



POLITECNICO DI MILANO

Facoltà di Ingegneria Edile – Architettura

Corso di laurea magistrale in Ingegneria dei Sistemi Edilizi

Il requisito di resistenza al fuoco di capannoni industriali

Relatore: Prof. Paolo SETTI

Tesi di Laurea di Mattia SERGI
Mr: 767192

INDICE

ABSTRACT	7
INTRODUZIONE	9
1. DIFFERENZE STRUTTURALI TRA CAPANNONI NUOVI E ESISTENTI	11
1.1 Capannoni esistenti	12
1.2 Capannoni nuovi	13
2. CAPANNONI ESISTENTI	17
2.1 Volte a botte	18
2.1.1 Aspetti costruttivi	18
2.1.2 Posa in opera della volta a botte	21
2.1.3 Aspetti geometrici	22
2.1.4 Tipologia statica	22
2.2 Tecniche di consolidamento delle volte	28
2.2.1 Principali metodi adottati	28
2.2.2 Arco armato	30
3. PRINCIPALI TIPOLOGIE DI COPERTURE PER CAPANNONI INDUSTRIALI	35
3.1 Capannoni con struttura in acciaio	36
3.1.1 Generalità	36
3.1.2 Schemi statici	38
3.1.3 Tipologie di coperture	40
3.2 Capannoni con struttura prefabbricata	43
3.2.1 Generalità	43
3.2.2 Schemi statici	46
3.2.3 Tipologie di coperture	53
3.3 Capannoni con struttura in legno lamellare	64
3.3.1 Generalità	64
3.3.2 Schemi statici	65
3.3.3 Tipologie di coperture	71
3.4 Capannoni con struttura in laterocemento	72
3.4.1 Generalità	72
4. QUADRO NORMATIVO INERENTE AI CAPANNONI INDUSTRIALI	77
4.1 Evoluzione normativa del requisito di resistenza al fuoco (struttura in acciaio)	78
4.1.1 La circolare n.91 del 1961	78
4.1.2 Il D.M. 9 Marzo 2007	79
4.2 Attribuzione del requisito di resistenza al fuoco	82
4.2.1 La circolare n.91 del 1961	82
4.2.2 Il D.M. 16 Febbraio 2007	84
4.3 Confronto tra presente e passato	85
4.3.1 Stato di classe	85
4.3.2 Stessa classe ma requisiti chiesti differenti	85
4.3.3 La classe R15	86

5. POSSIBILI INTERVENTI SUI CAPANNONI ESISTENTI	89
5.1 Motivi per procedere con una riqualificazione	90
5.2 Problematiche legate alla riqualificazione	90
5.2.1 Procedure per l'ottenimento della riqualificazione	90
5.2.2 Fattore di utilizzo	91
5.2.3 Cambiamenti nella progettazione a freddo	92
5.2.4 Progettazione agli stati limite	92
6. SCENARI D' INCENDIO	97
6.1 Curve nominali	98
6.2 Curve parametriche	99
6.3 Curve di incendi localizzati	103
6.4 Confronto tra i casi analizzati	105
6.5 Velocità di rilascio di calore Q	106
7. COMPORTAMENTO DELL' ACCIAIO SOTTO L' AZIONE DEL FUOCO	111
7.1 Proprietà termiche	112
7.2 Proprietà meccaniche	113
7.2.1 Componenti della deformazione	113
7.2.2 Deformazioni termiche	114
7.2.3 Deformazione dovuta alla viscosità	115
7.2.4 Deformazione meccanica	115
7.2.5 Resistenza allo snervamento e resistenza convenzionale	115
7.2.6 Modulo elastico	116
7.2.7 Valori di progetto	117
7.3 Calcolo della temperatura per elementi in acciaio non protetti	121
7.3.1 Fattore di sezione	121
7.3.2 Impiego di formule semiempiriche	121
7.3.3 Metodo passo-passo	122
8. PROGETTAZIONE E VERIFICHE DELLE STRUTTURE IN ACCIAIO SOGGETTE AL FUOCO	130
8.1 Progettazione di singoli elementi esposti al fuoco	131
8.1.1 Elementi in trazione	132
8.1.2 Elementi di classe 1 e 2 soggetti a flessione	133
8.1.3 Instabilità torsionale laterale	135
8.1.4 Elementi di classe 3 soggetti a flessione	136
8.1.5 Elementi di classe 1,2 e 3	138
8.1.6 Elementi di classe 1,2 e 3 soggetti a presso-flessione	140
8.2 Progettazione di insiemi strutturali esposti al fuoco	142
8.2.1 Telai	142
8.2.2 Iperstaticità	142
8.2.3 Collasso "a catena" o "incontrollabile"	143
8.2.4 Continuità	143
8.2.5 Progettazione in campo plastico	149

