

Progettazione all'Incendio delle Strutture in Muratura secondo EN 1996-1-2

Mauro SASSU - Marco ANDREINI - Anna DE FALCO

INTRODUZIONE

Le parti degli eurocodici strutturali relative al fuoco (in generale le parti 1-2) prendono in esame aspetti specifici della protezione passiva in termini sia di progettazione di elementi strutturali o strutture complete in presenza di carichi concomitanti con l'incendio, sia di limitazione della diffusione dell'incendio stesso, ove rilevante. In sostanza l'evento "incendio" rappresenta uno dei possibili "carichi" per l'edificio, con la differenza che esso è capace di modificare resistenza e proprietà meccaniche dei materiali.

I livelli di prestazione possono essere precisati in relazione a classi di resistenza al fuoco nominali (incendio normalizzato), in generale fornite nei regolamenti antincendio nazionali, oppure, qualora consentito da quest'ultimi, ricorrendo all'ingegneria della sicurezza contro l'incendio per valutare le misure di protezione attive e passive.

Prescrizioni riguardanti la possibile installazione e manutenzione di sistemi sprinkler, le condizioni fissate per l'utilizzo di edifici e zone compartimentate al fuoco, oppure l'uso di materiali isolanti e di rivestimento approvati, inclusa la loro

manutenzione, non sono fornite negli eurocodici poiché esse sono soggette a specificazione da parte dell'autorità nazionale competente.

I valori numerici per coefficienti parziali e altri elementi di affidabilità sono forniti sotto forma di valori raccomandati che garantiscono un livello di sicurezza ammissibile. Essi sono stati scelti ipotizzando che sia stato realizzato un livello appropriato di qualità di esecuzione dei lavori e gestione della qualità stessa.

Il procedimento analitico di progettazione completo di strutture resistenti al fuoco proposto dalla EN 1991-1-2 considera il comportamento del sistema strutturale a temperatura elevata, il potenziale flusso di calore a cui la struttura è esposta e il benefico effetto dei sistemi di protezione attiva e passiva; sono inoltre considerate le incertezze associate a tali aspetti e l'importanza della struttura (in termini di conseguenze del collasso).

Attualmente è possibile eseguire un procedimento di calcolo per determinare una prestazione adeguata, che comprende alcuni se non tutti, i parametri previsti, e per dimostrare che la struttura o i suoi componenti forniscono una prestazione soddisfacente in un incendio reale di un edificio.

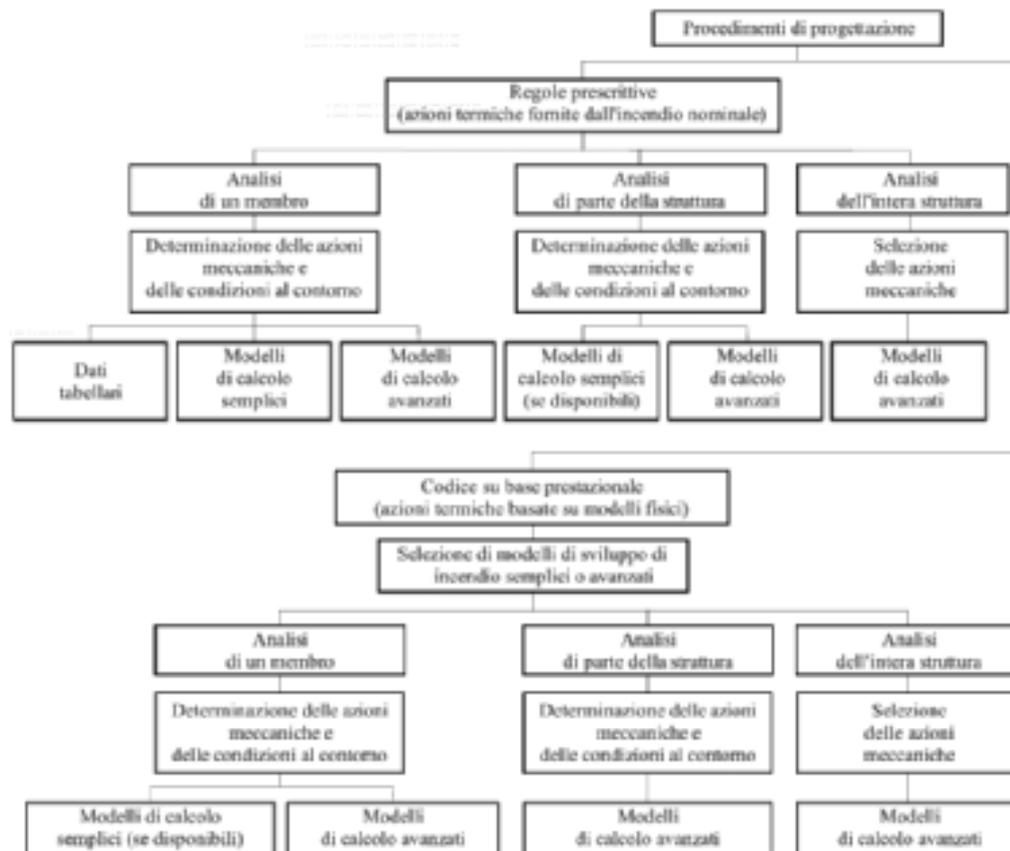


Fig. 1 - Procedimenti alternativi di progettazione.

Qualora un incremento di proprietà meccaniche sia a sfavore di sicurezza la (1) può essere così definita:

$$X_{d,fi} = \gamma_{M,fi} \cdot X_{k,\theta} \quad (3)$$

dove $X_{k,\theta}$ è il valore caratteristico della proprietà del materiale, in funzione della temperatura θ .

La parte 1-2 dell'Eurocodice 6 si applica ai materiali appartenenti ai gruppi 1,2,3 e 4 definiti al punto 3.1.1 della parte 1-1, i quali sono riassunti nella Tab. 1 che segue.

Tab. 1: Requisiti geometrici per i gruppi degli elementi per muratura.

	Gruppo 1 (tutti i materiali)	Elementi	Gruppo 2		Gruppo 3		Gruppo 4	
			Fori verticali				Fori orizzontali	
Volume di tutti i fori (% del volume lordo)	≤ 25	Laterizio	> 25; ≤ 55		≥ 25; ≤ 70		≥ 25; ≤ 70	
		Silicato di calcio	> 25; ≤ 55		Non utilizzato		Non utilizzato	
		Calcestruzzo	> 25; ≤ 60		> 25; ≤ 70		> 25; ≤ 70	
Volume di ciascun foro (% del volume lordo)	≤ 25	Laterizio	Ognuno dei fori multipli ≤ 2 Fori di presa sino ad un totale di 12.5		Ognuno dei fori multipli ≤ 2 Fori di presa sino ad un totale di 12.5		Ognuno dei fori multipli ≤ 30	
		Silicato di calcio	Ognuno dei fori multipli ≤ 15 Fori di presa sino ad un totale di 30		Non utilizzato		Non utilizzato	
		Calcestruzzo	Ognuno dei fori multipli ≤ 30 Fori di presa sino ad un totale di 30		Ognuno dei fori multipli ≤ 30 Fori di presa sino ad un totale di 30		Ognuno dei fori multipli ≤ 25	
Valore dichiarato dello spessore dei setti interni ed esterni [mm]	Nessun requisito		Setti interni	Setti esterni	Setti interni	Setti interni	Setti interni	Setti esterni
		Laterizio	≥ 5	≥ 8	≥ 3	≥ 6	≥ 5	≥ 6
		Silicato di calcio	≥ 5	≥ 10	Non utilizzato		Non utilizzato	
		Calcestruzzo	≥ 15	≥ 18	≥ 15	≥ 15	≥ 20	≥ 20
Valore dichiarato dello spessore combinato dei setti interni ed esterni [% della larghezza totale]	Nessun requisito	Laterizio	≥ 16		≥ 12		≥ 12	
		Silicato di calcio	≥ 20		Non utilizzato		Non utilizzato	
		Calcestruzzo	≥ 18		≥ 15		≥ 45	

In aggiunta, è previsto l'utilizzo di unità appartenenti al gruppo 1S che comprende quei blocchi che hanno una percentuale in volume di vuoti minore del 5% e che possono essere dotati di rientranze o scanalature poi riempite nella configurazione di muro finito.

Per quanto concerne la malta, i requisiti sono i medesimi della EN 1996-1-1.

3 METODO DI ANALISI E DI VERIFICA

3.1 Regole generali

Il modello del sistema strutturale adottato per le verifiche all'esposizione al fuoco deve rispecchiare il comportamento e le prestazioni richieste alla costruzione soggetta all'incendio di progetto.

L'analisi può essere effettuata attraverso una delle seguenti metodologie:

- Prove sperimentali sulla struttura o su un suo elemento
- Dati tabellari
- Analisi degli elementi strutturali
- Analisi di parte di struttura

- Analisi dell'intera struttura in ottemperanza ai criteri sintetizzati nella Fig. 1.

La verifica deve essere effettuata nel dominio del tempo:

$$t_{fi,d} \geq t_{fi,requ} \quad (4)$$

o nel dominio delle resistenze:

$$R_{fi,d,t} \geq E_{fi,d,t} \quad (5)$$

o nel dominio delle temperature:

$$\Theta_d \geq \Theta_{cr,d} \quad (6)$$

nelle quali $t_{fi,d}$ è il valore di progetto della resistenza al fuoco, $t_{fi,requ}$ è il tempo di resistenza al fuoco richiesto, $R_{fi,d,t}$ è il valore di progetto della resistenza dell'elemento in caso di incendio al tempo t , $E_{fi,d,t}$ è il valore di progetto degli effetti pertinenti alle azioni in caso di incendio al tempo t , Θ_d è il valore di progetto della temperatura del materiale e $\Theta_{cr,d}$ è il valore di progetto della temperatura critica del materiale.

Le analisi strutturali devono essere eseguite secondo i criteri generali indicati nella EN 1990; qualora sia richiesta una valutazione all'esposizione nominale, risulta sufficiente condurre un'analisi basata sui singoli elementi strutturali, considerando che i dati tabulati, presenti nella *Appendice B* della EN 1996-1-2, sono relativi alla curva temperatura-tempo nominale definita, in accordo alla EN 1363, dalla:

$$\Theta_g = 20 + 345 \cdot \log_{10}(8t + 1) \quad [^{\circ}\text{C}], \quad (7)$$

in cui Θ_g è la temperatura del gas all'interno del compartimento antincendio [$^{\circ}\text{C}$] e t è il tempo [min].

Il metodo alternativo di progettazione basata su prove sperimentali di resistenza all'incendio, può essere accompagnato dai dati ottenuti da analisi computazionali.

