

I DOMINI DI INTERAZIONE DI ARCHI IN MURATURA SOGGETTI A FUOCO

Alessandro P. Fantilli, Paolo Vallini, Francesca Demarchis

Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Politecnico di Torino, Torino

SOMMARIO

La risposta meccanica di un elemento murario soggetto ad incendio è funzione sia dei carichi espliciti applicati, sia degli effetti prodotti da elevate temperature. Questi ultimi modificano il legame tensione-deformazione, con il conseguente degrado del materiale, ed inducono azioni implicite, cosiddette deformazioni impresse termiche. Tali azioni, prese in conto con la teoria degli stati di coazione di Colonnetti, modificano profondamente le possibili relazioni momento-curvatura-sforzo normale ($M-\mu-N$) ed il dominio resistente ($M-N$) di una sezione di muratura soggetta ad una predefinita distribuzione di temperatura. In particolare, solo in assenza di deformazioni impresse di origine termica, la continuità dei legami momento-curvatura consente di calcolare agevolmente i massimi valori di momento positivo e negativo. Al contrario, la valutazione del dominio di interazione in presenza di deformazioni impresse richiede la preventiva valutazione di tutte le curvature, e dei corrispondenti momenti flettenti, che possono realizzarsi nelle sezioni di muratura. Si hanno in tal modo dei domini di interazione anomali, che non possono essere direttamente utilizzati per l'analisi limite delle strutture ad arco.

ABSTRACT

The structural performances of masonry arch under fire depend on both the applied static loads and the effects induced by high temperatures. They modify the stress-strain relationship of material, and produce indirect actions, which are generally called thermal imposed strains. All the implicit loads, taken into account by means of the Colonnetti's theory of elastic coactions, can remarkably modify the moment-curvature-normal load ($M-\mu-N$) relationships, as well as the interaction domain ($M-N$), of a masonry cross-section subjected to temperature gradient. Specifically, only when the restrained thermal actions are neglected, can the continuity of $M-\mu-N$ diagrams be ensured and, as a consequence, the maximum positive and negative bending moments are easily computed. Conversely, with the presence of imposed thermal strains, all the possible cross-sectional curvatures, and the corresponding bending moments, need to be preventively evaluated. As a result, anomalous interaction domain $M-N$ can appear in some masonry cross-sections, to which the failure plastic analysis cannot be applied.

PAROLE CHIAVE: archi in muratura, elevate temperature, momento-curvatura-sforzo normale, dominio di interazione, stati di coazione.

1. INTRODUZIONE

Nell'architettura di interesse storico ed artistico, le strutture in muratura sono elementi ricorrenti, per i quali non può essere trascurata la valutazione del comportamento strutturale in condizioni eccezionali, come quelle di esposizione al fuoco (Nadjai et al., 2003). Nel caso specifico degli archi in muratura, i modelli più diffusi per la valutazione della capacità portante sono basati sul calcolo a rottura. Si determina, in tal modo, il carico che porta al collasso la struttura, ossia l'unico moltiplicatore dei carichi che risulta essere contemporaneamente il massimo tra quelli staticamente ammissibili ed minimo tra quelli cinematicamente sufficienti (Heyman, 1995).

I procedimenti di verifica a rottura, basati sull'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e di materiale elastico - perfettamente plastico, ammettono la formazione di cerniere plastiche nelle sezioni maggiormente sollecitate. Tali cerniere si realizzano, per un determinato valore di sforzo normale, al raggiungimento del massimo momento resistente, e dunque in un punto sul contorno dominio di interazione di una sezione presso-inflessa. Il requisito di ammissibilità del moltiplicatore dei carichi è soddisfatto quando, in tutte le sezioni della struttura analizzata, le sollecitazioni interne permettono di individuare nello spazio sforzo normale-momento flettente ($M-N$) punti interni al dominio di interazione, o al più coincidenti con il suo contorno.

I metodi di calcolo a rottura, pur necessitando della preventiva definizione del dominio $M-N$, risultano molto rapidi ed intuitivi, anche se nel caso di archi di muratura esposti al fuoco possono essere poco efficaci. L'azione termica, infatti, incide negativamente sulla resistenza del materiale, causando una netta riduzione della massima tensione sopportabile, una variazione del modulo elastico e dunque una diversa risposta a parità di deformazione (UNI ENV 1996 -1 -2, 1996). La bassa conducibilità termica della muratura, inoltre, determina un forte gradiente di temperatura all'interno delle sezioni trasversali, causando un profilo non congruente delle deformazioni di origine termica ed una disomogeneità della resistenza meccanica, fortemente ridotta nella zona più calda.

Il calcolo dei domini di interazione deve dunque tenere in conto questi effetti, considerando gli stati di coazione che nascono, in accordo con la teoria di Colonnetti (1953), in conseguenza di deformazioni impresse termiche e di risposta non lineare del materiale danneggiato.