9. ANALISI ANALITICHE AVANZATE	154
9.1 Applicazione del metodo avanzato con curva standard ISO 834	155
9.1.1 Oggetto	155
9.1.2 Obiettivo	155
9.1.3 Tipologia strutturale	156
9.1.4 Elementi significativi ai fini della verifiche al fuoco	167
9.1.5 Verifica della resistenza al fuoco	171
9.2 Applicazione del metodo avanzato con incendio localizzato	192
9.2.1 Individuazione fuoco	192
9.2.2 Analisi delle potenze liberate durante l'incendio	192
9.2.3 Temperature dei gas sopra al plume in un incendio localizzato	194
9.2.4 Temperature in un ambiente con incendio localizzato	196
10. CONCLUSIONI	200
BIBLIOGRAFIA	204
Libri e testi di riferimento	204
Siti internet di riferimento	204
Normativa di riferimento	205
INDICE DELLE FIGURE	208

Abstract

Il presente testo fornisce un elenco dettagliato di tutte le tipologie, schemi statici esistenti per la costruzione di edifici industriali.

Esso affronta i problemi della riqualificazione e dell'adeguamento alla normativa vigente per tali edifici. Questi problemi, dovuti ad una diversa presa di posizione nei confronti delle strutture, si traducono, in primo luogo, in una minor valutazione della resistenza degli elementi soggetti all'azione del fuoco e, in secondo luogo, ad una maggior richiesta di certezze della risposta strutturale, a partire dagli edifici ai quali vengono richiesti bassi valori di resistenza al fuoco.

A tali fattori che sono unicamente dovuti ad un cambiamento di linea della normativa antincendio, si devono sommare anche le modifiche apportate dalle normative per la progettazione a freddo.

Visto il vasto argomento dato dalle numerose tecniche e materiali esistenti per costruire tali edifici, si sono studiati a livello normativo solo i capannoni industriali in acciaio.

Si è affrontato il problema analizzando in un primo momento, l'evoluzione normativa, sia a caldo che a freddo, in modo da poter confrontare e valutare l'evoluzione della sicurezza delle strutture esposte al fuoco e gli obiettivi che si prefigge di raggiungere l'ingegneria antincendio. In un secondo momento si è analizzato e valutato la resistenza al fuoco delle strutture a livello teorico, tramite analisi sezionali, analisi elasto-plastica di porzione delle strutture e codici di calcolo avanzati.

Il testo viene completato con l'analisi di un edificio di diversa struttura (per avere una più completa panoramica su tale argomento) tramite un software agli elementi finiti di un caso reale "*Complesso industriale sito in via Caporizzuto 57 (MI)*" fornito dallo studio *FSC Engineering srl*, dove è stata verificata la resistenza al fuoco di pilasti, travi in c.a., volte in laterocemento e travetti prefabbricati in presenza o assenza di tecniche di consolidamento, nel caso specifico di catene di contrasto intradossale in acciaio.

Infine si è ipotizzato un capannone industriale con determinate dimensioni, aperture e focolaio localizzato, per dimostrare come la normativa vigente del Marzo del 2007 fondamentale è inappropriata in quanto per edifici di grande volumetria come nel nostro caso l'uso della curva standar ISO 834 a discapito di un approccio di incendio localizzato è fondamentalemente errato.

Introduzione

Il presente testo è stato redatto con lo scopo di risolvere una serie di problemi inerenti agli edifici industriali volti esistenti, trattando praticamente grazie a un caso reale strutture con tavelloni e travetti prefabbricati in calcestruzzo e strutture con pignatte e travetti gettate in opera, inoltre si è trattato teoricamente capannoni volti in acciaio dato il problema che si sta verificando negli ultimi anni legato alla scadenza e al rinnovo dei Certificati di Prevenzione Incendi, rilasciati dai Comandi provinciali dei vigili del fuoco.

Questo problema è dato dal cambiamento della normativa antincendio.

La normativa abrogata aggiudicava un requisito di resistenza al fuoco agli edifici in acciaio pari a R15 qualsiasi fosse la struttura e forma, la normativa vigente, per valori così bassi di requisito permette percorrere due strade distinte:

1. Determinazione del requisito tramite livello di prestazione II; che significa garantire agli elementi un requisito pari a R30 tramite l'applicazione di rivestimenti protettivi;
2. Determinazione del requisito tramite livello di prestazione III; che consente al progettista di determinare la resistenza della struttura sulla base di analisi numeriche più o meno avanzate.