3.2 Analisi degli elementi strutturali

Per ottenere gli effetti delle azioni di riferimento $E_{fi,d,t}$ nel corso dell'esposizione al fuoco, le azioni meccaniche devono essere combinate in accordo alla EN 1990, la quale propone la seguente formula di combinazione per situazioni di progetto eccezionali:

$$E_d = E \{ G_{k,j}; P; A_d; (\psi_{1,1} \text{ oppure } \psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1}; \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1} \} \quad j \geq 1; i > 1, \quad (8)$$

che può essere posta nella forma:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \cdot \psi_{1,1} \cdot P \cdot A_d + \sum_{i > 1} \psi_{2,1} \cdot Q_{k,i}, \quad (9)$$

nelle quali A_d rappresenta le azioni indirette dovute all'esposizione al fuoco.

Il D.M. 14/01/2008 raccomanda l'utilizzo del valore quasi permanente $\psi_{2,1} Q_1$ invece di quello frequente $\psi_{1,1} Q_1$ per le azioni accidentali.

In questo contesto, non occorre valutare esplicitamente le azioni indirette dovute al fuoco, per cui gli effetti possono essere determinati analizzando la struttura soggetta alle azioni combinate secondo le (8) o (9), per t pari a 0 soltanto; questi effetti, indicati con $E_{fi,d}$, possono essere considerati costanti per tutta la durata dell'esposizione all'incendio.

Inoltre, come ulteriore semplificazione, gli effetti delle azioni possono essere dedotti da quelli relativi a situazioni persistenti o transitorie, combinati in accordo all'espressione:

$$E_d = \gamma_{Sd} \cdot E \{ \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}; \gamma_P \cdot P; \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}; \gamma_{Q,i} \cdot Q_{k,i} \} \quad j \geq 1; i > 1, \quad (10)$$

che in altri termini si può porre nella forma:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \cdot \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}; \quad (11)$$

oppure, in alternativa, può essere considerata la meno favorevole delle seguenti espressioni:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \cdot \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}; \quad (12.1)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \cdot \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}; \quad (12.2)$$

essendo ξ_j il fattore di riduzione degli effetti sfavorevoli delle azioni permanenti.

Dunque, si ha che:

$$E_{fi,d,t} = E_{fi,d} = \eta_{fi} \cdot E_d, \quad (13)$$

dove E_d è il valore di progetto degli effetti pertinenti alle azioni della combinazione fondamentale (10) o (11) e η_{fi} è il fattore di riduzione definito dalla seguente espressione:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}}, \quad (14)$$

oppure, considerando le espressioni (12), dal più piccolo valore dato dalle seguenti relazioni:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1}}, \quad (15)$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\xi \cdot \gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}}. \quad (16)$$

Un esempio della variazione del fattore di riduzione η_{fi} in funzione del rapporto di carico $Q_{k,1}/G_k$ per diversi valori di ψ_{fi} posto pari a $\psi_{1,1}$, è mostrato nel grafico di Fig. 2, dove sono state fatte le seguenti assunzioni: $\gamma_{GA} = 1.0$, $\gamma_G = 1.35$ e $\gamma_Q = 1.5$.

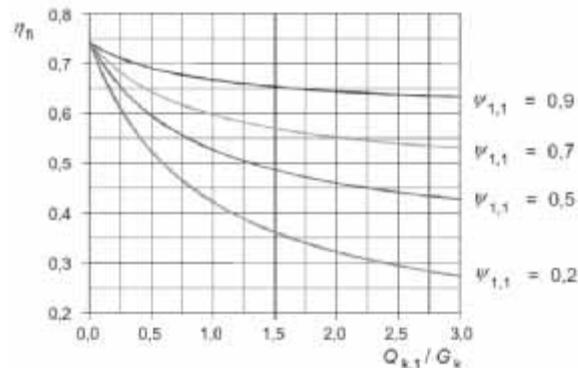


Fig. 2 - Variazione del fattore di riduzione η_{fi} in funzione del rapporto di carico $Q_{k,1}/G_k$

Le curve relative all'utilizzo delle espressioni (15) e (16) risultano essere più alte rispetto a quelle illustrate nella Fig. 2.

In via del tutto semplificativa è possibile utilizzare un valore di η_{fi} pari a 0.65, ad eccezione dei casi in cui la struttura in esame rientra nella *Categoria E* definita dalla EN 1990 (aree di stoccaggio e attività industriali), per la quale il valore raccomandato è di 0.7.

Per quanto concerne gli effetti prodotti dalla dilatazione termica, solamente quelli dovuti ai gradienti nelle sezioni trasversali devono essere considerati, mentre quelli assiali, o che comunque si esplicano nel piano medio, possono essere trascurate.

Le condizioni al contorno definite dai supporti alle estremità di ogni elemento strutturale possono assumersi come inalterabili durante l'esposizione all'incendio.

Infine, per le verifiche si possono utilizzare metodologie basate su dati tabellari oppure analisi per calcolo diretto semplificate avanzate, che vengono descritte nel seguito.

3.3 Analisi di parte della struttura

Gli effetti delle azioni agenti su una parte di struttura possono essere determinate con le procedure indicate nel precedente § 3, valutando anche le potenziali dilatazioni termiche e l'interazione con le altre parti di struttura presenti.

In riferimento alla parte di struttura in esame, devono essere valutate le metodologie di collasso dovute all'esposizione all'incendio, la dipendenza dalla temperatura delle proprietà del materiale e la variazione dello spessore efficace delle membrature.

Anche in questo caso le condizioni al contorno, le forze e le coppie esplicitate dai vincoli possono essere considerate come inalterabili durante l'esposizione all'incendio.

3.4 Analisi globale della struttura

Quando viene effettuata un'analisi globale della struttura soggetta all'incendio occorre valutare: i modi di collasso della struttura, la dipendenza dalla temperatura delle proprietà del materiale, la variazione di spessore efficace delle membrature e gli effetti delle azioni indirette come le dilatazioni termiche durante l'esposizione all'incendio.

4 PROCEDURE DI PROGETTAZIONE PER OTTENERE LA RESISTENZA ALL'INCENDIO DELLE PARETI IN MURATURA

4.1 Indicazioni generali

4.1.1 Funzioni degli elementi strutturali in muratura

Per la protezione all'incendio, occorre fare una distinzione tra pareti murarie portanti e non portanti e tra pareti di separazione e non di separazione.

I muri di separazione servono a prevenire la propagazione dell'incendio da un ambiente ad un altro, per cui risultano intrinsecamente esposte al fuoco su un paramento soltanto; esempi di muri di separazione sono le pareti che delimitano i percorsi sicuri di evacuazione, i muri dei vani scale ed i muri che delimitano i compartimenti antincendio.

Le pareti murarie portanti che non assolvono la funzione di separazione sono da intendersi soggette all'incendio su due o più lati, come potrebbero essere, ad esempio, i muri che si trovano all'interno di un compartimento antincendio.

Per quanto concerne i muri perimetrali, essi possono essere considerati di separazione o non di separazione, a seconda della prestazione richiesta; qualora essi abbiano una lunghezza inferiore ad 1.0m, devono però essere considerati necessariamente come di non separazione, per la possibile presenza di costruzioni adiacenti.

Nel caso di muri dotati di architravi sopra le aperture verticali, la resistenza all'incendio richiesta non viene assolutamente modificata.

Elementi dotati di capacità portante come muri trasversali, solai, travi, colonne e telai, devono essere dotati di resistenza all'incendio almeno uguale a quella dei muri portanti.

Altri aspetti da considerare nella progettazione all'incendio delle strutture in muratura sono: l'uso di materiale non combustibile e gli effetti dell'espansione termica prodotti dalla presenza di costruzioni adiacenti, colonne e travi insistenti sui muri in esame.

4.1.2 Muri a cassa vuota e Muri a due paramenti indipendenti non legati

Quando i due paramenti di un muro a cassa vuota sono di spessore paragonabile e risultano soggetti a carichi di intensità approssimativamente uguale (Fig. 3), la resistenza all'incendio può

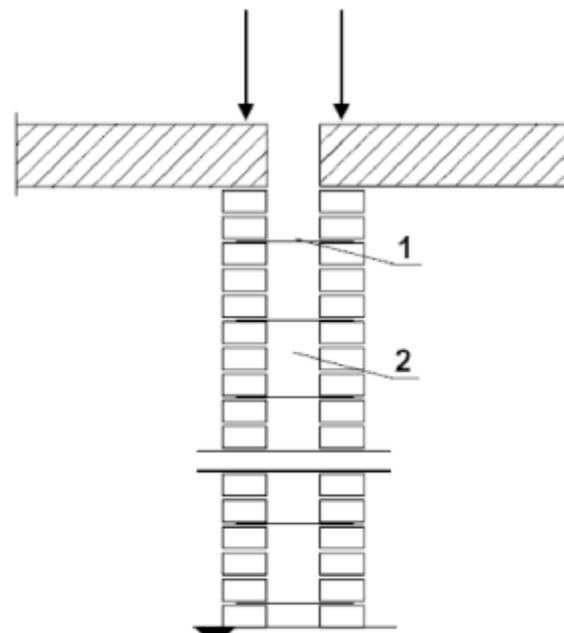


Fig. 3 - Muro a cassa vuota con entrambi i paramenti portanti; 1: sistema di connessione tra i paramenti o rinforzi dei giunti di malta orizzontali; 2: cavità parzialmente o totalmente riempita.

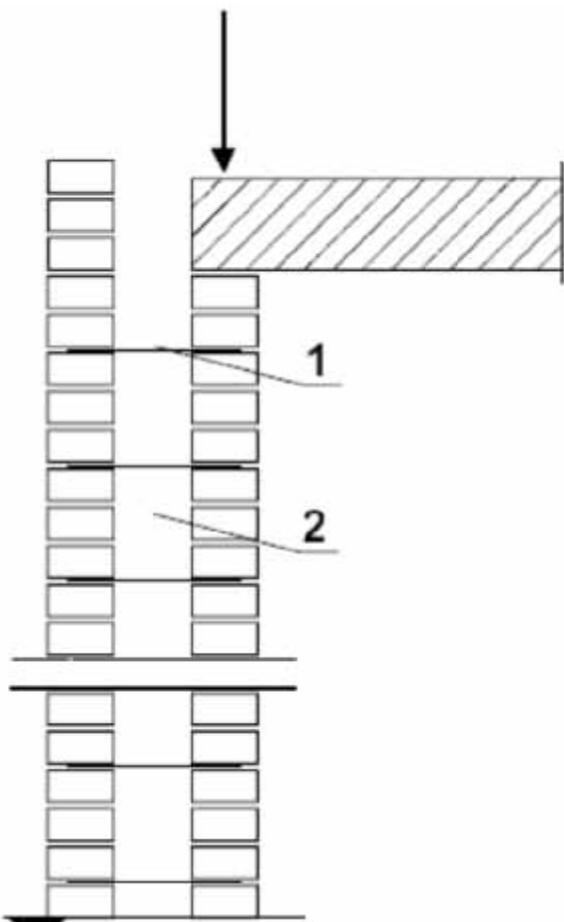


Fig. 4 - Muro a cassa vuota con un solo paramento portante; 1: sistema di connessione tra i paramenti o rinforzi dei giunti di malta orizzontali; 2: cavità parzialmente o totalmente riempita.

