

CASI LIMITE DI PREVENZIONE INCENDI

“Casi Limite di Prevenzione Incendi”

La disciplina della **Prevenzione Incendi** ha fatto passi da gigante e ormai anche la normativa si è strutturata in maniera molto organica sicché, per la maggior parte dei casi, una buona formazione, un adeguato tirocinio e tanta passione, con l'ausilio del **Codice Prevenzione Incendi** e delle norme da esso individuate, rendono possibile effettuare la progettazione antincendio in maniera più che adeguata. Come in ogni disciplina, le casistiche progettuali sono infinite e non sempre esistono soluzioni conformi pienamente adeguate. In questi casi, è il **Professionista Antincendio**, forte della sua esperienza e competenza, a individuare soluzioni “alternative” efficaci. Ma, pur riconoscendo l'eccellente livello delle nostre normative, possono verificarsi situazioni in cui la loro applicazione risulta interpretabile o non del tutto risolutiva per il caso specifico. In questi frangenti, il **Progettista Antincendio** deve ancor più mettere in campo le proprie competenze ed esperienza. Ecco, la rubrica **“Casi limite di Prevenzione Incendi”**

che nasce con l'obiettivo di esplorare e approfondire i cosiddetti casi “limite”, ossia quelle situazioni critiche che rappresentano una sfida per la progettazione, la gestione e/o la prevenzione dei rischi legati all'incendio. Questi casi comprendono situazioni di difficile interpretazione o borderline, in cui le soluzioni codificate potrebbero non risultare sufficienti o richiedere adattamenti significativi, oppure, al contrario, in cui alcune semplificazioni normative ci sembrano non adeguatamente cautelative rispetto ai rischi potenziali. L'analisi di questi contesti offre spunti preziosi per migliorare le pratiche esistenti e sviluppare approcci innovativi, ma al tempo stesso ci conduce in aree in cui, come Professionisti, ci assumiamo responsabilità non pienamente coperte dal quadro normativo vigente. Questo comporta un'esposizione a maggiori rischi professionali, rendendo indispensabile una piena consapevolezza delle implicazioni tecniche e delle relative tutele. Il focus della rubrica è sulle **Soluzioni Progettuali**, motivo per cui considereremo, in linea generale, tutti gli elementi a monte come l'ipotesi del Problema, ossia: **obiettivi, valutazione del rischio d'incendio, profili di rischio, strategia complessiva e livelli di prestazione**. È evidente che, se gli obiettivi risultassero eccessivamente stringenti, potrebbero non esistere soluzioni tecniche adeguate. L'iniziativa mira a stimolare il dibattito tecnico e la crescita professionale, esplorando la frontiera di questa disciplina. Ogni contributo ha l'obiettivo di evidenziare situazioni critiche, condividere casi studio e proporre soluzioni efficaci per la prevenzione e la gestione degli incendi, anche in scenari complessi e di difficile interpretazione. Questa rubrica del Consiglio Nazionale degli Ingegneri sarà coordinata dagli Ing.

Tiziana Petrillo (Consigliera del CNI, delegata alla sicurezza e prevenzione incendi) e Livio Izzo (Commissione Sicurezza Ordine Ingegneri di Bergamo).

Una nuova rubrica per mettere in luce quei casi di prevenzione incendi un po' negletti dalle norme che impegnano i professionisti a navigare in acque non ben conosciute



Il ruolo dei collegamenti nelle valutazioni di resistenza al fuoco

DI CHIARA CROSTI* E ANDREA MARINO**

Nella misura S.2 del **Codice di prevenzione incendi** si trova esplicitata la finalità della resistenza al fuoco, ovvero “garantire la capacità portante delle strutture in condizioni di incendio, nonché la capacità di compartimentazione, per un tempo minimo necessario al raggiungimento degli obiettivi di sicurezza di prevenzione incendi”.

Quando si parla di resistenza al fuoco, perciò, si è soliti pensare alla capacità che gli elementi componenti una struttura posseggono in condizioni di incendio. Ma non bisogna dimenticare che sono i collegamenti a legare gli elementi tra loro e a rendere solida e performante una struttura.

Le normative italiane ed europee forniscono le verifiche da compiere; in particolare, nel paragrafo 4.2.8 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) si riportano le formule da utilizzare nel caso di unioni con bulloni e chiodi, collegamenti con perni, unioni saldate etc.