2. I DOMINI DI INTERAZIONE $M-N$ DI MURATURE SOGGETTE A FUOCO

Per valutare l'applicabilità dei metodi di calcolo a rottura agli archi di muratura esposti al fuoco, risulta necessario innanzitutto definire la risposta meccanica delle singole sezioni, e successivamente determinare i domini di interazione. Un calcolo accurato richiede dapprima la creazione di un modello di risposta termica, con cui simulare la diffusione del calore e determinare la distribuzione della temperatura all'interno dell'elemento, quindi un modello meccanico, con cui valutare la risposta della struttura, o di una sua parte.

Nel caso di una sezione di muratura tradizionale (Fig.1a), realizzata con mattoni di argilla e malta, con densità compresa tra 900 e 1200 kg/m³, l'analisi completa (cosiddetta avanzata) viene eseguita in accordo con le indicazioni fornite nell'allegato D dell'Eurocodice 6 (UNI ENV 1996 -1 -2, 1996).

2.1. L'analisi termica

Con i parametri termici forniti dall'Eurocodice 6 (UNI ENV 1996 -1 -2, 1996) e con l'utilizzo del solutore agli elementi finiti 2D denominato IS Fuoco (CDM Dolmen e omnia IS srl, 2009), sono stati ricavati i profili di temperatura di Fig.1b. Essi fanno riferimento ad un incendio standard della durata di 120 min.

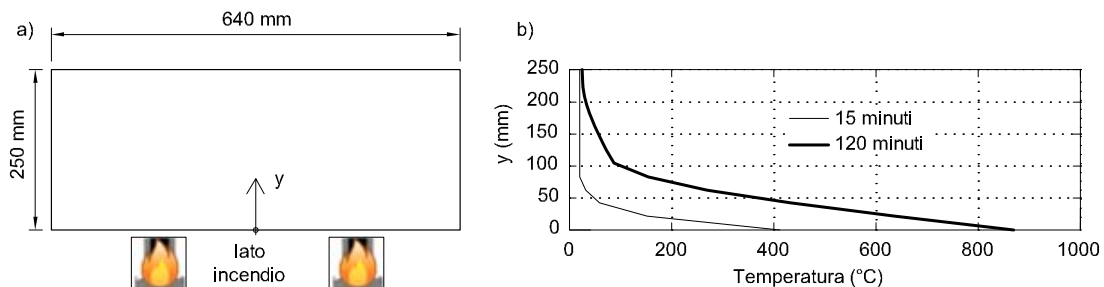


Figura 1. I profili di temperatura relativi ad una sezione di muratura soggetta ad un incendio standard di 120 minuti (CDM Dolmen e omnia IS srl, 2009).

2.2. Le leggi costitutive

Per costruire un modello di risposta meccanica, l'Eurocodice 6 (UNI ENV 1996 -1 -2, 1996) propone le relazioni di Fig.2. Con esse è possibile determinare, in funzione della temperatura puntuale all'interno di una sezione, l'entità della deformazione termica che ne deriva (Fig.2a) e la legge costitutiva corrispondente (Fig.2b).

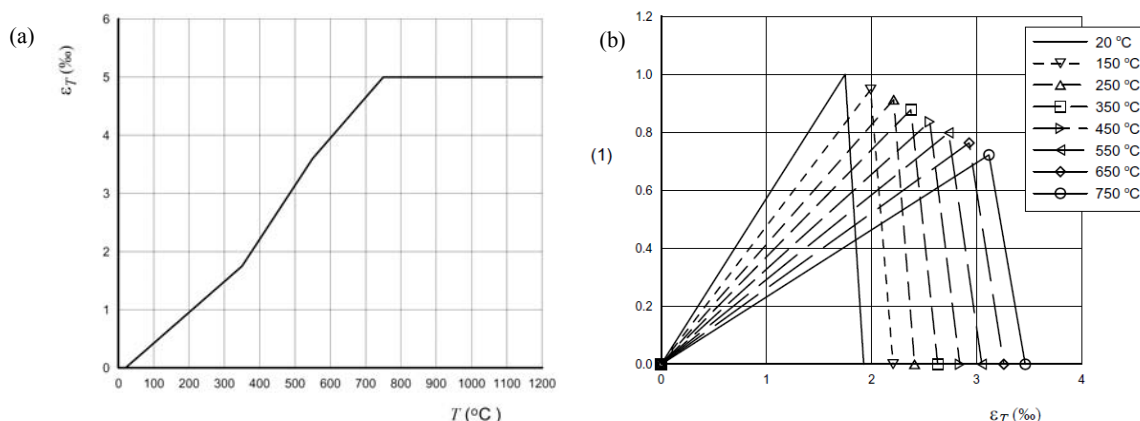


Figura 2. Le caratteristiche termiche di una muratura in mattoni d'argilla con resistenza compresa tra 12 e 20 N/mm² e densità compresa tra 900 e 1200 kg/m³ (UNI ENV 1996 -1 -2, 1996): a) deformabilità termica; b) leggi costitutive dipendenti dalla temperatura.