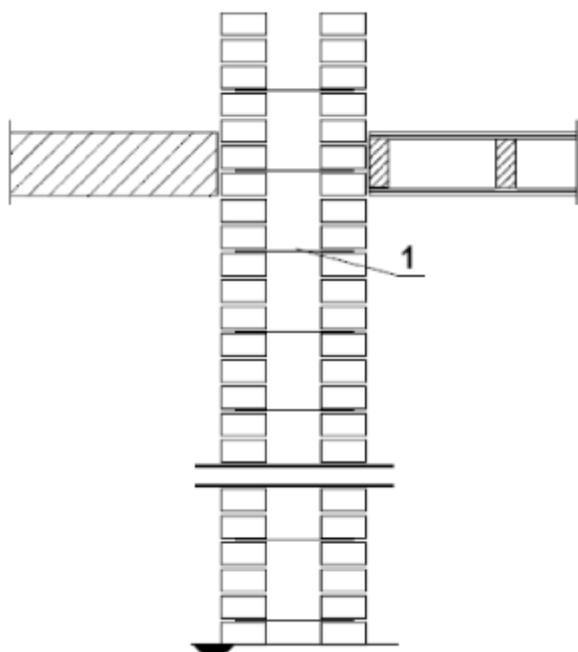


Fig. 5 - Muro a cassa vuota non portante; 1: sistema di connessione tra i paramenti o rinforzi dei giunti di malta orizzontali.

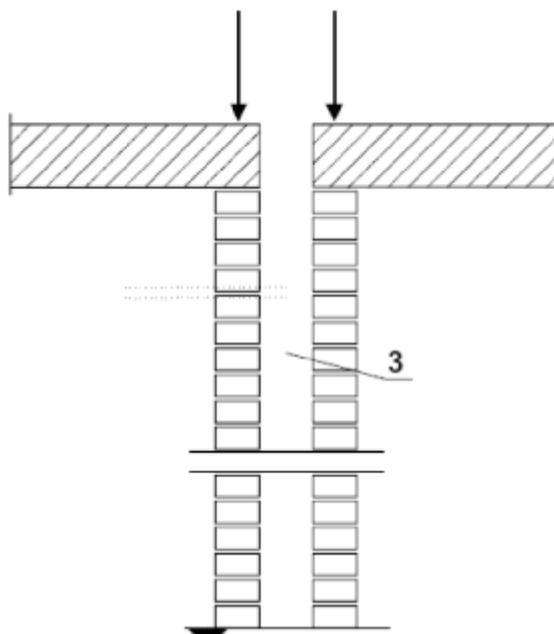


Fig. 6 - Muro a due paramenti indipendenti non legati (portanti o non portanti); 3: assenza di connessione tra i paramenti.

essere assunta come quella di un muro a paramento singolo di spessore pari alla somma di quelli dei due paramenti (solo se nella cavità non è presente materiale combustibile).

Quando un solo paramento di un muro a cassa vuota risulta essere portante, la resistenza all'incendio totale risulta essere superiore di quella relativa per il singolo paramento, qualora considerato come agente in maniera indipendente (Fig. 4).

La resistenza al fuoco di un muro a cassa vuota costituito da due paramenti non portanti (Fig. 5) è data dalla somma delle resistenze delle due pareti, con un massimo di tempo di esposizione di 240 minuti.

Infine, per pareti murarie a due paramenti indipendenti non legati (Fig. 6), la verifica di resistenza all'incendio deve essere condotta considerando singolarmente ognuno dei due paramenti che la costituiscono.

4.1.3 Finiture superficiali

La resistenza all'incendio può essere incrementata dall'applicazione sulle superfici verticali di un adeguato strato di finitura, ad esempio: intonaco si gesso premiscelato in accordo alla EN 13279-1; intonaco tipo LW o T come indicato nella EN 998-1.

Nel caso dei muri a cassa vuota e dei muri a due paramenti indipendenti non legati, le opere di finitura superficiale sono necessarie solamente sulle facce esposte e non su quelle interne dell'intercapedine.

Un incremento di resistenza può essere dato anche dall'aggiunta di un altro paramento sottile o da un ulteriore rivestimento.

4.1.4 Indicazioni aggiuntive

Le guaine di impermeabilizzazione che risultino

essere combustibili possono essere ignorate in fase di analisi.

In presenza di sistema di isolamento termico applicato su una sola superficie dei muri perimetrali, si osserva che tale strato di isolamento, se costituito da materiale combustibile, non migliora la resistenza all'incendio; caso opposto si ha quando tale strato è fatto di materiale non combustibile come la lana minerale.

4.2 Metodo di verifica basato su indagini sperimentali

Per ogni tipo di elementi in muratura, la resistenza all'incendio può essere ottenuta sulla base dei risultati di prove sperimentali condotte in ottemperanza alle Norme EN.

I test devono essere eseguiti tenendo presente che il comportamento della muratura alle alte temperature dipende da vari fattori, tra cui i più importanti sono quelli che seguono:

- *il materiale costituente i blocchi*: laterizio, silicato di calcio, calcestruzzo autoclavato (AAC), calcestruzzo ordinario o alleggerito vibro-compresso, pietra manifatturiera;
- *il tipo di blocco*: pieno o forato (tipo di fori, e percentuale di foratura), tipo di superficie e spessore delle pareti;
- *il tipo di malta*: consistenza generale, spessore dei giunti, eventuale impiego di malta alleggerita;
- *la relazione tra carichi e resistenza di progetto dell'elemento*;
- *la snellezza del muro*;
- *l'eccentricità dei carichi applicati*;
- *la densità dei blocchi*;
- *il tipo di tecnica costruttiva*;
- *il tipo e la natura delle finiture superficiali*;

Nel giungere ai valori di resistenza all'incendio tramite le prove sperimentali, è importante interpretare i risultati operando raffronti con gli esiti dei test già effettuati utilizzando i criteri delle EN 1363, EN 1364-1, EN 1365-1, EN 1365-4. Particolare attenzione va prestata ad ogni differenza introdotta nelle procedure descritte in tali norme nel valutare la resistenza all'incendio dei muri portanti, ad esempio nel sistema di vincolo dei provini: estremità fisse, libere, una fissa e l'altra libera.

Anche nei test per muri non portanti, i dettagli sul sistema di vincolo possono portare a risultati sperimentali non soddisfacenti, considerando il sistema di prova indicato nella EN 1364-1.

4.3 Metodo di verifica basato su dati tabellari

Il metodo di verifica delle pareti murarie utilizzando le tabelle, proposte in questo paragrafo, si basano sulla determinazione dello spessore minimo t_F per ottenere il periodo di tempo di esposizione all'incendio richiesto $t_{fi,cb}$, previa conoscenza del tipo di blocchi, del gruppo di appartenenza e della densità del materiale.

Si sottolinea che il valore dello spessore minimo indicato nelle tabelle è relativo soltanto alla

resistenza all'incendio, mentre per quello relativo alle altre considerazioni meccaniche si rimanda alla parte 1-1 dell'EC 6.

Inoltre, i valori indicati nelle tabelle per i muri che assolvono la funzione portante sono validi per il carico totale caratteristico N_k dato dalla seguente relazione:

$$N_k = \frac{\alpha \cdot N_{Rk}}{\gamma_{Glo}}, \quad (17)$$

dove α è il rapporto tra carico applicato e sforzo assiale resistente di progetto, il quale può assumere valori pari a 1.0 o 0.6, mentre N_{Rk} è il carico resistente caratteristico dato dalla EN 1996-1-1, che ricordiamo essere posto nella forma:

$$N_{Rk} = \Phi \cdot f_k \cdot t. \quad (18)$$

Si osserva che al tempo di redazione delle tabelle che seguono, il valore di γ_{Glo} assumeva un valore compreso tra 3 e 5; in effetti, le prove sperimentali, prima dell'avvento dei coefficienti parziali di sicurezza, venivano condotte con riferimento al concetto di massimo carico ammissibile, il quale era prossimo al valore dato dal rapporto tra il carico caratteristico e il prodotto dei coefficienti γ_F e γ_M , rispettivamente delle azioni e del materiale.

Il valore di t_F indicato nelle tabelle è da considerarsi riferito all'elemento strutturale in sé, non comprende quindi l'intonaco o altre opere di finitura. La prima riga o paio di righe definiscono la resistenza di pareti murarie sprovviste di adeguati interventi superficiali; i valori tra parentesi tonde nella seconda riga o paio di righe sono riferite a muri dotati di opere di finitura aventi uno spessore minimo di 10mm su ambo i lati di esposizione.

Elementi in muratura con blocchi di dimensione accertata e con giunti verticali non riempiti di malta ed aventi spessore compreso tra i 2 e i 5mm, possono essere verificati tramite le tabelle riferite alla presenza di finiture di almeno 1mm di spessore su almeno un lato. In casi simili la resistenza all'incendio è paragonabile a quella data per muri sprovvisti di finitura superficiale.

Per paramenti murari aventi giunti verticali di spessore minore o uguale a 2mm, non è richiesto nessun intervento di finitura, e possono essere trattate con le tabelle relative all'assenza di trattamenti superficiali.

Infine, in caso di muratura con blocchi ad incastro o datati di scanalature ed aventi giunti verticali sprovvisti di malta, di spessore inferiore ai 5mm, la verifica avviene tramite la pertinente tabella riferita a muri sprovvisti di finiture superficiali.

Le tabelle relative ai vari materiali seguono lo schema definito dalle Tab. 2, Tab. 3, Tab. 4, Tab. 5, Tab.6 e Tab. 7.

Si fanno le seguenti osservazioni:

- i periodi di resistenza al fuoco, da 15 a 360

Tab. 2: Spessore minimo di muri di separazione non portanti (Criteri EI) per la classificazione di resistenza al fuoco.

Materiali	Spessore minimo t_F [mm] per la classificazione EI di resistenza all'incendio per il periodo di tempo $t_{fi,d}$ [min]									
	15	20	30	45	60	90	120	180	240	360
Tipo di blocco, malta, gruppo di appartenenza, incluso lo spessore combinato, e densità	Spessore del muro t_F									

Tab. 3: Spessore minimo di muri di separazione portanti a singola cortina (Criteri REI) per la classificazione di resistenza al fuoco.