Per quanto riguarda la resistenza al fuoco, invece, nel paragrafo 2.2.3 delle NTC 2018 si parla di sicurezza antincendio, specificando che “quando necessario,

i rischi derivanti dagli incendi devono essere limitati progettando e realizzando le costruzioni in modo tale da garantire la resistenza e la stabilità degli elementi portanti, nonché da limitare la propagazione del fuoco e dei fumi,” per poi specificare, nei capitoli successivi, che le verifiche di resistenza al fuoco potranno eseguirsi seguendo gli Eurocodici di riferimento.

Se si ha a che fare con strutture di nuova realizzazione, spesso il problema, quando si parla di resistenza al fuoco, è che la tendenza progettuale risulta scorretta: si procede con il verificare le strutture in caso di azione incendio, spesso dopo averle già progettate nei confronti di altre azioni o averle già costruite, e raramente si progetta la struttura per renderla resistente all'incendio. Questo vuol dire che l'ingegnere strutturista che si occuperà della valutazione di resistenza al fuoco si troverà davanti a una struttura progettata per resistere a neve, vento, sisma etc., ma molto probabilmente non in grado di sopportare l'azione dell'incendio. Quand'anche si proceda con le verifiche di resistenza al fuoco della struttura, i collegamenti, spesso, vengono trascurati o non verificati.

Allo stesso modo, nel caso di strutture esistenti, il problema

si pone in maniera altrettanto importante, se non ancora di più, poiché, non essendo quasi mai progettate per resistere ai cimenti termici derivanti da un incendio, le prestazioni della struttura risultano ancora più difficili da raggiungere; in tale quadro, inoltre, per i collegamenti, che rappresentano l'elemento più vulnerabile dell'intera struttura, spesso viene addirittura omessa la loro verifica in tali condizioni. Lo scopo di questo contributo, nel quadro più ampio della progettazione e della verifica delle strutture in condizioni d'incendio (cosiddetta resistenza al fuoco), è quello di porre l'attenzione sulle verifiche che devono essere condotte sui collegamenti tra elementi strutturali quando si parla di resistenza al fuoco, fornendo indicazioni normative e considerazioni con l'ausilio di un caso studio analizzato.

AZIONE INCENDIO

L'azione incendio è classificata nelle NTC 2018 come una delle azioni eccezionali, insieme agli urti e alle esplosioni. La combi-

nazione eccezionale delle NTC o dell'EC1 prescrive di considerare, insieme all'azione incendio, essenzialmente solo i carichi gravitazionali permanenti e una parte di quelli variabili. Non si considera la simultaneità con nessun'altra azione eccezionale, né tantomeno con sisma e/o vento.

Questo porta a pensare, nella maggior parte dei progettisti, che la struttura debba essere verificata a soli carichi verticali e non si generino, ad esempio, sollecitazioni sui controventi, che vengono considerati scarichi.

In realtà, l'azione incendio genera forti dilatazioni che, se contrastate, generano sforzi di compressione aggiuntivi (o trazione a seconda della situazione specifica) che non possono essere trascurati e vanno tenuti in conto sin dalla fase 0 della progettazione della struttura, consistente nella sua completa conoscenza meccanica e geometrica.

Si pensi, ad esempio, a un collegamento a taglio: i bulloni, normalmente progettati per resistere al taglio dato dalla combinazione

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

allo SLU, devono essere in grado di resistere anche al taglio che si genera per effetto dell'espansione termica generata dai cementi termici dovuti all'incendio.

A temperatura ambiente, le sollecitazioni date dalla combinazione eccezionale sono ovviamente più basse di quelle che si generano per effetto, ad esempio, della combinazione con sisma, dal momento che i fattori parziali di sicurezza sono unitari.

Ma è noto che un'analisi di resistenza al fuoco richiede una valutazione con analisi transienti non stazionarie, cioè al passare del tempo. Ciò implica che le sollecitazioni stesse varieranno nel tempo, raggiungendo picchi di compressione o trazione che non sono stati considerati nel progetto a freddo.

Quella che è stata progettata come connessione a taglio semplice, in caso di incendio potrebbe manifestare, ad esempio, anche sollecitazioni di trazione non considerate nel progetto a freddo: ciò aiuta a capire quanto possa essere importante progettare e verificare i collegamenti in condizioni d'incendio.

