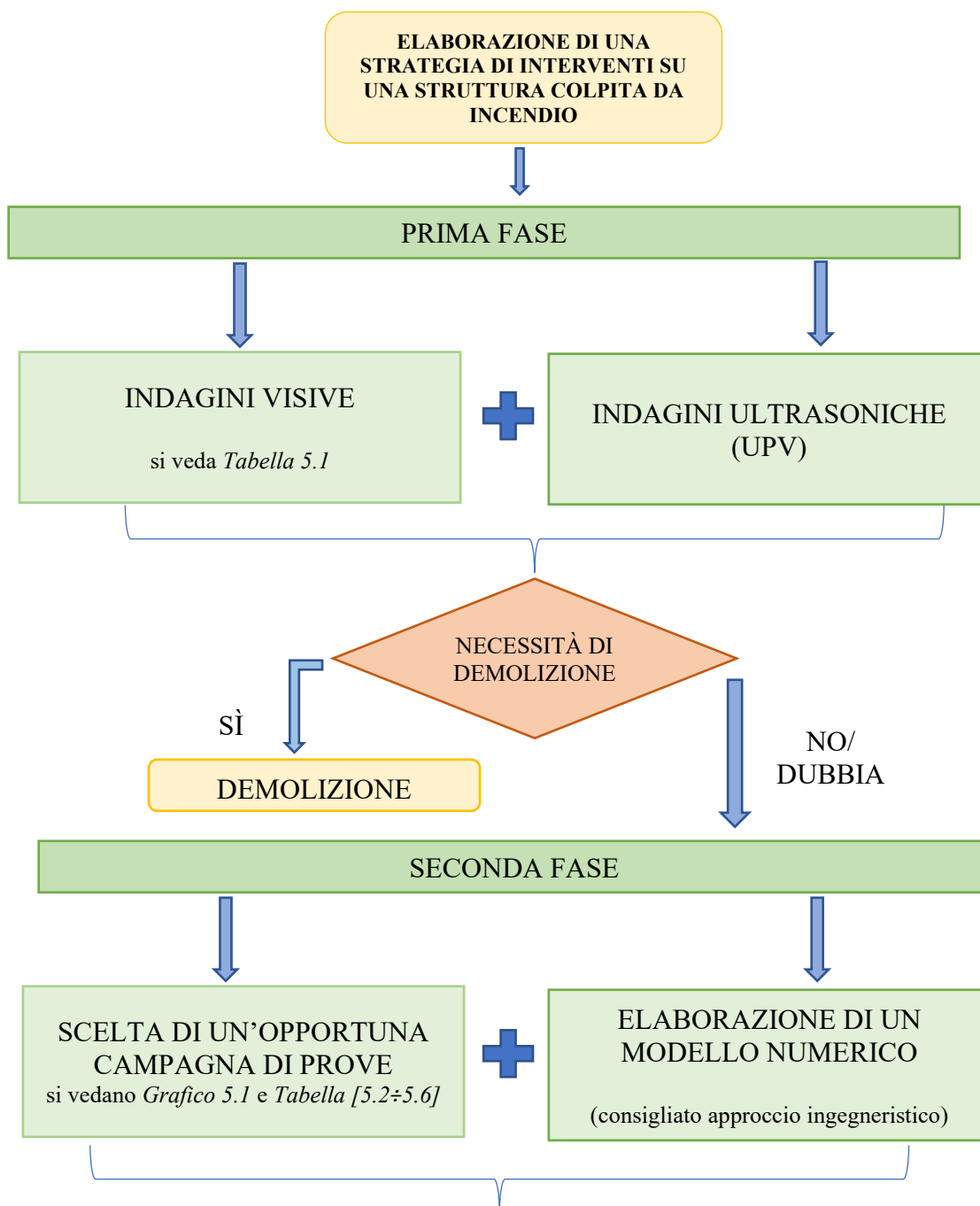
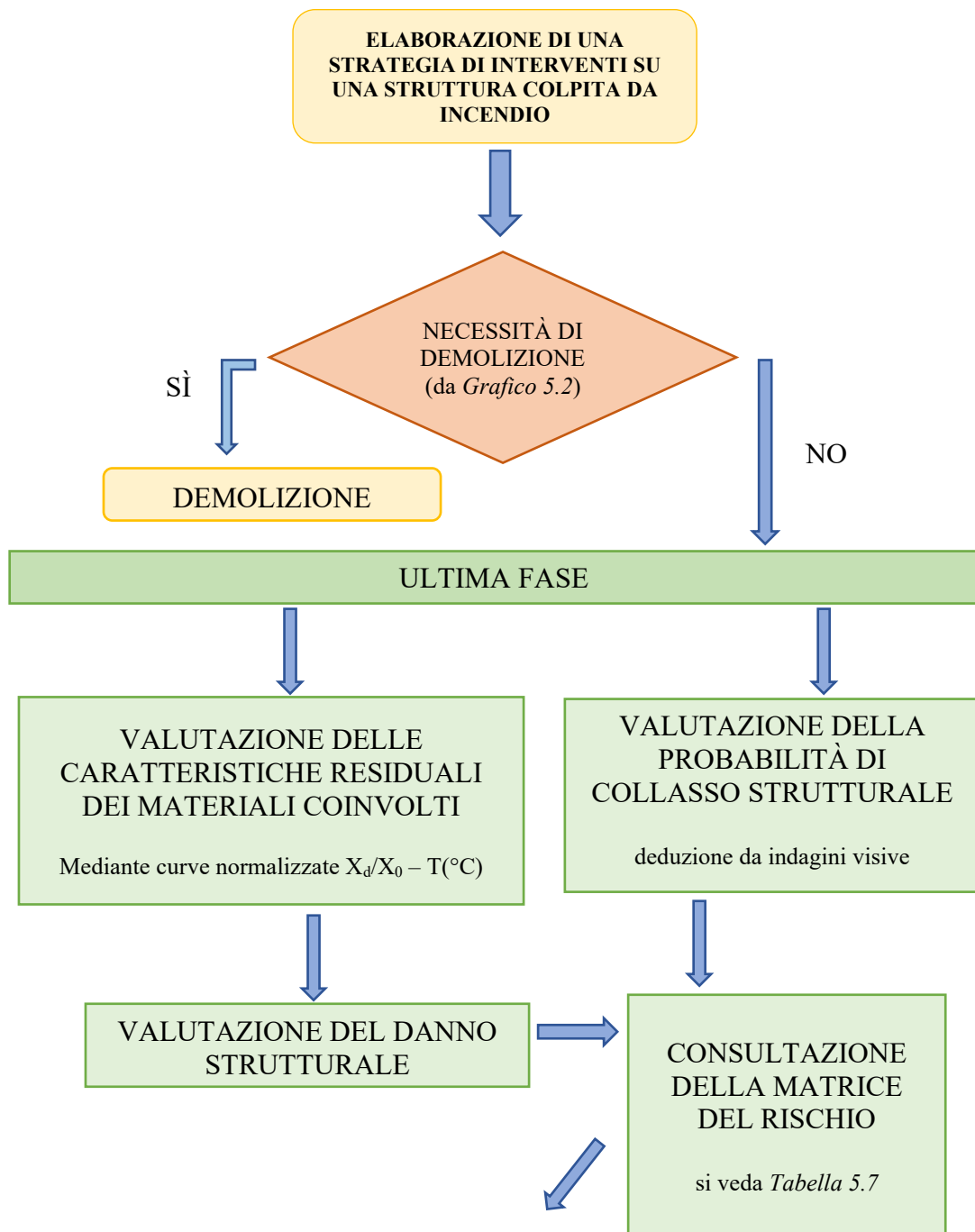