Materiali e livello di carico	Spessore minimo t_F [mm] per la classificazione REI di resistenza all'incendio per il periodo di tempo $t_{fi,d}$ [min]									
	15	20	30	45	60	90	120	180	240	360
Tipo di blocco, malta, gruppo di appartenenza, e densità Livello di carico $\alpha \leq 1.0$ e $\alpha \leq 0.6$	Spessore del muro t_F									

Tab. 4: Spessore minimo di muri non di separazione portanti a singola cortina (Criterio R) di lunghezza $\geq 1.0m$ per la classificazione di resistenza al fuoco.

Materiali e livello di carico	Spessore minimo t_F [mm] per la classificazione R di resistenza all'incendio per il periodo di tempo $t_{fi,d}$ [min]									
	15	20	30	45	60	90	120	180	240	360
Tipo di blocco, malta, gruppo di appartenenza, e densità Livello di carico $\alpha \leq 1.0$ e $\alpha \leq 0.6$	Spessore del muro t_F									

Tab. 5: Lunghezza minima di muri non di separazione portanti a singola cortina (Criterio R) di lunghezza $< 1.0m$ per la classificazione di resistenza al fuoco.

Materiali e livello di carico	Spessore minimo del muro t_F [mm]	Spessore minimo t_F [mm] per la classificazione R di resistenza all'incendio per il periodo di tempo $t_{fi,d}$ [min]									
		15	20	30	45	60	90	120	180	240	360
Tipo di blocco, malta, gruppo di appartenenza, e densità Livello di carico $\alpha \leq 1.0$ e $\alpha \leq 0.6$	t_F	Lunghezza del muro l_F									

Tab. 6: Spessore minimo di muri di separazione portanti e non portanti a singola e doppia cortina (Criteri REI-M e EI-M) per la classificazione di resistenza al fuoco.

Materiali e livello di carico	Spessore minimo t_F [mm] per la classificazione REI-M e EI-M di resistenza all'incendio per il periodo di tempo $t_{fi,d}$ [min]									
	15	20	30	45	60	90	120	180	240	360
Tipo di blocco, malta, gruppo di appartenenza, e densità Livello di carico $\alpha \leq 1.0$ e $\alpha \leq 0.6$	Spessore del muro t_F									

Tab. 7: Spessore minimo di muri di separazione portanti a doppia cortina con cavità, con una sola cortina caricata (Criteri REI) per la classificazione di resistenza al fuoco.

Materiali e livello di carico	Spessore minimo t_F [mm] per la classificazione REI di resistenza all'incendio per il periodo di tempo $t_{fi,d}$ [min]									
	15	20	30	45	60	90	120	180	240	360
Tipo di blocco, malta, gruppo di appartenenza, e densità Livello di carico $\alpha \leq 1.0$ e $\alpha \leq 0.6$	Spessore del muro t_F									

minuti, e i livelli di carico α posti pari a 1.0 e 0.6, dati nelle tabelle precedenti, coprono il range indicato dalla *Commission Decision* del 03/05/2000, pubblicata nell'*Official Journal* L133/26 del 06/06/2000. Tuttavia viene lasciata libertà di modifica di tali periodi negli Annessi Nazionali all'EC 6 parte 1-2;

- le tabelle che seguono coprono anche gli aspetti riguardanti la muratura dotata di armatura nei giunti orizzontali, descritta dalla EN 845-3;
- gli spessori f_F indicati per pareti murarie non portanti, vale a dire corrispondenti ai criteri EI o EI-M, sono validi solamente per rapporti tra altezza e spessore inferiori a 40.

La sigla **nvg** sta per "no given value" ovvero valore non disponibile.

4.4 Metodo di verifica tramite calcolo diretto semplificato

Nel metodo di verifica tramite calcolo diretto semplificato, la capacità portante di una generica parete muraria viene determinata considerando le condizioni al contorno e la sezione trasversale residua, per prefissati periodi di tempo di esposizione all'incendio nominale.

Il campo di applicazione di questo metodo per i vari materiali risulta:

- *Laterizio*: Gruppi 1 e 1S; resistenza a compressione $f_b = 10 \div 40 \text{ N/mm}^2$; densità lorda del materiale secco $\rho = 1000 \div 2000 \text{ kg/m}^3$; malta di composizione generica.

- *Silicato di calcio*: Gruppi 1 e 1S; resistenza a compressione $f_b = 10 \div 40 \text{ N/mm}^2$; densità lorda del materiale secco $\rho = 1500 \div 2000 \text{ kg/m}^3$; giunti di malta fini.

- *Calcestruzzo ordinario vibro-compresso*: Gruppo 1; resistenza a compressione $f_b = 10 \div 40 \text{ N/mm}^2$; densità lorda del materiale secco $\rho = 1500 \div 2000 \text{ kg/m}^3$; malta di composizione generica.

- *Calcestruzzo alleggerito vibro-compresso*: Gruppi 1 e 1S; resistenza a compressione $f_b = 4 \div 8 \text{ N/mm}^2$; densità lorda del materiale secco $\rho = 600 \div (\text{pomice}) 1000 \text{ kg/m}^3$; malta alleggerita.

- *Calcestruzzo autoclavato*: Gruppo 1; resistenza a compressione $f_b = 2 \div 6 \text{ N/mm}^2$; densità lorda del materiale secco $\rho = 400 \div 700 \text{ kg/m}^3$; malta di composizione generica e con giunti fini.

Tali limiti sono relativi a metodi di calcolo semplificati calibrati sulla base dei risultati di prove sperimentali. Tuttavia, i principi generali di tale metodo possono essere applicati a elementi in muratura di blocchi non annoverati nella precedente lista, purchè si abbiano a disposizione risultati di test sperimentali per un'adeguata calibrazione.

La correlazione tra temperatura della parete e dilatazioni termiche può essere considerata costante, ed è possibile determinarla facendo uso delle indicazioni del § 4.5.3 relativo al metodo di calcolo avanzato.

La procedura di verifica prevede i seguenti passi:

- determinazione del profilo delle temperature nella sezione trasversale;
- valutazione della porzione inefficace e di quella residua, nella sezione trasversale;
- calcolo della capacità portante allo stato limite ultimo della sezione residua (Fig. 7, Fig. 8 e Fig. 9);
- verifica che la capacità portante calcolata risulti superiore a quella richiesta in accordo alla rispettiva combinazione di carico.

La verifica avviene valutando se la disuguaglianza seguente risulta soddisfatta o meno:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,fi\theta_2}, \quad (19)$$

dove N_{Ed} è il valore del carico assiale sollecitante e $N_{Rd,fi\theta_2}$ è lo sforzo normale resistente dato dalla seguente espressione:

$$N_{Rd,fi\theta_2} = \Phi \cdot (f_{d\theta_1} \cdot A_{\theta_1} + f_{d\theta_2} \cdot A_{\theta_2}), \quad (20)$$

nella quale Φ è il fattore di riduzione ottenuto con

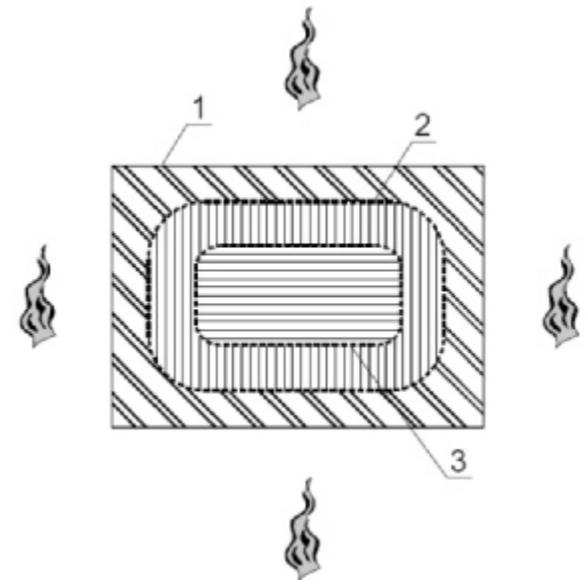


Fig. 7 - Sezione trasversale di una colonna esposta all'incendio con indicate le isoterme effettive (1: limiti della sezione originaria; 2: isoterma per $\theta = \theta_2$; 3: isoterma per $\theta = \theta_1$)

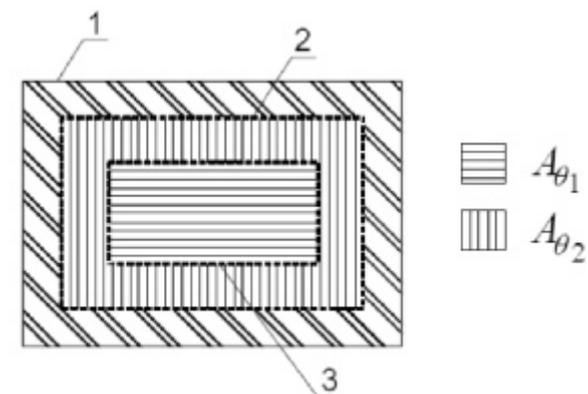


Fig. 8 - Sezione trasversale di una colonna esposta all'incendio con indicate le isoterme idealizzate, al fine di semplificare il calcolo (1: limiti della sezione originaria; 2: isoterma per $\theta = \theta_2$; 3: isoterma per $\theta = \theta_1$)

la procedura descritta al punto 6.1.2.2 della EN 1996-1-1, tenendo conto dell'eccentricità $e_{\Delta\theta}$ dovuta alla variazione differenziale di temperatura nello spessore, A_{θ_1} è l'area della sezione trasversale avente temperatura superiore a θ_1 , A_{θ_2} è quella avente temperatura compresa tra θ_1 e θ_2 , θ_1 è la temperatura sotto la quale si deve considerare il materiale con resistenza inalterata, θ_2 è quella sopra la quale il materiale deve essere considerato non più resistente, $f_{d\theta_1}$ e $f_{d\theta_2}$ sono le resistenze a compressione del materiale ad una temperatura rispettivamente inferiore a θ_1 e compresa tra θ_1 e θ_2 .

L'Annesso C dell'EC 6 parte 1-2 pone inoltre:

$$f_{d\theta_2} = c \cdot f_{d\theta_1}, \quad (21)$$

dove c rappresenta una costante che dovrebbe essere indicata negli *Annessi Nazionali*, ma che tutt'oggi risulta indefinita.