ASPETTI NORMATIVI

Nelle **Norme Tecniche delle Costruzioni 2018** (NTC 2018), i collegamenti o le unioni sono un aspetto fondamentale per garantire la stabilità e la sicurezza strutturale degli edifici e delle infrastrutture.

Nel paragrafo 4.4.9 si legge "i collegamenti tra gli elementi strutturali devono essere progettati in numero, posizione, resistenza, rigidità tali da garantire la trasmissione delle sollecitazioni di progetto allo stato limite considerato in coerenza ai criteri adottati nello svolgimento dell'analisi strutturale".

Le norme forniscono indicazioni dettagliate sui vari tipi di collegamenti tra i diversi elementi strutturali, come travi, pilastri, fondazioni e altri componenti. Si riportano le verifiche da sviluppare nel caso di unioni a taglio saldate e gli accorgimenti da seguire per i collegamenti tra elementi prefabbricati.

Per le verifiche dei collegamenti a caldo, in condizioni di incendio, si deve far riferimento a normative di comprovata affidabilità.

Nel caso di collegamenti in acciaio, ad esempio, si fa riferimento a quanto prescritto nella **UNI EN 1993-1-2**, che permette di valutare come verificare la resistenza dei collegamenti in condizioni di incendio.

Nella citata normativa, si specifica che al progettista non è richiesta alcuna verifica specifica dei collegamenti in acciaio in caso di incendio, purché siano verificate le seguenti condizioni:

- la resistenza termica della protezione antincendio del giunto deve essere superiore al valore minimo di resistenza della protezione antincendio

T (°C)	K_{ϕ} elements	K_{ϕ} bolts	K_{ϕ} welds
20	1,0000	1,0000	1,0000
100	1,0000	0,9680	1,0000
150	1,0000	0,9520	1,0000
200	1,0000	0,9350	1,0000
300	1,0000	0,9030	1,0000
400	1,0000	0,7750	0,8760
500	0,7800	0,5500	0,6270
600	0,4700	0,2200	0,3780
700	0,2300	0,1000	0,1300
800	0,1100	0,0670	0,0740
900	0,0600	0,0330	0,0180
1000	0,0400	0,0000	0,0000
1100	0,0200	0,0000	0,0000
1200	0,0000	0,0000	0,0000

Figura 1. Fattori di riduzioni delle resistenze, Eurocodice 3 parte 1.2

applicata ad ognuno degli elementi;

- il tasso di lavoro del giunto deve essere inferiore al valore massimo del tasso di lavoro degli elementi collegati.

È bene precisare che il tasso di lavoro di cui si parla fa riferimento a quello dovuto alla combinazione eccezionale a temperatura ambiente.

Un'attenta interpretazione di quanto riportato nell'**Eurocodice 3** rivela che, se gli elementi strutturali non sono protetti, anche i collegamenti possono non esserlo. Inoltre, se un elemento è sovradimensionato al fine di poter raggiungere un definito tempo di resistenza al fuoco, anche i collegamenti dovranno esserlo.

Ovviamente non è sempre possibile "sovradimensionare" un collegamento; si pensi, ad esempio, a un collegamento saldato: in alcuni casi, per mantenere un tasso di lavoro minore o comunque uguale a quello degli elementi collegati, può essere necessario realizzare cordoni d'angolo eccessivi. A tal punto risulterà più conveniente realizzare un nodo a completo ripristino.

Inoltre, aspetto interessante è che, nella maggior parte degli attuali metodi di progettazione, l'ipotesi di base è che i componenti del giunto e gli elementi di supporto abbiano lo stesso tasso di riduzione della resistenza, ma non è così, come evidenzia la **Figura 1**, che confronta i fattori di riduzione della resistenza per elementi, bulloni e saldature.

Dalla **Figura 1** si nota che, tra i 350 °C e 1000 °C, la resistenza della saldatura si riduce più rapidamente di quella del componente collegato. Allo stesso modo, tra 100 °C e 1000 °C, la resistenza dei bulloni si riduce più rapidamente di quella del componente collegato.

La maggior parte dei collegamenti in acciaio è costituito da bulloni e saldature ed è, pertanto, piuttosto difficile capire quali di questi componenti governerà la prestazione del giunto.