Si osserva che per temperature inferiori a 20°C la deformazione termica è nulla, mentre per valori compresi fra 20°C e 340°C la legge segue un andamento lineare crescente, fino al valore massimo di deformazione (1,8‰). Si osserva, inoltre, un aumento della pendenza del ramo discendente del legame tensioni deformazione, che porta al raggiungimento della deformazione di 5‰ a 750°C.

I legami costitutivi proposti evidenziano un carattere sostanzialmente fragile del materiale, con assenza di resistenza a trazione. Si registra anche un degrado del legame costitutivo: al crescere della temperatura si riducono il modulo elastico e la resistenza di picco, mentre aumenta la deformazione ultima. La resistenza è nulla per temperature superiori a 750°C.

2.3. I legami momento-curvatura-sforzo normale ($M-\mu-N$)

In condizioni termiche ordinarie (20°C), i diagrammi di interazione sono superfici chiuse, i cui contorni sono determinati dai momenti resistenti (massimi momenti flettenti sopportabili) relativi ad un dato sforzo normale. In tali casi, è sufficiente analizzare le deformazioni limite per diverse condizioni di compressione, valutando i massimi momenti positivi e negativi.

Se le sezioni sono soggette ad elevate temperature, le situazioni limite non sono sempre definibili a priori ed è dunque necessario analizzare tutte le possibili configurazioni deformate. In altre parole, è necessario conoscere dapprima la risposta meccanica della sezione di Fig.1a, in termini di momento-curvatura-sforzo normale ($M-\mu-N$), e successivamente procedere con il tracciamento del dominio di interazione.

Nel caso delle sezioni presso-inflesse prive di armatura (Fig.3a) e soggette ad un gradiente termico $T(y)$ (Fig.3b), la procedura numerica per la valutazione del legame sezionale $M-\mu-N$ è simile a quella già adottata per le sezioni di c.a. (Fantilli et al., 1998):

1. Definizione della geometria della sezione (Fig.3a);
2. Definizione della resistenza a compressione del materiale f_c , del modulo elastico a temperatura ambiente E_c , della legge costitutiva dipendente dalla temperatura (Fig.3b) e della deformabilità termica ε_t (Fig.2a).
3. Discretizzazione della sezione in strisce (indicate con il pedice i) (Fig.3a);
4. Definizione del profilo di temperatura $T(y)$ all'interno della sezione (Fig.3b);
5. Assegnazione di valore dello sforzo normale N ;
6. Assegnazione del valore minimo alla curvatura μ ;
7. Calcolo delle deformazioni totali di ogni striscia (ipotesi di deformazioni piane - Fig.3c):

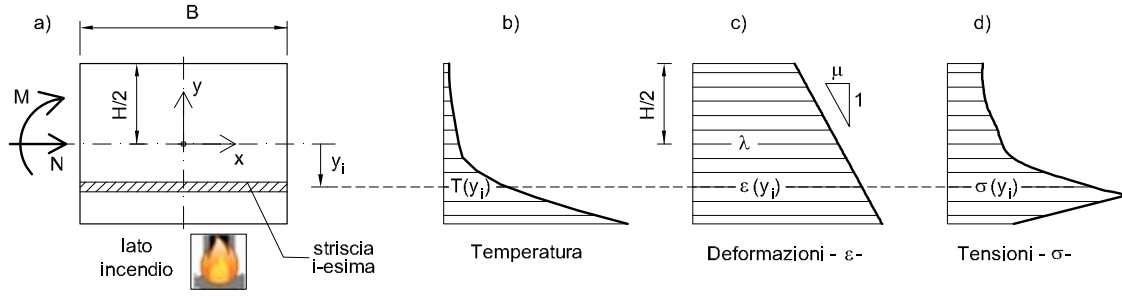


Figura 3. Procedura per il calcolo di $M-\mu-N$: a) discretizzazione di una sezione tipo; b) gradiente termico; c) profilo di deformazione piana; d) distribuzione delle tensioni.

$$\varepsilon_{tot,i}(y) = \lambda + \mu y_i, \quad (1)$$

con l'assunzione di un valore iniziale di tentativo per il parametro di deformabilità assiale λ .

8. Definizione delle deformazioni termiche $\varepsilon_{t,i}$ per mezzo del legame di Fig.2a:

$$\varepsilon_{t,i}(y) = \varepsilon(T(y_i)) \quad (2)$$

e di quelle elastiche ε_i :

$$\varepsilon_i(y) = \varepsilon_{tot,i} - \varepsilon_{t,i} \quad (3)$$

9. Determinazione delle tensioni di risposta de materiale in funzione delle leggi costitutive di Fig.2b:

$$\sigma_i(y) = \sigma(\varepsilon_i, T(y_i)) \quad (4)$$

10. Calcolo dello sforzo normale di risposta:

$$N_{resp} = \int_A \sigma_i dA \quad (5)$$

11. Se N_{resp} non eguaglia il valore di sforzo normale assegnato N , si torna al punto 7 con un valore di λ aggiornato, secondo la seguente relazione:

$$\lambda = \lambda + \frac{N - N_{resp}}{EA} \quad (6)$$

dove A = area della sezione ($B \times H$).