Fig. 9 - Sezione trasversale di una parete di separazione esposta all'incendio con indicate le isoterme (1: limiti della sezione originaria; 2: isoterma per $\theta = \theta_2$; 3: isoterma per $\theta = \theta_1$)

Nel metodo di calcolo semplificato, l'eccentricità prodotta dalla variazione di temperatura $e_{\Delta\theta}$ può essere assunta pari a 0, quando il fuoco avvolge l'intero elemento strutturale, mentre in caso contrario può essere determinata con la seguente espressione:

$$e_{\Delta\theta} = \frac{1}{8} \cdot h_{ef}^2 \cdot \frac{\alpha_t \cdot (\theta_2 - 20^\circ\text{C})}{t_{Fr}} \leq \frac{h_{ef}}{20}, \quad (22)$$

in cui h_{ef} è l'altezza effettiva del muro, α_t è il coefficiente di dilatazione termica in accordo al punto 3.7.4 della EN 1996-1-1 e t_{Fr} è lo spessore della parte di sezione trasversale la cui temperatura non supera θ_2 .

I valori delle temperature θ_1 e θ_2 raccomandati sono riportati nella Tab. 8 che segue:

Tab. 8: Valori delle temperature θ_1 e θ_2 .

Tipi di blocco e di malta (in assenza di trattamenti superficiali)	Temperatura [°C]	
	θ_2	θ_1
Elementi in laterizio con malta di composizione generica	600	100
Elementi in silicato di calcio con giunti sottili di malta	500	100
Elementi in calcestruzzo alleggerito con pomice vibro-compresso con malta di composizione generica	400	100
Elementi in calcestruzzo ordinario vibro-compresso con malta di composizione generica	500	100
Elementi in calcestruzzo autoclavato con giunti sottili di malta	700	200

La mappatura termica della sezione trasversale e la temperatura al di sopra della quale il materiale viene considerato inefficace, in funzione del tempo di esposizione all'incendio, dovrebbe essere ottenuta dai risultati di prove sperimentali. In assenza di quest'ultimi, è possibile utilizzare i diagrammi illustrati nelle Fig. 11, Fig. 12, Fig. 13, Fig. 14, Fig. 15, Fig. 16 e Fig. 17, nei quali T è la temperatura [°C], $t_{ineff30}$ è lo spessore della parte di muro che diventa inefficace dopo 30 minuti di esposizione, $t_{ineff90}$ è quello che diviene inefficace dopo 90 minuti, t è la coordinata nello spessore del muro [mm], (3) è lo spessore residuo della parete accompagnato da un numero in [min] che indica il periodo di esposizione di riferimento: $t30$ sta per 30 minuti di esposizione, $t60$ per 60 minuti, $t90$ per 90 minuti, $t120$ per 120 minuti, ecc.

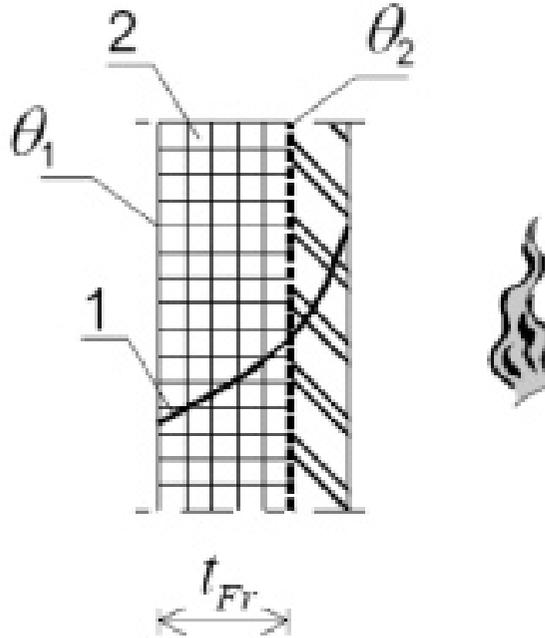


Fig. 10 - Sezione verticale di una parete di separazione esposta all'incendio con indicata, qualitativamente, la distribuzione della temperatura nello spessore (1: distribuzione della temperatura; 2: area residua data da $A_{\theta_1} + A_{\theta_2}$).

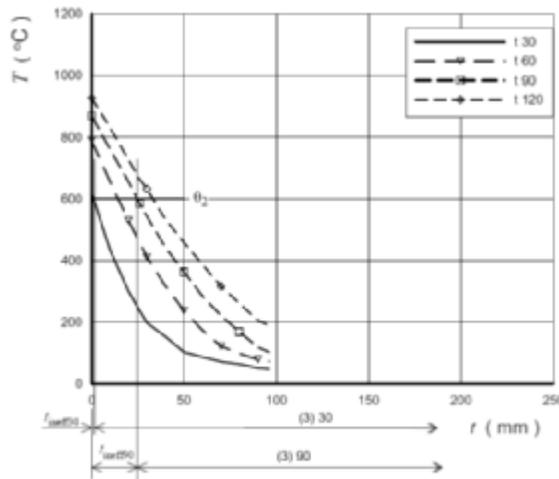


Fig. 11 - Muratura con blocchi di laterizio (densità del materiale secco $\rho = 1000 \div 2000 \text{ kg/m}^3$): distribuzione della temperatura nello spessore.

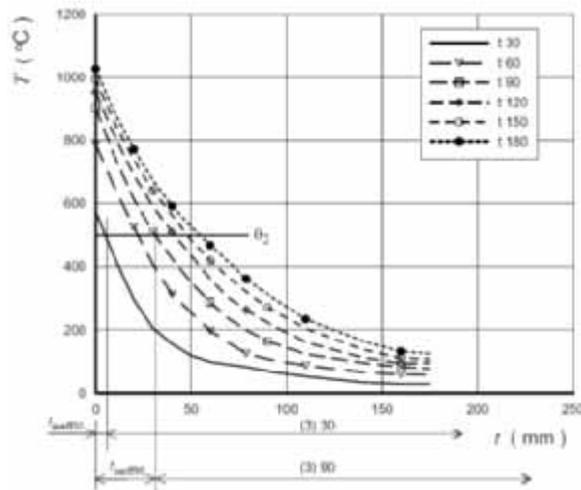


Fig. 12 - Muratura con blocchi di silicato di calcio (densità del materiale secco $\rho = 1500 \div 2000 \text{ kg/m}^3$): distribuzione della temperatura nello spessore.

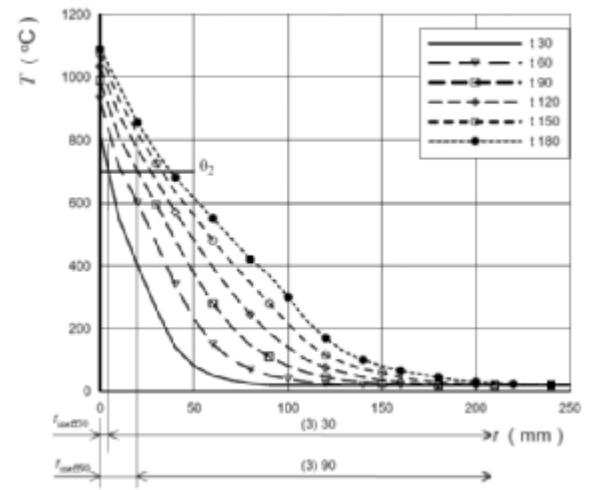


Fig. 15 - Muratura con blocchi di calcestruzzo autoclavato (densità del materiale secco $\rho = 400 \text{ kg/m}^3$): distribuzione della temperatura nello spessore.

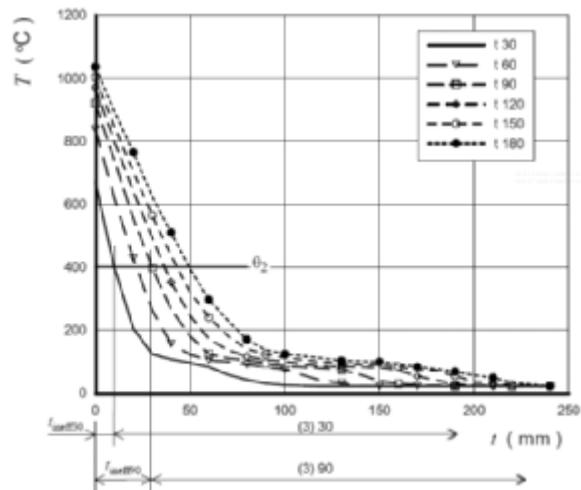


Fig. 13 - Muratura con blocchi di calcestruzzo alleggerito con pomice vibro-compresso (densità del materiale secco $\rho = 600 \div 1000 \text{ kg/m}^3$): distribuzione della temperatura nello spessore.

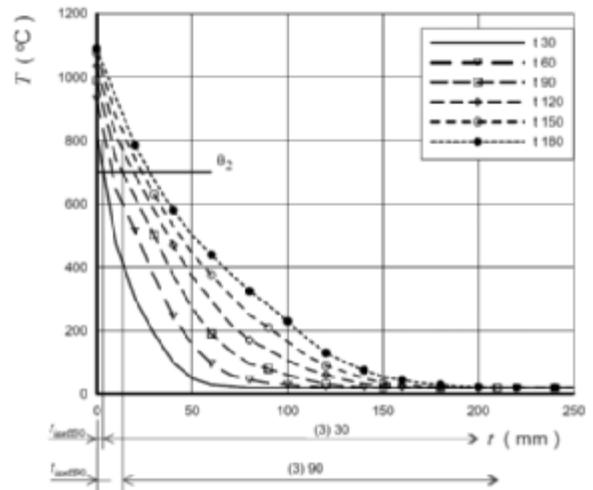


Fig. 16 - Muratura con blocchi di calcestruzzo autoclavato (densità del materiale secco $\rho = 500 \text{ kg/m}^3$): distribuzione della temperatura nello spessore.

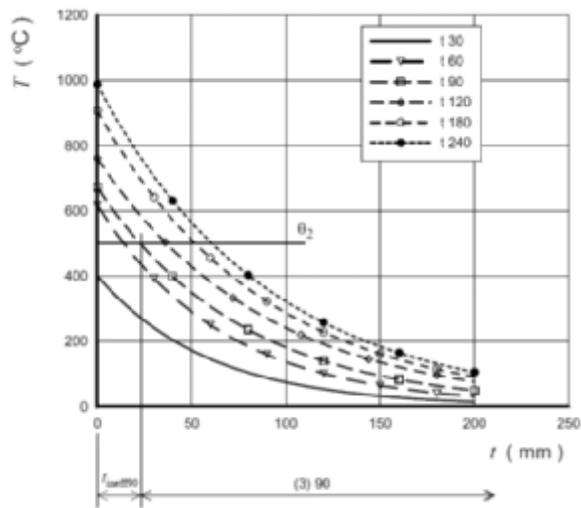


Fig. 14 - Muratura con blocchi di calcestruzzo ordinario vibro-compresso (densità del materiale secco $\rho = 1500 \div 2000 \text{ kg/m}^3$): distribuzione della temperatura nello spessore.