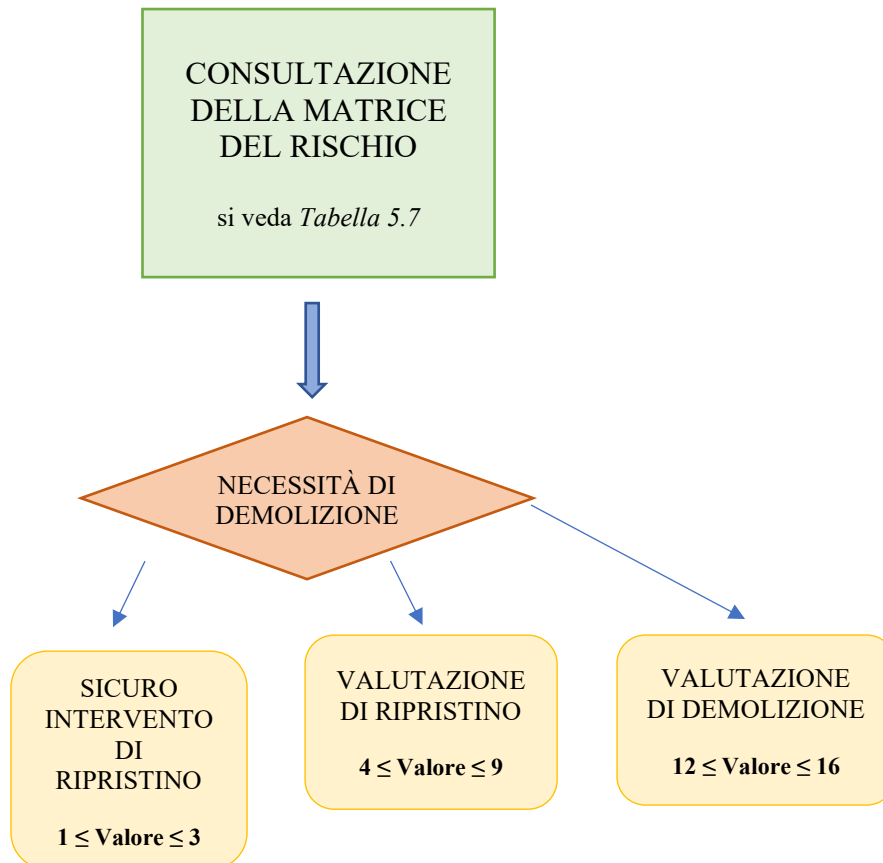