12. Calcolo del momento flettente M di risposta:

$$M = \int_A \sigma_i y_i dA \quad (7)$$

13. Memorizzazione del punto $M-\mu-N$;

14. Ripresa dei calcoli dal punto 7, con un nuovo valore di μ .

Per una data coppia $N-\mu$, potrebbero non esistere valori di λ che soddisfino la condizione $N=N_{resp}$. In altre parole, si ha la mancata convergenza e dunque l'impossibilità di sopportare il livello di sollecitazione imposto. In tali casi, si riprende dal punto 5 con un nuovo valore di sforzo normale N . È bene sottolineare che, in caso di deformazioni impresse, non si possono definire a priori i valori limite di λ e μ , ed è dunque necessario esplorare tutte le possibili giaciture del piano di deformazione di Fig.3c.

2.4. Il dominio di interazione $M-N$

In assenza di deformazioni impresse, per tracciare il dominio di interazione $M-N$ della sezione di Fig.3a è sufficiente conoscere i massimi momenti positivi e negativi corrispondenti ad un dato sforzo normale. Nel presente lavoro, invece, la costruzione del dominio di interazione è effettuata graficamente, a partire dai possibili diagrammi $M-\mu-N$. La procedura consiste nel proiettare i diagrammi momento-curvatura nel piano $N-M$, come indicato in Fig.4. I domini di interazione vengono quindi tracciati per punti, ottenendo un'area di possibili coppie $M-N$. In Fig.5, ad esempio, sono riportati alcuni domini di interazione relativi alla sezione di di Fig.3a (dove $B=640$ mm e $H=250$ mm).

In condizioni di carico esplicito ($T=20^\circ\text{C}$), il dominio di interazione è simmetrico rispetto all'asse delle ascisse (Fig.5a). Ciò è tipico delle sezioni con doppio asse di simmetria, in cui, a parità di sforzo normale, il momento resistente positivo equivale in valore assoluto a quello negativo.

Si propone alla Fig.5b il caso di esposizione alle elevate temperature della stessa sezione (Fig.3b), assumendo che la temperatura causi il degrado del legame costitutivo, ma non generi deformazioni impresse. Si osserva che il diagramma non è più simmetrico e l'esistenza di valori di sollecitazione assiale per i quali la sezione risulta in grado di sopportare solo momenti positivi. I massimi valori di momento flettente e sforzo normale sopportabili risultano ridotti rispetto al caso di Fig.5a.

In ultimo si considerano tutti gli effetti prodotti dalle elevate temperature, proponendo così il reale dominio di resistenza della sezione esposta ad un incendio. In Fig.5c si osserva un dominio $M-N$ ridotto rispetto ai casi precedenti, con contorni irregolari ed una zona interna che corrisponde a stati di sollecitazione non sopportabili dalla sezione.

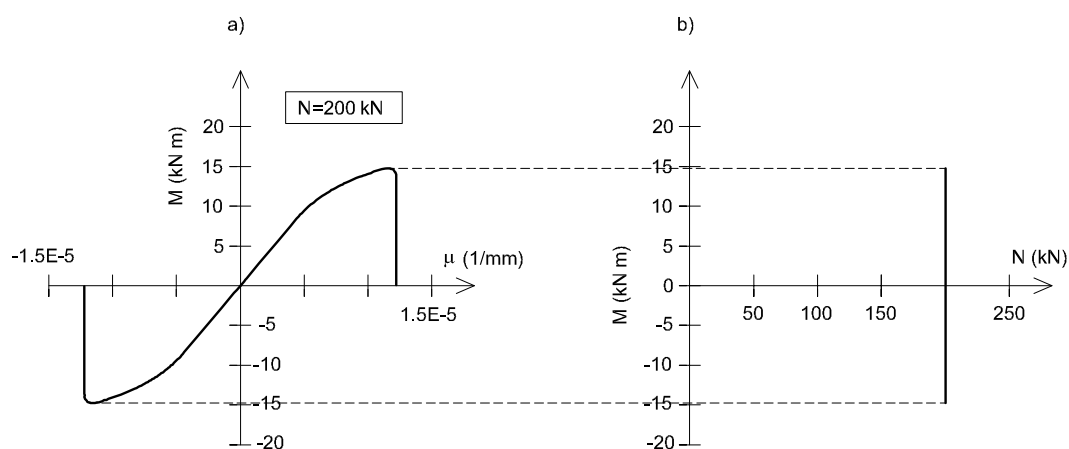


Figura 4. Procedura grafica per il tracciamento del diagramma di interazione $M-N$ a partire dai legami $M-\mu-N$.