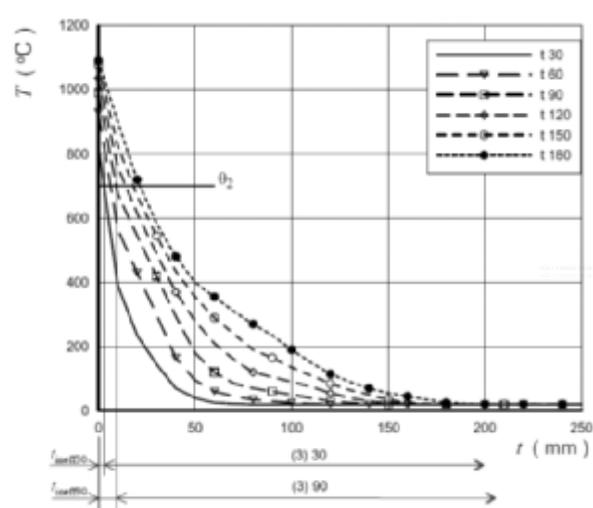


Fig. 17 - Muratura con blocchi di calcestruzzo autoclavato (densità del materiale secco $\rho = 600 \text{ kg/m}^3$): distribuzione della temperatura nello spessore.

4.5 Metodo di verifica tramite calcolo diretto avanzato

4.5.1 Introduzione

I metodi di calcolo e verifica di tipo avanzato sono basati sulle proprietà fisiche del materiale, in modo tale da ottenere modelli matematici che rispecchino, con un'adeguata approssimazione, l'effettivo comportamento della struttura, o di una sua parte, nella condizione di incendio.

Tali modelli devono essere in grado di determinare non solo lo sviluppo e la distribuzione della temperatura all'interno degli elementi strutturali (analisi termiche), ma anche il loro comportamento meccanico (analisi meccanica).

In questo genere di analisi, possono essere impiegati tutti i tipi di curve temperatura-tempo definiti nella EN 1991-1-2, in associazione ai dati disponibili circa le variazioni delle proprietà termiche e meccaniche dei materiali costituenti gli elementi strutturali, nei range di valori ritenuti rilevanti.

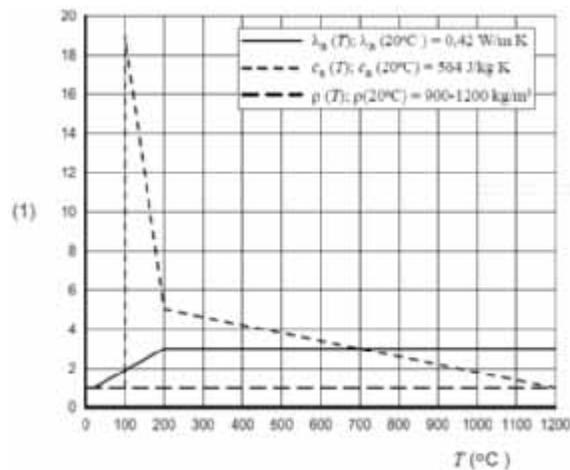


Fig. 18 - Muratura con blocchi di laterizio (densità del materiale secco $\rho = 900 \div 1200 \text{ kg/m}^3$): dipendenza dalla temperatura delle proprietà termiche.

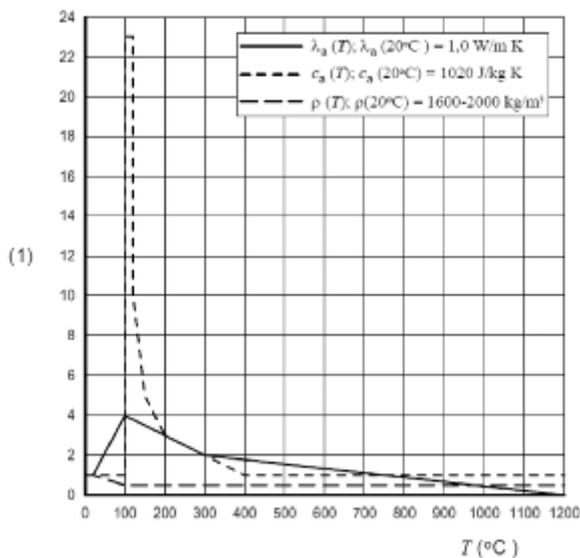


Fig. 19 - Muratura con blocchi di silicato di calcio (densità del materiale secco $\rho = 1600 \div 2000 \text{ kg/m}^3$): dipendenza dalla temperatura delle proprietà termiche.

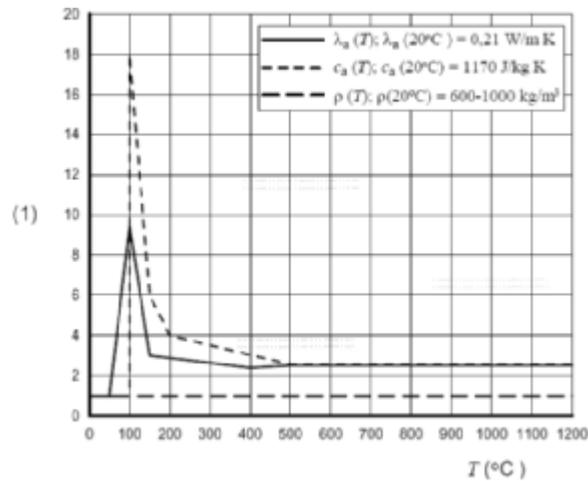


Fig. 20 - Muratura con blocchi di calcestruzzo alleggerito con pomice vibro-compresso (densità del materiale secco $\rho = 600 \div 1000 \text{ kg/m}^3$): dipendenza dalla temperatura delle proprietà termiche.

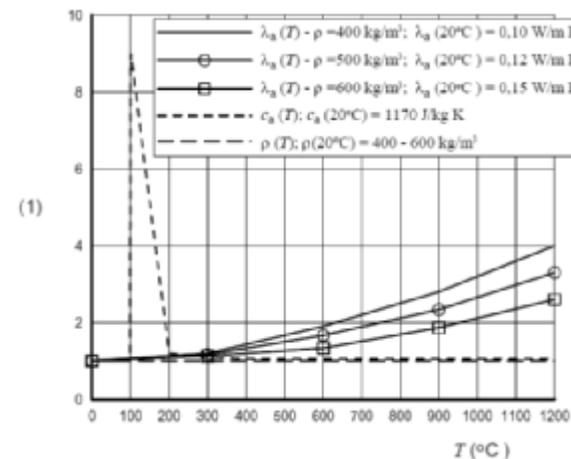


Fig. 21 - Muratura con blocchi di calcestruzzo autoclavato (densità del materiale secco $\rho = 400 \div 600 \text{ kg/m}^3$): dipendenza dalla temperatura delle proprietà termiche.

4.5.2 Analisi termiche

Le analisi termiche avanzate devono basarsi sulle conoscenze, i principi e le assunzioni della teoria del trasferimento di calore. Esse devono necessariamente includere le azioni definite in EC 1-1-2 e la dipendenza dalla temperatura delle proprietà termiche dei materiali: per il calore specifico c_a , la trasmissibilità λ_a e la densità ρ , in assenza di dati sperimentali, si può fare uso dei diagrammi mostrati nella Fig. 18, Fig. 19, Fig. 20 e Fig. 21, nei quali con (1) viene indicato il rapporto tra il valore alla temperatura T e quello a 20°C .

4.5.3 Analisi meccaniche

I metodi di calcolo avanzati, per quanto concerne le analisi meccaniche, si basano sulla teoria e sui principi della meccanica delle strutture, prendendo in considerazione i cambiamenti di proprietà dei materiali relativi alla variazione della temperatura.

Per quanto concerne le azioni, si rende necessaria la valutazione delle deformazioni e delle

tensioni indotte dalle dilatazioni termiche assiali e quelle relative ai gradienti di temperatura differenziali: spesso, per questo motivo, occorre valutare gli effetti prodotti dalla non linearità geometrica sugli elementi strutturali in esame e/o sull'intera struttura.

Risulta molto importante, quindi, valutare le effettive condizioni al contorno definite dalle condizioni di vincolo, i cui dettagli devono essere adeguatamente curati così da prevenire crisi per perdita di equilibrio o di rigidità.

La verifica avviene nel dominio delle resistenze, valutando che la disuguaglianza (5) sia soddisfatta o meno.

Nelle immagini che seguono vengono passati in rassegna i diagrammi dilatazione termica – temperatura e le curve tensione – deformazione parametriche per ogni materiale sinora menzionato; in tali diagrammi sono indicati con ε_T la dilatazione termica unitaria [%] e con (1) il rapporto tra la resistenza alla temperatura T e quella a 20°C.

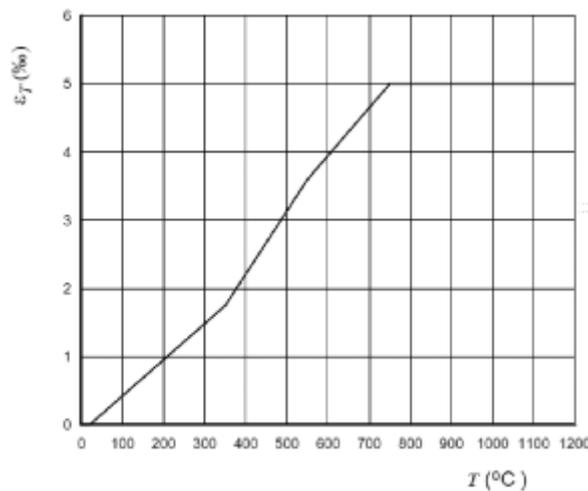


Fig. 22 - Muratura con blocchi di laterizio (densità del materiale secco $\rho = 900 \div 1200 \text{ kg/m}^3$; resistenza unitaria $f_b = 12 \div 20 \text{ N/mm}^2$): dipendenza dalla temperatura di ε_T .

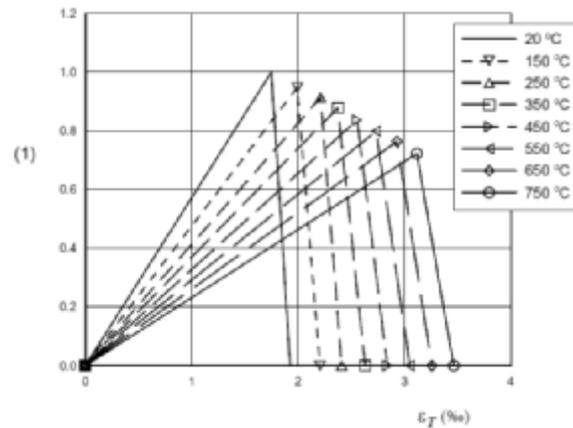


Fig. 23 - Muratura con blocchi di laterizio del Gruppo 1 (densità del materiale secco $\rho = 900 \div 1200 \text{ kg/m}^3$; resistenza unitaria $f_b = 12 \div 20 \text{ N/mm}^2$): dia gramma tensione-deformazione parametrizzato in funzione della temperatura.