Grafico 5.2. Diagramma di flusso relativo alla prima parte della strategia valutativa di intervento su una struttura esposta all'azione del fuoco.





*Grafico 5.3. Diagramma di flusso relativo alla seconda parte della strategia valutativa di intervento su una struttura esposta all'azione del fuoco.*

Alla luce di quanto espresso all'interno di questo elaborato, dunque, è possibile comprendere come il complesso di indagini sperimentali e di valutazioni nel campo dell'Ingegneria Forense applicata a strutture danneggiate dall'azione del fuoco giochino un ruolo fondamentale nell'elaborazione di strategie volte a fornire un supporto ai professionisti che si trovano, anche in contesti emergenziali, ad operare scelte relative al mantenimento e ripristino degli edifici danneggiati od alla loro demolizione definitiva.

## Referenze

Felice D'Itri (2019), *Problematiche sulla resistenza al fuoco delle strutture in acciaio*

EN 1991-1-2:2004 + A1:2019 – *Eurocode 2: Design of concrete structures– Part 1-2: General rules – Structural fire desing*

EN 1995-1-2:2005 - *Eurocode 5: Design of timber structures– Part 1-2: General rules – Structural fire desing*

EN 1996-1-2:2005 - *Eurocode 6: Design of masonry structures– Part 1-2: General rules – Structural fire desing*

Daniel Paul Thanaraj, N. Anad, G. Prince Arulraj, Ehab Zalok (2019), *Post-fire damage assessment and capacity based modelling of concrete exposed to elevated temperature*, International Journal of Damage Mechanics 2020, Vol.29(5) 748-779, DOI: 10.1177/1056789519881484

Hizb Ullah Sajid, Dayakar L. Naik, Ravi Kiran (2020), *Microstructure-Mechanical Property Relationships for Post-Fire Structural Steels*, DOI: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0003190.

Salvatore Russo, Francesca Sciarretta (2012), *Masonry exposed to high temperatures: Mechanical behaviour and properties – An overview*, Fire Safety Journal 55(2013) 69-86

Felix Wiesner, Luke A. Bisby, Alastair I. Bartlett, Juan P. Hidalgo, Simón Santamaría, Susan Deeny, Rory M.Hadden (2019), *Structural capacity in fire of laminated timber elements in compartments with exposed timber surfaces*, Engineering Structures 179 (2019) 284-295

Guillaume E, Dréan V, Girardin B, Benameur F, Fateh T., *Reconstruction of Grenfell Tower fire. Part 1: Lessons from observations and determination of work hypotheses*. Fire and Materials. 2020;44:3–14. <https://doi.org/10.1002/fam.2766>

Guillaume E, Dréan V, Girardin B, Koohkan M, Fateh T., *Reconstruction of Grenfell Tower fire. Part 2: A numerical investigation of the fire propagation and behaviour from the initial apartment to the façade*. Fire and Materials. 2020;44:15–34. <https://doi.org/10.1002/fam.2765>

Sean T. McKenna, Nicola Jones, Gabrielle Peck, Kathryn Dickens, Weronika Pawelec, Stefano Oradei, Stephen Harris, Anna A. Stec, T. Richard Hull (2019), *Fire behaviour of modern façade materials – Understanding the Grenfell Tower fire*, DOI: 368 (2019) 115-123

S.W. Banovic, T. Foecke, and F.W. Gayle (2006), *Assessment of Structural Steel from the World Trade Center Towers, Part I: Recovery and Identification of Critical Structural Elements*, DOI: 10.1361/154770206X129015

S.W. Banovic, T. Foecke, and F.W. Gayle (2006), *Assessment of Structural Steel from the World Trade Center Towers, Part II: Analysis of Images for Forensic Information*, DOI: 10.1361/154770206X129024