In questo elaborato si è deciso di analizzare:

- il primo punto tramite un caso applicativo reale fornito dallo studio FSC Engineering srl dato che risulta essere la più semplice per ottenere l'adeguamento normativo
- il secondo punto tramite uno studio analitico per verificare il comportamento delle strutture così come sono state realizzate.

Seguendo la prima strada si è riportata l'analisi di due tipi di volta esistenti del complesso industriale sito in via Capo Rizzuto 57 (MI) avvalendosi di modellazioni numeriche agli elementi finiti "strauss7" e programmi come "mapptemp".

Seguendo la seconda strada si è analizzata teoricamente senza avvalersi di casi reali la risposta strutturale tramite un'analisi numerica semplificata su un modello di incendio generalizzato, e un'analisi numerica avanzata su uno scenario di incendio di fuoco localizzato. Mentre l'analisi numerica semplificata è in funzione solo delle geometrie dei singoli elementi, del loro fattore di utilizzo e della loro massività (che determina l'aumento delle temperature negli elementi), le analisi teoriche riportate terranno in considerazione anche le risorse plastiche delle sezioni e l'iperstaticità della struttura, così da poter determinare l'effettivo comportamento teorico di una struttura.

Infine con l'ultimo studio in esame di un capannone con incendio di tipo localizzato (quindi il diametro della base di tale incendio minore di 10m) si è andato a dimostrare come la nuova legge del 9 Marzo del 2007 che abroga la circolare n° 91 del 1961 sia fondamentale non idonea in quanto usa per la progettazione a caldo di edifici di grande volumetria come i capannoni industriali la curva standard ISO 834 e non l'approccio con incendio localizzato.

1. Differenze strutturali tra capannoni nuovi e esistenti

Prima di tutto è necessario specificare cosa si intende con il termine “struttura” o meglio “struttura resistente” di un manufatto (sia questo di civile abitazione, ponti viadotti, aerei, parti di macchine e nel nostro caso edifici industriali), essa è la parte del manufatto espressamente destinata ad assorbire i carichi e le azioni esterne cui il manufatto è soggetto durante tutta la sua vita di esercizio.

Con una definizione più generale, si può definire *struttura* un corpo che, durante tutto il periodo della sua vita utile, per assicurare i livelli prestazionali prefissati, è destinato ad essere soggetto ad un sistema di forze, in equilibrio fra loro, ma applicate in punti diversi, mentre si definisce elemento strutturale una porzione di detto corpo il cui comportamento reale, generalmente assai complesso, sia tuttavia esprimibile mediante formule dirette, caratteristiche di un modello semplice, comunemente denominato elemento finito.

1.1 Capannoni esistenti

I primi edifici industriali a differenza degli attuali sono di dimensioni minori in quanto solo con l'avvento della catena di montaggio si è spinti ad avere strutture con luce maggiore, data la grande mole di macchinari che bisognava contenere.

Un altro fattore importante che limitava le grandi dimensioni era il materiale, quelli più usati erano il legno con la costruzione di piccole capriate, come per fienili o stalle, ma più che edifici industriali servivano più per edifici di deposito. Ulteriore materiale molto diffuso era il mattone, con la quale si potevano realizzare varie volte di varie dimensioni e architetture.

Si può affermare quindi che il primo vero e proprio materiale per la costruzione di piccoli "capannoni industriali" tipo fabbriche di birra, vino, tessili ecc. fu il laterizio.

Le volte in muratura venivano frequentemente assimilate a gusci in cui il regime flessionale è secondario rispetto a quello membranale. Questo è vero perché spesso, nell'edilizia storica, all'estradosso delle volte è presente un riempimento pesante e incoerente, costituito generalmente da materiale di risulta del cantiere, in grado di far rientrare la curva delle pressioni all'interno dello spessore della volta stessa e di abbattere il regime flessionale che può instaurarsi in una volta in muratura.

Tale riempimento, tuttavia, pur contribuendo a limitare la flessione nell'arco, può risultare spesso troppo gravoso per la struttura voltata, in quanto, in seguito a modifiche di destinazione d'uso con conseguente aumento dei carichi variabili o in seguito ad azioni orizzontali causate dal sisma, potrebbe portare ad un eccessivo aumento del carico e delle spinte orizzontali sui piedritti, con conseguente sfiancamento della struttura voltata alle reni.