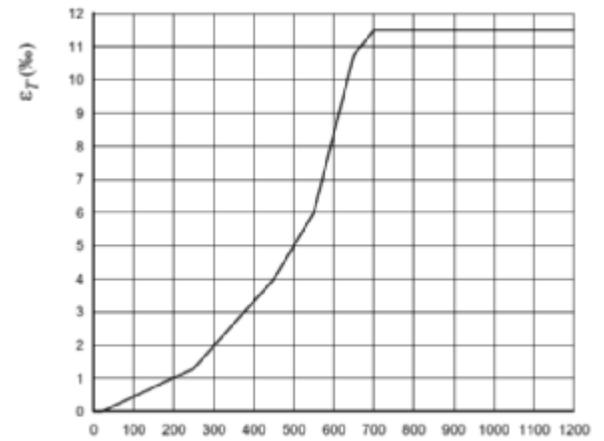


Fig. 24 - Muratura con blocchi di silicato di calcio (densità del materiale secco $\rho = 1600 \div 2000 \text{ kg/m}^3$; resistenza unitaria $f_b = 12 \div 20 \text{ N/mm}^2$): dipendenza dalla temperatura di ε_T .

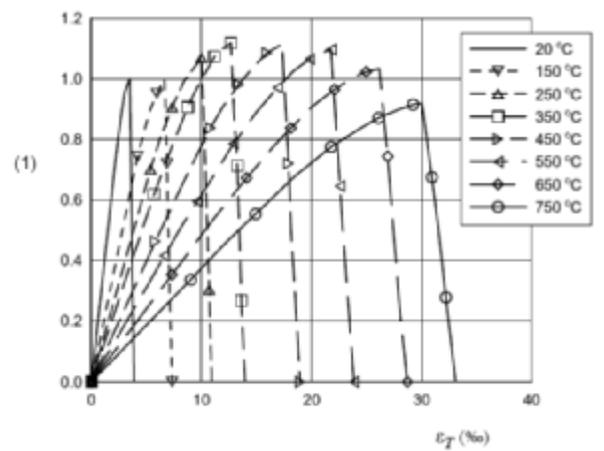


Fig. 25 - Muratura con blocchi di silicato di calcio (densità del materiale secco $\rho = 1600 \div 2000 \text{ kg/m}^3$; resistenza unitaria $f_b = 12 \div 20 \text{ N/mm}^2$): dia gramma tensione-deformazione parametrizzato in funzione della temperatura.

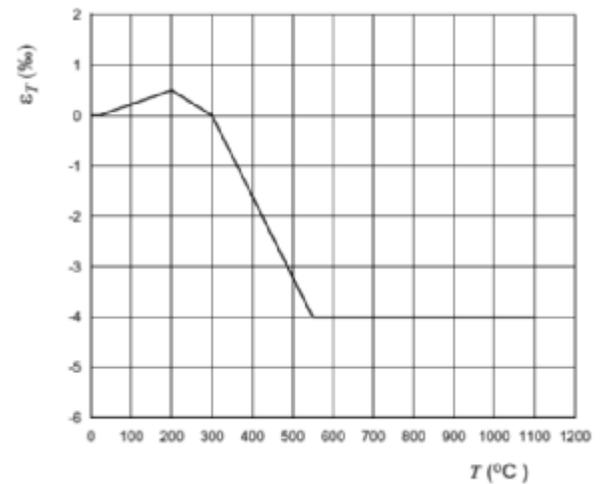


Fig. 26 - Muratura con blocchi di calcestruzzo alleggerito con pomice vibro-compresso (densità del materiale secco $\rho = 600 \div 1000 \text{ kg/m}^3$; resistenza unitaria $f_b = 4 \div 6 \text{ N/mm}^2$): dipendenza dalla temperatura di ε_T .

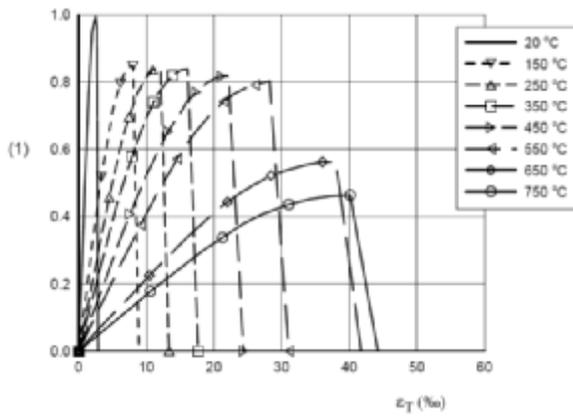


Fig. 27 - Muratura con blocchi di calcestruzzo alleggerito con pomice vibro-compresso (densità del materiale secco $\rho = 600 \pm 1000 \text{ kg/m}^3$; resistenza unitaria $f_b = 4 \pm 6 \text{ N/mm}^2$); dia grammata tensione-deformazione parametrizzata in funzione della temperatura.

5 ESEMPIO APPLICATIVO DEL METODO DI CALCOLO DIRETTO SEMPLIFICATO: PARETE PORTANTE SCUOLA

Le scuole sono soggette a regolamento specifico, di cui al D.M. 26 agosto 1992, il quale ne prescrive una classe di resistenza **R60**.

Si consideri un suo maschio murario realizzato in muratura di blocchi in laterizio (Fig. 28), conformi alla EN 771-1, alto 3.50 m, ed avente le proprietà meccaniche e termiche a freddo indicate nella Tab. 9.

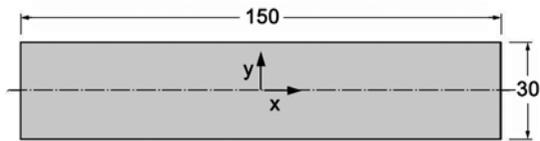


Fig. 28 - Sezione trasversale del maschio murario considerato (quote in cm).

Tab. 9: Proprietà meccaniche e termiche a freddo.

Proprietà meccanica	Valore
Densità ρ	1000 kg/m ³
Conducibilità λ_a	0.42 W/m°C
Calore specifico c_a	564 J/kg°C
Tensione ultima di calcolo f_u (f_d)	38.5 daN/cm ²
Tensione caratteristica f_k	84.7 daN/cm ²
Deformazione ultima ϵ_u	1.49 ‰
Modulo di elasticità E	84700 daN/cm ²
Coefficiente di deformazione viscosa finale Φ_∞	0.85
Coefficiente di dilatazione termica α_t	$6 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$

Supponendo che il maschio murario in esame sia vincolato alle estremità superiore ed inferiore da solai in C.A., disposti allo stesso livello da ambo le parti rispetto al piano medio del maschio stesso, si può assumere un fattore di riduzione pari a:

$$\rho_2 = 0.75, \quad (23)$$

per cui l'altezza effettiva vale:

$$h_{ef} = \rho_2 \cdot h = 0.75 \cdot 3.5 = 2.625 \text{ m}. \quad (24)$$

Prendiamo in considerazione il seguente valore dell'eccentricità iniziale e_{init} :

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{262.5}{450} = 0.6 \text{ cm}. \quad (25)$$

I valori considerati per unità di lunghezza dello sforzo normale e del momento flettente fuori piano, insistenti sulla sezione trasversale all'estremità inferiore e che risultano dall'analisi, sono quelli presentati nella Tab. 10 che segue.

Dalla combinazione per azioni eccezionali si ottengono:

$$N_{Ed} = 4.00 + 1.50 + 0.6 \cdot 1.50 = 6.40 \text{ kN/cm} \quad (26)$$

$$M_{x,Ed} = 4.00 + 3.00 + 0.6 \cdot 3.00 = 8.80 \text{ kN} \quad (27)$$

Tab. 10: Valori caratteristici dello sforzo normale e del momento flettente fuori piano.

Descrizione	Sforzo Normale Caratteristico N_k [kN/cm]	Momento Flettente Caratteristico $M_{x,k}$ [kN-cm/cm]
Peso proprio degli elementi strutturali G_1	4.00	4.00
Peso proprio degli elementi non strutturali G_2	1.50	3.00
Sovraccarico variabile (Cat. C) Q_k	1.50	3.00

5.1 PROCEDIMENTO DI VERIFICA CON IL METODO SEMPLIFICATO (EN 1996-1-2 ANNESSO C)

In riferimento al caso in esame si assumono i valori presentati nella Tab. 11 che segue.

Tab. 11: Valori assunti per le grandezze necessarie alla verifica in caso di incendio.

Proprietà	Valore
c	1
θ_1	100°C
θ_2	600°C

L'aver assunto c pari all'unità implica che:

$$f_{d\theta_2} = f_{d\theta_1} = f_u = 38.5 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}. \quad (28)$$

Dalla Figure C.3(a), della EN 1996-1-2 è possibile ricavare il valore degli spessori della parte resa inefficace ($t_{ineff60}$), di quella compresa tra le temperature θ_1 e θ_2 (t_{θ_2}), e di quella a temperature inferiori a θ_1 (t_{θ_1}), relativamente ad un tempo di esposizione all'incendio nominale di 60 minuti (Fig. 29).

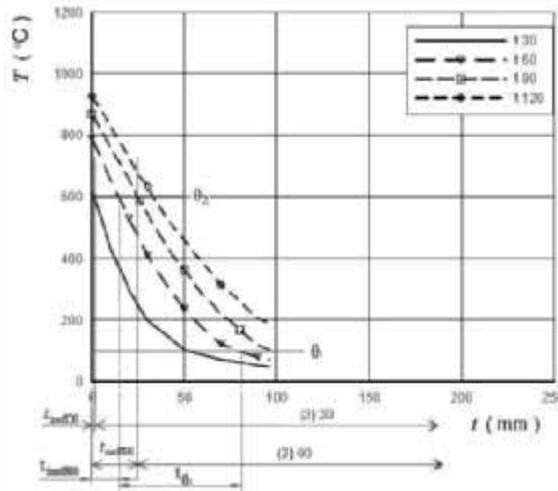


Fig. 29 - Determinazione di $t_{ineff60}$, t_{θ_2} e t_{θ_1} .