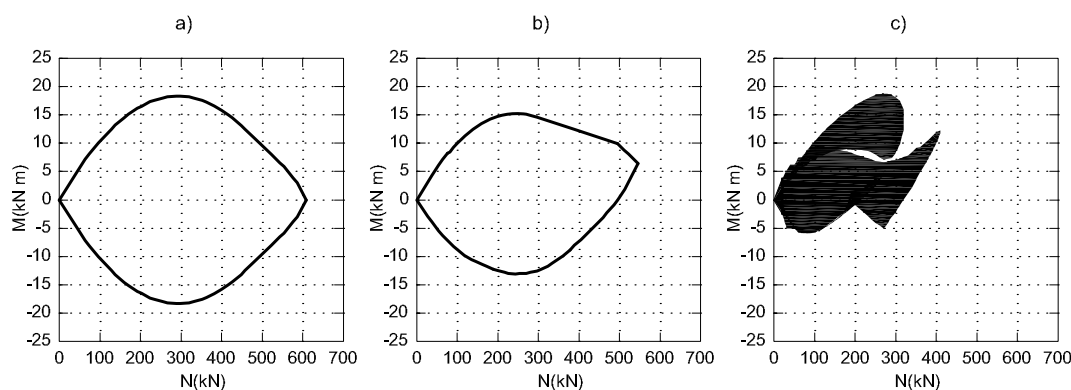


Figura 5. Diagrammi di interazione $M-N$ di una sezione di muratura: a) in assenza di azioni termiche; b) con degrado del legame $\sigma-\epsilon$ prodotto dalle elevate temperature e assenza di deformazioni termiche; c) con degrado del legame costitutivo e deformazioni termiche

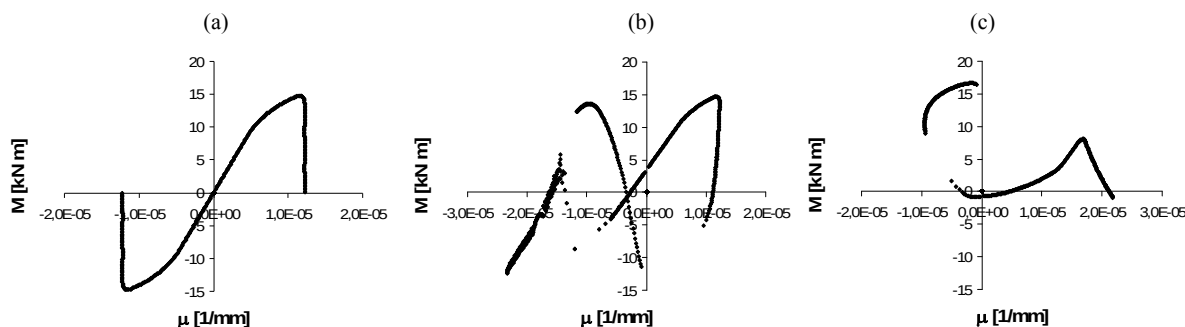


Figura 6. Diagrammi momento-curvatura per $N = 200$ kN: a) in assenza di azioni termiche; b) con degrado del legame costitutivo; c) con degrado del legame costitutivo e con deformazioni impresse termiche.

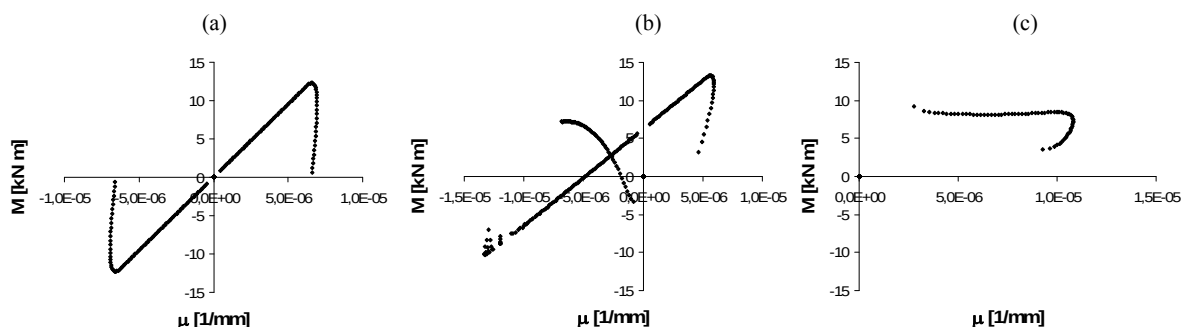


Figura 7. Diagramma momento-curvatura per $N = 350$ kN: a) in assenza di azioni termiche; b) con degrado del legame costitutivo; c) con degrado del legame costitutivo e con deformazioni impresse termiche.

Ciò è dovuto alla dipendenza della risposta strutturale dal percorso di carico. A parità di M , se si applica uno sforzo normale via via crescente è possibile che si giunga ad una condizione di pressoflessione che la sezione non è in grado di sopportare, pur essendo il livello di momento flettente inferiore al massimo ottenibile per lo stesso valore di N . È quindi errato, in queste condizioni, definire il dominio di interazione esclusivamente attraverso il suo contorno.