Sulla base di quanto detto, un collegamento avrà un maggior decremento di resistenza rispetto agli elementi collegati. Osservando quanto prescritto nella

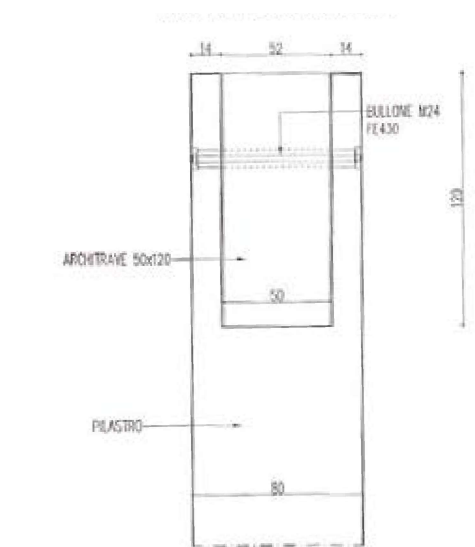
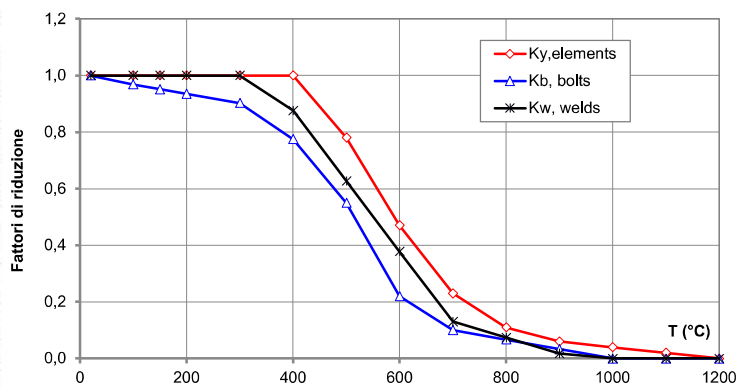


Figura 2. Esempio di collegamento pilastro-trave mediante perno metallico

Tabella D-1 dell'EC3 parte 1.2, si nota che, dopo i 900 °C, i collegamenti sia bullonati sia saldati non offrono più resistenza e si può pensare, pertanto, al *failure* del collegamento stesso.

Da qui una prima considerazione: se il *failure* del collegamento non può avvenire, ciò si concretizza progettualmente nel non utilizzo di elementi con sezioni il cui riscaldamento possa portare al raggiungimento di tale temperatura!

Ovviamente questo implica un'ottimizzazione strutturale che, come prevedibile, richiede una maggiore massività degli elementi principali rispetto a quelli secondari.

Un altro aspetto importante è la determinazione della temperatura nel collegamento. L'Eurocodice 3 nella parte 1-2 suggerisce di valutare la temperatura dei giunti utilizzando il valore locale di A/V delle parti che formano il collegamento. Per i giunti non protetti, la temperatura può essere inoltre calcolata come $2/t$, dove "t" è lo spessore totale delle piastre d'acciaio collegate nella parte più sottile del collegamento. In genere, a favore di sicurezza, nelle unioni metalliche si tende ad attribuire al collegamento la stessa temperatura degli elementi che unisce, anzi, la temperatura

maggiore tra quella degli elementi che convergono nel nodo oggetto di studio.

Questo si fa in parte per ottenere una valutazione cautelativa, ma anche perché non esiste ad oggi un metodo speditivo per calcolare la temperatura dei componenti di un qualsiasi collegamento.

L'EC3 parte 1.2, nell'appendice D, ad esempio, riporta un metodo per determinare il profilo di temperatura all'interno del collegamento, il quale poi viene utilizzato per ricavare i fattori di riduzione corrispondenti alla posizione dei singoli componenti. È importante specificare che, nei collegamenti tra elementi metallici, tuttavia, la temperatura nel collegamento sarà inferiore rispetto a quella raggiunta dagli elementi che questi connettono per via della maggiore massività del collegamento stesso, ma anche per gli effetti di schermatura da parte dei componenti collegati.

Nel caso di elementi prefabbricati, invece, i perni si trovano spesso all'interno dell'elemento e, quindi, non essendo esposti all'azione incendio, mantengono temperature piuttosto contenute. Si veda, ad esempio, il caso di collegamento tra trave e pilastro mediante perno metallico della **Figura 2**.