S.W. Banovic, T. Foecke, and F.W. Gayle (2006), *Assessment of Structural Steel from the World Trade Center Towers, Part III: Physical Damage Caused by Impact of Aircraft*, DOI: 10.1361/154770206X129033

S.W. Banovic, T. Foecke (2006), *Assessment of Structural Steel from the World Trade Center Towers, Part IV: Experimental Techniques to Assess Possible Exposure to High-Temperature Excursions*, DOI: 10.1361/154770206X129042

S.W. Banovic, T. Foecke, and F.W. Gayle (2006), *Assessment of Structural Steel from the World Trade Center Towers, Part V: Forensic Photographic Evidence of Tower Collapse Initiation and Progression*, DOI: 10.1361/154770206X129051

Flavio Stochino, Fausto Mistretta, Paola Meloni, Gianfranco Carcangiu (2017), *Integrated Approach for Post-fire Reinforced Concrete Structures Assessment*, Paper 9830 <https://doi.org/10.3311/PPci.9830>

Pablo Alcaíno, Hernán Santa María, Michael Cortés, Jennyfer Alfaro (2018), *Fast Assessment of Post-Fire Residual Strength of Reinforced Concrete Frame Buildings Based on Non-Destructive Tests*, Proceedings 2018, 2, 515, DOI: 10.3390/ICEM18-05394

Zhanzhan Tang, Tao Wei, Yao Ma, Lingkun Chen (2019), *Residual Strength of Steel Structures After Fire Events Considering Material Damages*, <https://doi.org/10.1007/s13369-018-03711-8>

Prof.ssa Flora Faleschini (2021), *PROVE PER LE STRUTTURE ESISTENTI IN C.A.*, <https://elearning.unipd.it/dicea/mod/folder/view.php?id=52814>, ultimo accesso 13/04/2022, ore 20:36 PM

Prof.ssa Flora Faleschini (2021), *PROVE PER LE STRUTTURE ESISTENTI IN ACCIAIO*, <https://elearning.unipd.it/dicea/mod/folder/view.php?id=53413>, ultimo accesso 13/04/2022, ore 20:36 PM

Giorgio Brunetti (2007), *TECNICHE DI INDAGINE NON DISTRUTTIVE E MONITORAGGIO*, <http://geo-tec.it/wp-content/uploads/2015/02/Tecniche-di-indagine-n.d.-e-monitoraggio-G.-Brunetti.pdf>, ultimo accesso 13/04/2022, ore 20:36 PM

*Il rischio incendio e il piano di emergenza*, [https://www.unipa.it/amministrazione/direzionegenerale/servizioprof.sistemadisicurezzaadateo/settorediprevenzioneeprotezionediadateo/.content/documenti\\_pdf\\_mauale\\_di\\_sicurezza/incendio.pdf](https://www.unipa.it/amministrazione/direzionegenerale/servizioprof.sistemadisicurezzaadateo/settorediprevenzioneeprotezionediadateo/.content/documenti_pdf_mauale_di_sicurezza/incendio.pdf), ultimo accesso 13/04/2022, ore 20:36 PM

Prof. Nicola Marotta (2014), *CARICO D'INCENDIO*, <http://www.dimnp.unipi.it/m.carcassi/materiale didattico/Corso%202014-15%20Prev.%20Inc./2014%207%20Novembre/Carico%20incendio%20-%20Marotta%20-%2007.11.2014.pdf>, ultimo accesso 13/04/2022, ore 20:36 PM

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Mantova (2015), *La stima della curva RHR*, <http://www.ordineingegnerimantova.it/wp-content/uploads/2015/11/atti-20.11.2015-Ing.-Balduzzi.pdf>, ultimo accesso 13/04/2022, ore 20:36 PM

<https://www.puntosicuro.it/prevenzione-incendi-C-85/incendi-le-differenze-tra-l-approccio-prescrittivo-prestazionale-AR-18401/#:~:text=L'approccio%20prescrittivo%20nella%20prevenzione,dei%20livelli%20mini mi%20di%20sicurezza%E2%80%9D>, ultimo accesso 13/04/2022, ore 20:36 PM

Sergio Tattoni, *METODI DI INDAGINE SULLE STRUTTURE (strutture in ca dopo l'evento incendio)*, <https://webapi.ingenio-web.it/immagini/file/byname?name=hNQHbskZwP.pdf>, ultimo accesso 13/04/2022, ore 20:36 PM

<http://www.vigilidelfuocosanmaurizio.it/tabelle/colore-del-fumo/>, ultimo accesso 13/04/2022, ore 20:36 PM