Si ottengono quindi:

$$t_{ineff60} = 1.5 \text{ cm}, \quad (29)$$

$$t_{\theta_2} = 6.5 \text{ cm}, \quad (30)$$

$$t_{\theta_1} = 22.0 \text{ cm}. \quad (31)$$

Il valore dello spessore residuo t_{Fr} vale dunque:

$$t_{Fr} = t_{\theta_1} + t_{\theta_2} = 28.5 \text{ cm}, \quad (32)$$

mentre A_{θ_1} e A_{θ_2} risultano:

$$A_{\theta_1} = t_{\theta_1} \cdot l = 3300 \text{ cm}^2, \quad (33)$$

$$A_{\theta_2} = t_{\theta_2} \cdot l = 975 \text{ cm}^2. \quad (34)$$

VERIFICA DELLA SEZIONE DELL'ESTREMITÀ INFERIORE

Il valore totale dell'eccentricità dello sforzo assiale insistente sulle sezioni di estremità del maschio murario in esame è dato da:

$$e_j = \frac{M_{x,Ed}}{N_{Ed}} + e_{init} = \frac{8.80}{6.40} + 0.6 = 2.0 \text{ cm} > 0.05 \cdot t = 1.5 \text{ cm}, \quad (35)$$

per cui il fattore di riduzione Φ vale:

$$\Phi = 1 - 2 \cdot \frac{e_j}{t} = 1 - 2 \cdot \frac{2.0}{30} = 0.87 \quad (36)$$

Si ottiene quindi che:

$$N_{Rd,fi\theta_2} = \Phi \cdot (f_{d\theta_1} \cdot A_{\theta_1} + f_{d\theta_2} \cdot A_{\theta_2}) = 0.87 \cdot (38.5 \cdot 3300 + 38.5 \cdot 975) = 143191 \text{ daN}, \quad (37)$$

ovvero:

$$\frac{N_{Rd,fi\theta_2}}{l} = \frac{1431.91}{150} = 9.55 \text{ kN/cm} > N_{Ed} = 6.40 \text{ kN/cm}. \quad (38)$$

La verifica risulta soddisfatta.

VERIFICA DELLA SEZIONE A METÀ ALTEZZA

Si calcolano, dapprima, i valori dell'eccentricità dovuta ai carichi e_m , di quella relativa alla deformazione viscosa e_k , e di quella dovuta alla variazione differenziale di temperatura nello spessore $e_{\Delta\theta}$:

$$e_m = \frac{M_{x,Ed}}{N_{Ed} - \left(\gamma \cdot \frac{h}{2} \cdot t\right)} + e_{init} = \frac{8.80}{6.40 - \left(10^{-5} \cdot \frac{350}{2} \cdot 30\right)} + 0.6 = 2.0 \text{ cm}, \quad (39)$$

$$e_k = 0.002 \cdot \phi_{\infty} \cdot \frac{h_{ef}}{t} \cdot \sqrt{t \cdot e_m} = 0.002 \cdot 0.85 \cdot \frac{262.5}{30} \cdot \sqrt{30 \cdot 2.0} = 0.1 \text{ cm}, \quad (40)$$

$$e_{\Delta\theta} = \frac{1}{8} \cdot h_{ef}^2 \cdot \frac{\alpha_t \cdot (\theta_2 - 20^\circ\text{C})}{t_{Fr}} = \frac{1}{8} \cdot 262.5^2 \cdot \frac{6 \times 10^{-6} \cdot (600 - 20)}{28.5} = 1.1 \text{ cm}. \quad (41)$$

L'eccentricità totale a metà altezza vale quindi:

$$e_{mk} = e_m + e_k + e_{\Delta\theta} = 2.0 + 0.1 + 1.1 = 3.3 \text{ cm} > > 0.05 \cdot t = 1.5 \text{ cm}, \quad (42)$$

Si procede calcolando i valori della snellezza λ e dei coefficienti A_1 e u come da *Appendice G* della EN 1996-1-1:

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_k}{E}} = \frac{262.5}{30} \cdot \sqrt{\frac{84.7}{84700}} = 0.28, \quad (43)$$

$$A_1 = 1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t} = 1 - 2 \cdot \frac{3.3}{30} = 0.78, \quad (44)$$

$$u = \frac{\lambda - 0.063}{0.73 - 1.17 \cdot \frac{e_{mk}}{t}} = \frac{0.28 - 0.063}{0.73 - 1.17 \cdot \frac{3.3}{30}} = 0.36. \quad (45)$$

Il valore del fattore di riduzione Φ_m che ne consegue è dunque:

$$\Phi_m = A_1 \cdot e^{-u^2} = 0.78 \cdot 2.718^{-0.36^2} = 0.73. \quad (46)$$

Si ottiene quindi che:

$$\begin{aligned}
 N_{Rd,fi\theta_2} &= \Phi \cdot (f_{d\theta_1} \cdot A_{\theta_1} + f_{d\theta_2} \cdot A_{\theta_2}) = \\
 &= 0.73 \cdot (38.5 \cdot 3300 + 38.5 \cdot 975) = \\
 &= 120149 \text{ daN}, \quad (47)
 \end{aligned}$$

ovvero:

$$\begin{aligned}
 \frac{N_{Rd,fi\theta_2}}{l} &= \frac{1201.49}{150} = \\
 &= 8.01 \text{ kN/cm} > N_{Ed} - \left(\gamma \cdot \frac{h}{2} \cdot t \right) = 6.35 \text{ kN/cm}. \quad (48)
 \end{aligned}$$

La verifica risulta soddisfatta.

5.2 PROCEDIMENTO DI VERIFICA MEDIANTE IL TRACCIAMENTO DEI DOMINI DI INTERAZIONE N-M: METODO STUDIATO E PROPOSTO DAL DIC - UNIVERSITÀ DI PISA

Si fa riferimento alla Fig. 30 che segue (domini di interazione di una parete di spessore pari a 30cm, per vari tempi di esposizione all'incendio nominale).

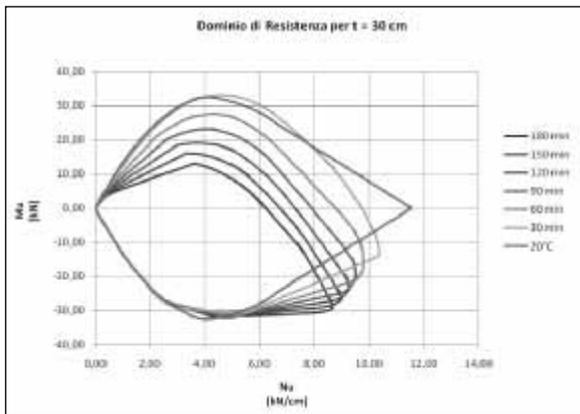


Fig. 30 - Domini di interazione di una parete di spessore pari a 30cm, per vari tempi di esposizione all'incendio nominale. Resistenza a temperatura ambiente $f_u(20^\circ\text{C}) = 38.5 \text{ daN/cm}^2$.

Si seleziona la curva relativa a 60 minuti e si controlla che essa contenga i punti P e Q di coordinate gli sforzi assiale e flettente sollecitanti (Fig. 31), che sono dati da:

$$P \equiv \begin{cases} N = N_{Ed} = 6.40 \text{ kN/cm} \\ M = N_{Ed} \cdot e_i = 12.80 \text{ kN} \end{cases}; \quad (49)$$

$$Q \equiv \begin{cases} N = N_{Ed} - \gamma \cdot \frac{h}{2} \cdot t = 6.35 \text{ kN/cm} \\ M = \left(N_{Ed} - \gamma \cdot \frac{h}{2} \cdot t \right) \cdot \frac{t}{2} \cdot (1 - \Phi_m) = 25.72 \text{ kN} \end{cases}. \quad (50)$$

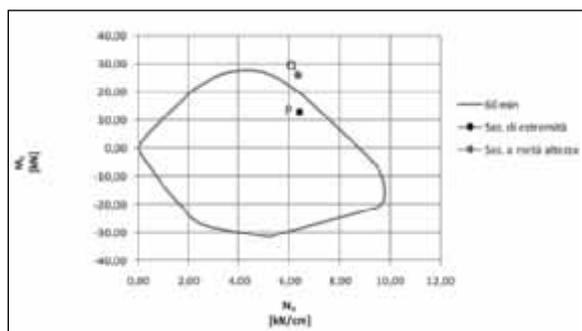


Fig. 31 - Verifica di resistenza all'incendio tramite il dominio N-M.

Dalla precedente figura si osserva che la verifica risulta soddisfatta solamente per la sezione di estremità inferiore.

Bibliografia essenziale

- 1) M. Andreini, M. Sassu. *Behaviour of Masonry walls subjected to fire: Experimental tests and analytical model*. Proceedings of SEMC 2010, 6-8 September 2010, Cape Town – South Africa. In *Advances and Trends in Structural Engineering, Mechanics and Computation* – A. Zingoni (Ed.). Taylor & Francis Group, London.
- 2) Mazziotti L., Paduano G., La Mendola S., *Reazione e resistenza al fuoco*, EPC Libri, Roma, 2010.
- 3) Sassu M., *Costruzioni in muratura: la normativa sulla resistenza al fuoco*, L'Industria Italiana dei Laterizi, Vol. 119, pp. 344-349, 2009.
- 4) La Mendola S., *La resistenza al fuoco delle murature portanti*, Antincendio, Vol. 8, pp. 42-49, 2008.
- 5) Ponticelli L., Caciolai, M., *Resistenza al fuoco delle costruzioni*, UTET SCIENZE TECNICHE, Torino, 2008.

Mauro SASSU è nato nel settembre 1958. Laureato a Pisa in Ingegneria Civile nel 1984, dottore di ricerca in Ingegneria delle Strutture a Firenze nel 1989, è docente dal 1992 presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università di Pisa nei corsi di *Tecnica delle Costruzioni*. È autore di oltre cento pubblicazioni nei settori delle costruzioni in muratura, della sismica e del comportamento al fuoco degli edifici, è membro in commissioni normative nazionali ed europee sulle costruzioni in muratura e sul loro comportamento all'incendio.

Marco ANDREINI è nato a Siena nel 1981. Si laurea con lode in Ingegneria delle Costruzioni Civili nel 2009 all'Università di Pisa, con una tesi sul comportamento all'incendio di edifici in muratura. È iscritto al II anno del Dottorato di ricerca in Scienze e Tecniche dell'Ingegneria Civile, presso la Scuola "Leonardo da Vinci" dell'Università di Pisa. È autore di pubblicazioni scientifiche internazionali sul consolidamento, il comportamento al sisma e all'incendio di strutture in muratura.

Anna DE FALCO, nata a Grosseto nel '67 si è laureata in Ingegneria Civile nel 1995 a Pisa, dove attualmente vive e lavora. È attualmente Ricercatore di Tecnica delle Costruzioni presso il Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università di Pisa, dove si occupa prevalentemente della diagnostica e del consolidamento degli edifici storici."