Nel caso di collegamenti tra elementi prefabbricati, la normativa NTC 2018, nel paragrafo 7.4.5.2, riporta: "I collegamenti tra gli elementi prefabbricati - e tra questi e le fondazioni - condizionano in modo sostanziale il comportamento statico dell'organismo strutturale e la sua risposta sotto azioni sismiche. I collegamenti tra gli elementi prefabbricati, strutturali e non, devono essere appositamente progettati per garantire le condizioni di vincolo previste dallo schema strutturale adottato e per possedere capacità di spostamento e di resistenza maggiori delle corrispondenti domande. I dispositivi meccanici che realizzano tali collegamenti devono essere qualificati secondo le procedure di cui al § 11.8. Per strutture a telaio i collegamenti tra elementi monodimensionali (trave-pilastro) devono garantire la congruenza degli spostamenti verticali e orizzontali, e il trasferimento delle sollecitazioni deve essere assicurato da dispositivi meccanici. A questo vincolo può accoppiarsi, all'altro estremo della trave, un appoggio mobile. L'ampiezza del piano di scorrimento deve risultare, con ampio margine, maggiore dello spostamento dovuto all'azione sismica." Questo implica che è necessario progettare e verificare i collegamenti in modo da consentire all'unione di assorbire le sollecitazioni dovute all'azione sismica, senza subire *failure*. Ma il progetto per azione sismica garantisce la stessa prestazione anche in caso di azione incendio?

Di seguito si riporta un caso studio di una struttura esistente degli anni '70, costituita da elementi prefabbricati, progettata e verificata con le normative del tempo di costruzione.

ESEMPIO DI CASO DI STUDIO

Si prenda il caso di un capannone industriale realizzato negli anni '70 con elementi prefabbricati in c.a. e c.a.p., avente pilastri rettangolari in c.a. 70x50 cm² e 80x60 cm², travi Y di copertura in c.a.p. e travi principali rettangolari in c.a.p. 50x120 cm² (**Figura 3**)

Per la struttura in esame è stata

SEGUE A PAG.10

Casi Limite di Prevenzione Incendi

SEGUE DA PAG. 9

svolta una verifica di resistenza al fuoco con modelli analitici avanzati (FDS per le analisi fluido-dinamiche e SAFIR per le analisi termo-strutturali), seguendo quanto prescritto nel Codice di Prevenzione Incendi nel caso di soluzione alternativa di resistenza al fuoco.

Nello specifico, per la struttura in esame si richiede il soddisfacimento del livello di prestazione II della misura S.2 di resistenza al fuoco con soluzione alternativa; quindi, è richiesta la verifica della capacità portante per un tempo pari almeno a 15 minuti (che, nel caso specifico, è maggiore del 100% RSET) e sulla modalità di collasso, scelto di tipo implosivo, ovvero verso l'interno dell'attività.

Le analisi termo-strutturali, svolte con riferimento ai cementi termici generatisi nei diversi scenari fluidodinamici, hanno dimostrato che la capacità portante della struttura in condizioni d'incendio è maggiore dei 15 minuti richiesti, con una tendenza al collasso implosivo.

Il tutto, però, è valido nell'ipotesi in cui i collegamenti tra gli elementi strutturali garantiscano la loro funzione prima dell'eventuale collasso globale della struttura stessa. Spesso e volentieri, infatti, il professionista che si occupa di condurre