Per valutare nel dettaglio le anomalie del dominio di interazione, si propongono di seguito i diagrammi momento-curvatura relativi agli sforzi normali $N = 200$ kN e $N = 350$ kN. Si osserva che il solo degrado del legame costitutivo dovuto al calore produce anomalie di comportamento, con diagrammi momento-curvatura non più simmetrici e con possibilità di doppia soluzione (Fig.6b e Fig.7b).

Il comportamento reale della sezione è invece descritto dai diagrammi nelle Fig.6c e Fig.7c, in cui vengono considerati sia il degrado del legame costitutivo, sia le deformazioni termiche. L'anomalia comportamentale rispetto all'assenza di deformazioni azioni termiche (Fig.6a e Fig.7a) è ancora più evidente. Per $N = 200$ kN, si verifica una discontinuità del diagramma momento-curvatura (Fig.6c), da cui deriva un dominio di interazione “bucato”, per $180 \text{ kN} < N < 300 \text{ kN}$ (Fig.5c).

Il diagramma di Fig.7c è invece rappresentativo della porzione di dominio che comprende solo momenti positivi. In particolare, per $N = 350$ kN, l'equilibrio della sezione è possibile se il momento flettente supera 2.5 kN m .

3. ANALISI GENERALE DELLE STRUTTURE AD ARCO SOGGETTE AD INCENDIO

A causa delle irregolarità che caratterizzano i domini di interazione non è possibile applicare i tradizionali metodi di calcolo a rottura agli archi di muratura esposti al fuoco. A temperatura ambiente (20°C), sussiste l'indipendenza degli stati di pressoflessione dal percorso di carico, poiché i domini di interazione sono chiusi ed uniformi. Viceversa, in caso di incendio, tale condizione non

è più verificata, e le situazioni di incipiente collasso non sono indipendenti dalla storia dei carichi. Si rende dunque necessaria un'analisi strutturale di tipo generale per gli archi di muratura

3.1. Un metodo generale per il calcolo degli archi in muratura

L'analisi strutturale degli archi in muratura si basa sui tradizionali metodi di calcolo non lineare dei telai piani (Vallini, 1989). Nel caso specifico, si considera il singolo arco come un unico macro-elemento trave curvilinea in regime di non linearità meccanica. Per tale elemento (Fig.8), è possibile individuare il legame esistente tra le sollecitazioni nodali $\{S\}$ e gli spostamenti nodali $\{\eta\}$:

$$\{S\} = [k]\{\eta\} + \{S_0\} \quad (8)$$

dove $[k]$ = matrice di rigidezza dell'arco calcolata in regime di elasticità lineare, $\{S_0\}$ = vettore dei termini noti, equivalente ai carichi applicati sullo sviluppo dell'arco. Nel caso di Fig.8a sull'arco gravano carichi espliciti distribuiti (permanenti e variabili), mentre nella singola sezione i-esima sono presenti le deformazioni impresse dovute all'azione termica ed alla non linearità del materiale.

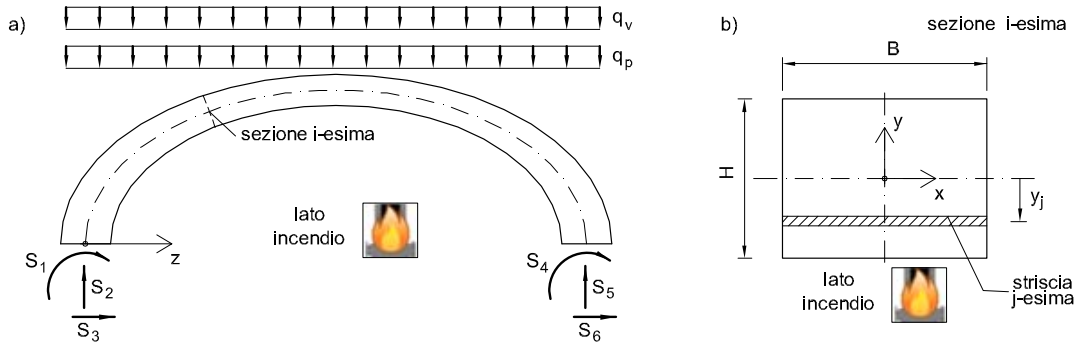


Figura 8. Il macro elemento arco adottato nel modello numerico

Noti la geometria della struttura, i carichi agenti, il profilo della temperatura, il tipo di materiale, la sua deformabilità in funzione della temperatura, ed il legame costitutivo del materiale, si determinano, in ogni sezione dell'arco, i valori dello sforzo normale, del momento flettente e del taglio. Ciò è possibile con il seguente algoritmo iterativo:

1. Calcolo della deformazione assiale e della curvatura in una generica sezione (pedice i):

$$\mu_i = \frac{M_i}{EJ_i} + \bar{\mu}_i \quad (9)$$

$$\lambda_i = \frac{N_i}{EA_i} + \bar{\lambda}_i \quad (10)$$

I termini $\bar{\mu}_i$ e $\bar{\lambda}_i$, definiti come “impressi” rappresentano sia le deformazioni imposte di origine termica, sia le correzioni introdotte per adeguare il calcolo lineare alla reale risposta del materiale;

2. Calcolo dei termini noti $\{S_0\}$ in funzione delle azioni esplicite ed implicite;
3. Determinazione dello stato di sollecitazione interno alle sezioni (N_i , M_i);
4. Calcolo delle deformazioni totali, della componente termica e di quella elastica attraverso le Eq. 1, 2 e 3; nelle singole strisce (pedice j) in cui è divisa la sezione;
5. Calcolo della distribuzione delle tensioni all'interno della sezione, per mezzo della legge costitutiva del materiale, dipendente dalla temperatura:

$$\sigma_{i,j}(y) = \sigma(\varepsilon_{i,j}, T(y_i)) \quad (11)$$

6. Determinazione dello sforzo normale di risposta:

$$N_{resp} = \int_{A_i} \sigma_{i,j} dA; \quad (12)$$

7. Se $|N_i - N_{resp}| > tolleranza$ si corregge la deformazione assiale attraverso l'imposizione di una deformazione impressa aggiuntiva $\Delta\lambda_i$:

$$\bar{\lambda}_i = \bar{\lambda}_i + \Delta\bar{\lambda}_i = \bar{\lambda}_i + \frac{N_i - N_{resp}}{EA_i} \quad (9)$$

e si ritorna al punto 1;

8. Calcolo del momento di risposta:

$$M_{resp} = \int_{A_i} \sigma_{i,j} y_j dA \quad (14)$$

9. Calcolo del termine di correzione della curvatura:

$$\Delta\bar{\mu}_i = \frac{M_i - M_{resp}}{EJ_i} \quad (15)$$

dove J_i = momento d'inerzia della sezione i-esima.

10. Se $\Delta\bar{\mu}_i \neq 0$ in almeno una sezione, si ritorna al calcolo di $\{S_0\}$ (punto 2), altrimenti si è ottenuta la soluzione del problema.

Il procedimento esposto è stato inserito all'interno di un ciclo più esterno con il quale vengono incrementati i carichi variabili agenti sulla struttura. In questo modo è possibile valutare la capacità portante dell'arco esaminato con il progredire dell'incendio.

3.2. Un esempio numerico

L'approccio numerico descritto nel paragrafo precedente è stato applicato all'arco in Fig.9, le cui sezioni sono esposte, al progredire di un possibile incendio, ai profili di temperatura disegnati in Fig.1. L'arco presenta lunghezza di 6052 mm, in chiave di 979 mm, le sezioni trasversali sono rettangolari di $B = 800$ mm ed altezza $H = 250$ mm. Su tale arco insistono volte in muratura con relativo riempimento di peso specifico $0,000015$ N/mm³, per una larghezza di competenza di 4500 mm.

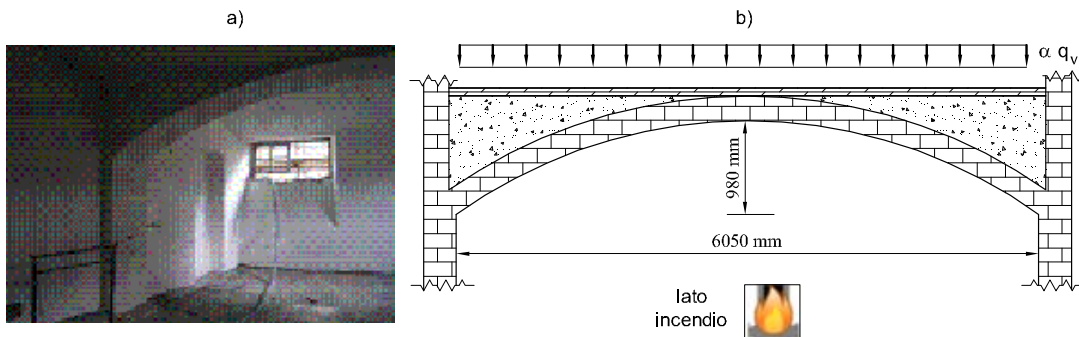


Figura 9. Applicazione del modello generale ad un arco in muratura soggetto ad elevate temperature: a) Foto dell'arco; b) geometria dell'arco.