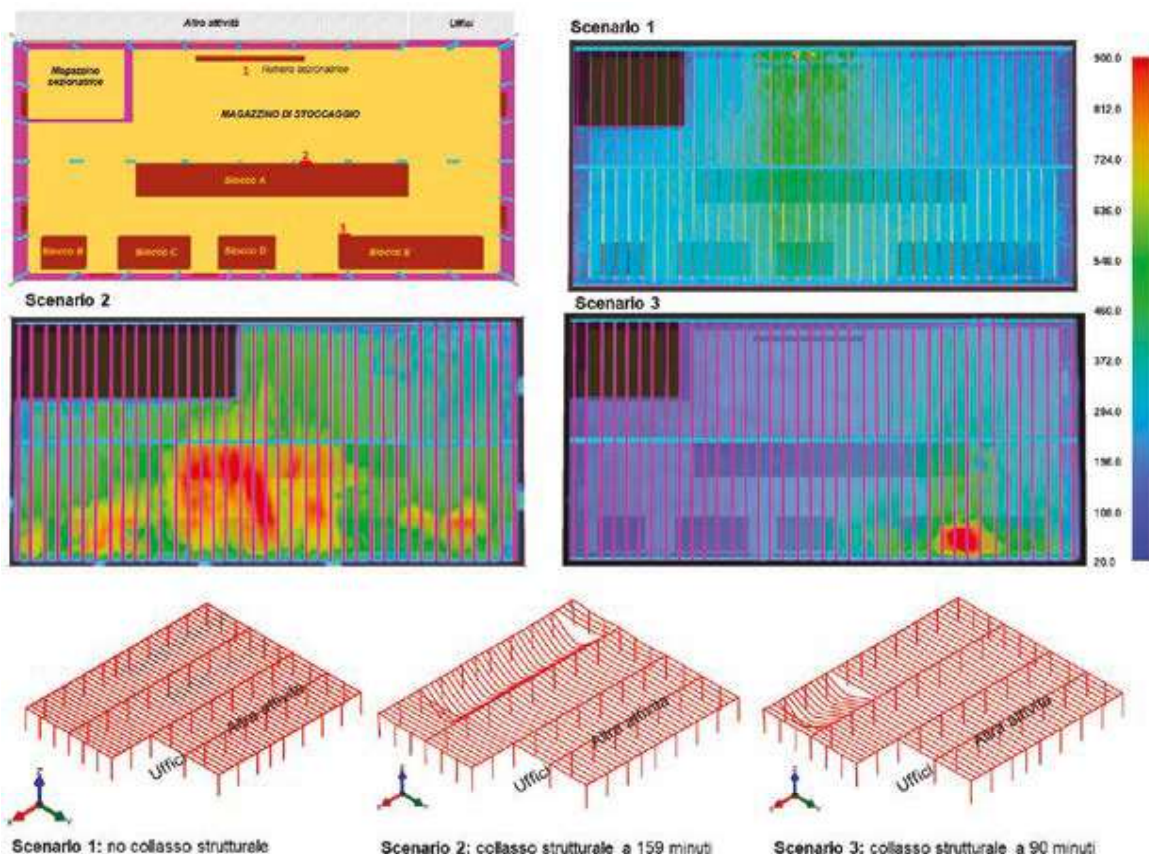


Figura 3. Esempio di propagazione delle fiamme (modello FDS) e deformata strutturale (SAFIR) in corrispondenza dell'arresto delle analisi termo-strutturali (t=159 min)

VERIFICA ANCORAGGI SISMICI (anni '70)

Travi Y-95 di copertura - architravi (capannone)

Per l'azione sismica tra la travi Y-95 di copertura e le architravi rettangolari si trasmette una forza di taglio pari a:

$$T_{max} = 0.07 \times (0.33 \times 130 \times 2.6 \times 30 \times 2.6454) \times (24.8/2) = 541 \text{ kg}$$

Tale forza deve essere trasmessa da un bullone Φ_{MIN} 12 mm collegato alle architravi principali. Verifica bullone Φ 12 in acciaio FE430:

$$\tau_{spinotto} = T_{max} \times (4/3)/1.13 = .638 \text{ kg/cm}^2 < \tau_{adm} = 1900/3^{0.5} = 1097 \text{ kg/cm}^2$$

PARTICOLARE ANCORAGGIO TRAVE Y-95 CON ARCHITRAVE RETTANGOLO

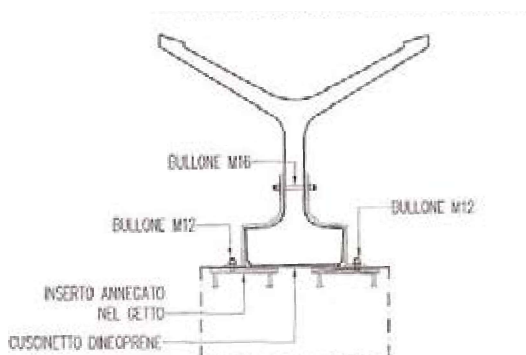


Figura 4. Particolare di ancoraggio trave di copertura e trave principale e relativa verifica

Norme Tecniche delle Costruzioni 2018

Nel caso di presenza combinata di trazione e taglio si può adottare la formula di interazione lineare:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1$$

con la limitazione $\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$, dove con $F_{v,Ed}$ e $F_{t,Ed}$ si sono indicate rispettivamente le sollecitazioni di taglio e di trazione agenti sull'unione; per brevità, le resistenze a taglio e a trazione dell'unione sono state indicate con $F_{v,Rd}$ e $F_{t,Rd}$.