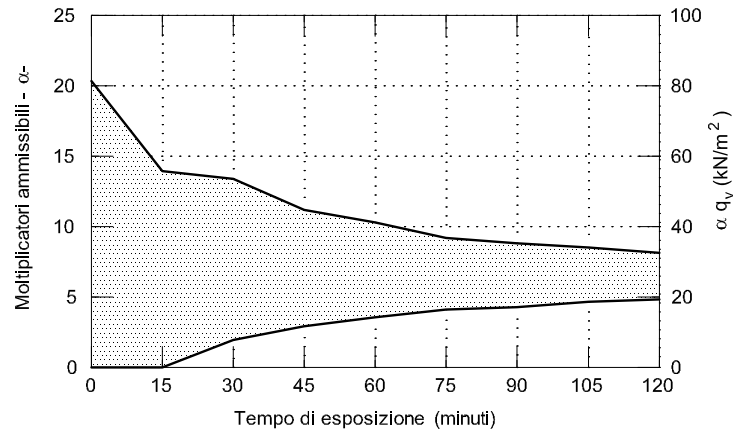


Figura 10. I moltiplicatori ammissibili del carico variabile con il progredire dell'incendio.

Il peso proprio dell'arco è di $0,000015 \text{ N/mm}^3$, mentre la resistenza a compressione delle singole sezioni è di 15 MPa . Sulla struttura agisce un carico variabile minimo di 18 N/mm .

Tra tutti i carichi che gravano sulla struttura, solo quello variabile viene incrementato, in modo da definire la capacità portante dell'arco per ognuno dei profili di temperatura (Fig.1b) che si realizzano nelle sezioni durante l'esposizione al fuoco. In Fig.10 sono riportati i moltiplicatori ammissibili α del carico variabile in funzione del tempo di esposizione al fuoco.

Analizzando i risultati emerge come conseguenza più evidente dell'esposizione all'incendio la drastica riduzione del massimo carico sopportabile: si passa da un moltiplicatore pari a $20,32$ (equivalente ad un sovraccarico di $81,28 \text{ q/m}^2$) in condizioni di normale esercizio, a $8,12$ (equivalente ad un sovraccarico di $32,48 \text{ q/m}^2$) dopo due ore di esposizione all'incendio. Si può osservare una rapida diminuzione di resistenza nella prima ora di esposizione al fuoco, con una perdita quasi pari al 50%; nei minuti successivi il massimo carico sopportabile continua a ridursi, ma in misura minore, con valori del moltiplicatore critico compresi tra 8 e 9.

Nel corso dell'analisi è stata inoltre rilevata l'esistenza di un minimo valore del carico necessario a garantire la resistenza dell'arco all'incendio. Dal calcolo è risultato infatti che, quando il sovraccarico è inferiore a determinati valori, la struttura non è in grado di resistere, poiché l'effetto benefico del peso non riesce a contrastare gli effetti negativi dell'azione termica. I livelli di carico minimo crescono con il progredire dell'esposizione al fuoco, quindi il range di carico ammissibile per l'arco analizzato si assottiglia nel tempo.

4. CONCLUSIONI

Dai modelli di calco esposti nei paragrafi precedenti, e relativi all'analisi strutturale degli archi in muratura soggetti ad elevate temperature, si possono trarre le seguenti conclusioni:

- Il massimo carico sopportabile dagli archi decresce con il crescere del tempo di esposizione al fuoco
- Contemporaneamente il minimo carico variabile che assicura all'arco la forza necessaria a sopportare l'incendio cresce con il tempo di esposizione al fuoco
- Per ogni tipologia di arco è dunque necessario definire, con il progredire dell'incendio, l'intervallo dei carichi ammissibili.
- Tale intervallo, definito in questa sede con un modello di calcolo di tipo generale, non può essere calcolato con i tradizionali metodi di calcolo a rottura.

È altresì necessario rimarcare che i risultati ottenuti sono esclusivamente di tipo teorico, e che ulteriori e mirate indagini sperimentali sono necessarie per validare gli approcci numerici proposti.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Nadjai A., O'Garra M., Ali F.A., Lavery D. (2003). "Numerical model for the behaviour of masonry under elevated temperatures", *Fire and materials*, vol. 27, n°4, pp. 163-182.
- [2] Heyman J. (1995). *The Stone Skeleton: Structural Engineering of Masonry Architecture*, Cambridge University Press
- [3] UNI ENV 1996 -1 -2 -Eurocodice6 -Progettazione delle strutture in muratura. Parte 1 -2: Regole generali Progettazione della resistenza all'incendio.
- [4] Colaninetti G. (1953). *Scienza delle costruzioni - Teoria generale dell'equilibrio*, Torino, Edizioni scientifiche Einaudi.
- [5] CDM Dolmen & omnia IS srl (2009). "IS Fuoco – Manuale Utente", Versione 09, Torino.
- [6] Fantilli A.P., Ferretti D., Iori I., Vallini P. (1998). "Flexural Deformability of Reinforced Concrete Beams", *ASCE Journal of Structural Engineering*, vol. 124, n°9, pp. 1041-1049.
- [7] Vallini P., (1989). "Analisi a stato limite ultimo delle strutture in C.A.-C.A.P. algoritmi per il calcolo automatico e problemi di convergenza", *Atti dell'Accademia delle Scienze di Torino, I- Classe delle Scienze Fisiche, Matematiche e Naturali*, Vol. 123, Fasc. 5-6, pp. 172-186.