Eurocodice 3 parte 1-2

(1) La resistenza al fuoco per bullone caricato a taglio deve essere determinata da:

$$F_{v,Rd,fi,t} = F_{v,Rd} K_{b,\theta} \frac{\gamma M_2}{\gamma M_{fi}} \text{ ma } F_{v,Rd,fi,t} \leq F_{v,Rd} \quad (D.1)$$

Dove

$K_{b,\theta}$ è il fattore di riduzione determinato per la temperatura appropriata del bullone dalla Tabella D.1;

$F_{v,Rd}$ è la resistenza di progetto a taglio del bullone per piano di taglio, calcolata assumendo che il piano di taglio passi attraverso la filettatura del bullone (EN 1993-1-8: 2024, Tabella 5.7);

γM_2 è il fattore parziale a temperatura normale;

γM_{fi} è il fattore parziale per le condizioni di incendio.

(2) La resistenza di progetto a pressione per bullone in caso di incendio dovrebbe essere determinata da:

$$F_{b,Rd,fi,t} = F_{b,Rd} K_{b,\theta} \frac{\gamma M_2}{\gamma M_{fi}} \text{ ma } F_{b,Rd,fi,t} \leq F_{b,Rd} \quad (D.2)$$

Dove

$F_{b,Rd}$ è la resistenza portante di progetto per bullone determinata dalla tabella 5.7 della EN 1993-1-8: 2024;

$K_{b,\theta}$ è il fattore di riduzione determinato per la temperatura appropriata del bullone dalla Tabella D.1.

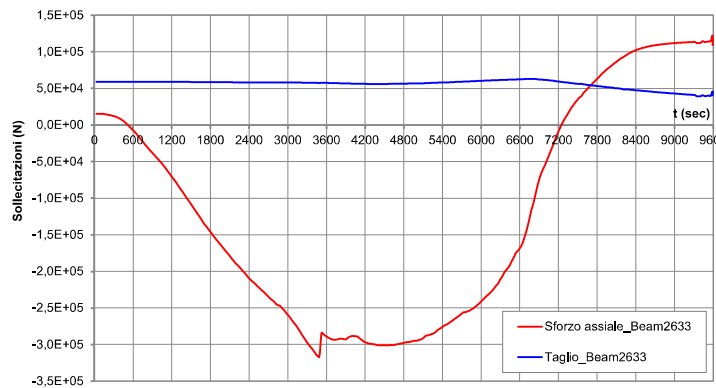


Figura 5. Andamento delle sollecitazioni assiali e di taglio nella trave di copertura maggiormente sollecitata termicamente e staticamente

la verifica di resistenza al fuoco si concentra solo ed esclusivamente sugli elementi strutturali, supponendo il "buon" comportamento dei collegamenti. Di particolare importanza, sia per il mantenimento della capacità portante, sia per la dinamica di un eventuale collasso implosivo, è quindi lo studio del comportamento dei collegamenti tra le travi di copertura e quelle principali.

Il collegamento in questione è stato progettato per resistere a un'azione sismica calcolata con le normative vigenti al tempo. Dalla relazione di calcolo, si legge che i bulloni da verificare a taglio sono M12 in acciaio Fe430 (Figura 4). Al fine di controllare lo "stato di salute" di tali collegamenti, si procede con verifiche sulle unioni

che collegano gli elementi più sollecitati termicamente e staticamente.

Si prende, ad esempio, la trave di copertura con fattore di utilizzo maggiore disposta proprio in corrispondenza della zona in cui si registrano temperature dei gas caldi maggiori per lo scenario d'incendio 2. Di seguito, in Figura 5, si riporta l'andamento nel tempo dello sforzo assiale e della sollecitazione tagliante.

La verifica di resistenza al fuoco dei bulloni M12 viene svolta considerando che la temperatura sia pari a quella della frontiera del tegolo in c.a.p., valutando l'andamento nel tempo della $F_{v,Ed}$ e della $F_{t,Ed}$, si veda Figura 5, e il fatto che le $F_{v,Rd}$ e $F_{t,Rd}$ diminuiscono al crescere della temperatura. Si

riporta, per completezza di informazioni, un'analisi termica di un bullone M12 soggetto alla stessa curva naturale della trave di collegamento di Figura 6, applicata però solo alla testa del bullone, che risulta essere la parte esposta all'incendio. Si nota una differenza di temperatura di circa 300 °C (Figura 7).

Come si nota nella Figura 8, la verifica del collegamento tra la trave di copertura e la trave principale non risulta più soddisfatta una volta raggiunti 42 minuti di durata di incendio.

Le sollecitazioni particolarmente elevate che si generano nelle travi di copertura dipendono dalla rigidità elastica assunta per i collegamenti in fase di modellazione; l'aver inserito rilasci

rotazionali all'estremità dei tegoli (simulando il comportamento a cerniera del collegamento) è sicuramente un aspetto a favore di sicurezza. La situazione reale sarà ragionevolmente meno restrittiva rispetto all'ipotesi di modellazione fatta.

Per essere più precisi, inoltre, per calcolare la variazione delle resistenze si dovrebbe prendere in considerazione il valore della temperatura del bullone e non del bordo del calcestruzzo della sezione della trave di copertura su cui insiste il collegamento. Poiché, tuttavia, tale verifica garantisce comunque una capacità portante di oltre 15 minuti, si mantiene tale approssimazione, anche se particolarmente cautelativa.

La capacità portante della strut-

tura in esame non può quindi essere di 159 minuti, come da risultati delle analisi termo-strutturali, ma sarà governata dal failure dei collegamenti, che avviene dopo 42 minuti.

CONCLUSIONI

La progettazione strutturale in condizioni d'incendio prevede, come per quella con le azioni a freddo, il dimensionamento e la verifica degli elementi strutturali e dei collegamenti tra gli stessi.

I collegamenti, protagonisti di questo focus, richiedono un'attenzione specifica da parte del progettista, dal momento che non sono calcolati dagli strumenti di calcolo ad oggi a disposizione dei progettisti, ma richiedono un dimensionamento a parte.

Risulta non immediato e non banale valutare l'andamento, durante l'incendio, dei campi di temperatura all'interno degli elementi costituenti il collegamento: per tale motivo, spesso, si effettuano valutazioni semplificate e conservative. Si è visto, con l'ausilio dell'esempio illustrato, che la resistenza al fuoco di un collegamento può caratterizzare quella di un'intera struttura, quando è minore di quella degli elementi che collega; pertanto, il progettista strutturale deve sempre avere in mente l'essenza del suo lavoro, non affidandosi integralmente ai calcoli, anche a quelli più avanzati, ma ricordandosi che la loro interpretazione resta in capo a sé, nonché il significato fisico delle risultanze delle analisi. Per quanto possano risultare affascinanti e accattivanti tutte le post elaborazioni di un codice di calcolo avanzato in condizioni di incendio, il giudizio finale sulle risultanze resta in capo al progettista: e questo non può prescindere, tecnicamente e fisicamente parlando, dalle valutazioni strutturali in condizioni d'incendio condotte sui collegamenti.

* INGEGNERE CMLE STRUTTURISTA, PHD, LIBERO PROFESSIONISTA

** INGEGNERE CIVILE STRUTTURISTA, PHD, DIRIGENTE CNVVF

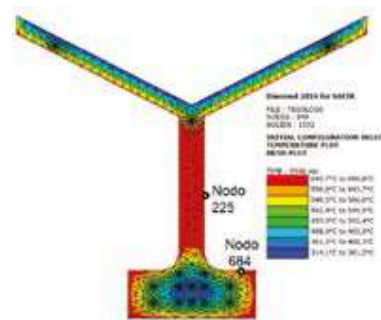


Figura 6. Temperatura trave Y95 zona 0, nodo 684 e 220, SAFIR; Scenario 2

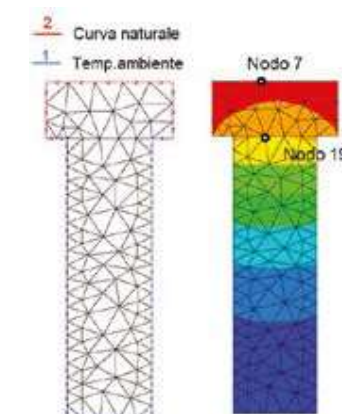


Figura 7. Andamento delle temperature nel bullone, SAFIR, Scenario 2