Come detto in precedenza con la venuta della rivoluzione industriale e quindi con la necessità di coprire aree più vaste si doveva cercare qualche idea ingegneristica per risolvere questo problema, venne in aiuto l'acciaio, esso col tempo si è diffuso rapidamente. Elenco di alcuni motivi della crescita di consumo dell'acciaio:

- Prodotti soddisfacenti, miglior controllo delle caratteristiche meccaniche e della qualità;
- Con la migliore qualità risulta più facile fare le saldature (pre-riscaldamento non richiesto)
- Oggi ci vogliono 4 ore per produrre 1T di acciaio, rispetto alle 10 ore di 15 anni fa.
- Migliori sistemi di management e produzione dei prodotti;
- Miglioramento della qualifica delle persone all'interno dell'industria, meno persone lavorano con l'acciaio ma esse sono più qualificate e specializzate (numero personale ridotto di 1/3 in 15 anni);
- Un'economia globale che ha visto una forte crescita delle costruzioni

1.2 Capannoni nuovi

L' acciaio sia nel passato che oggi è uno dei materiali più utilizzati per le motivazioni descritte nel precedente paragrafo, grazie all' aiuto di strutture reticolari si è riusciti a coprire luci fino a 100 metri come si vede nella figura 1.



Figura 1.1. Capannone per copertura aerei con luce di 108 m

Altri vantaggi delle strutture portanti in acciaio, sono la grande flessibilità, la copertura di grandi sbalzi e il raggiungimento di grandi altezze.

Attualmente un altro tipo di struttura utilizzata per la costruzione di capannoni industriale è il prefabbricato. I capannoni prefabbricati presentano una serie di vantaggi rispetto a quelli costruiti in cantiere, ma vi è anche qualche svantaggio.

Partendo da questi ultimi, il maggiore è sicuramente quello della minore personalizzazione. Un capannone costruito in cantiere non ha infatti limiti per quello che riguarda la possibilità di ottenere ambienti di qualsiasi forma, dimensione e tipo si desideri, se non quelle chiaramente costituite da intrinseche possibilità tecniche o dall'obbligo del rispetto delle norme di legge.

C'è comunque da dire che una personalizzazione così elevata e particolare è necessaria solo in casi piuttosto specifici. La maggior parte dei capannoni che vengono costruiti ricadono invece nelle tipologie più comuni, e che sono quindi già contemplate dai costruttori di capannoni prefabbricati. Andando invece ai vantaggi, si evince facilmente che i capannoni prefabbricati presentano una serie di caratteristiche che li rende superiori ai capannoni costruiti in cantiere per moltissime applicazioni e destinazioni d'uso.

Innanzitutto i capannoni prefabbricati presentano dei tempi di realizzazione notevolmente ridotti. In particolare i tempi di manodopera possono ridursi anche più del 50%. Questo può essere un grosso vantaggio in tutti quei progetti per i quali i tempi di realizzazione debbano essere ridotti al massimo per qualsiasi motivo.

Inoltre hanno anche il vantaggio di poter essere spostati una volta che sono stati costruiti. E' cioè possibile smontarli e rimontarli in un luogo differente. Questa caratteristica non è chiaramente sempre presente, dato che dipende da diverse scelte che i progettisti hanno fatto, ad esempio dal

tipo di fondazioni che vengono utilizzate. Ma se tutti gli elementi del capannone sono stati pensati anche con questa finalità, allora il capannone non dovrebbe presentare difficoltà particolari all'essere spostato in luoghi differenti da dove è stato montato la prima volta.

I capannoni prefabbricati hanno inoltre la caratteristica di avere garanzie maggiori, o almeno più controllabili di quelli tradizionali. Il motivo è che è l'azienda o le aziende che producono i vari elementi che costituiscono il capannone ad essere responsabili degli stessi.

Questo perché ogni elemento di costruzione (travi, blocchi, pannelli, etc.) è prodotto in officina da un'unica azienda. Nel suo processo produttivo non intervengono cioè aziende differenti. Ed è quindi quell'unica azienda ad essere l'unica responsabile degli elementi da essa prodotti e utilizzati nel capannone.

In altre parole, per i capannoni prefabbricati è più difficile che avvenga, nel caso di eventi dannosi dovuti a una costruzione imperfetta, quel rimpallo di responsabilità tra aziende differenti che può succedere in casi di costruzioni in cantiere

Infine un altro uno dei materiali che è tornato prepotentemente sulla scena del mercato edilizio è il legno, alcuni capannoni industriali vengono proprio realizzati usando una struttura in legno lamellare.

Il legno lamellare è un materiale strutturale prodotto incollando delle tavole di legno a loro volta già classificate per uso strutturale.

È quindi un materiale composito, costituito essenzialmente di legno naturale, di cui mantiene i pregi (tra i principali ricordiamo l'elevato rapporto tra resistenza meccanica e peso ed il buon comportamento in caso di incendio), ma è anche un prodotto nuovo, realizzato su scala industriale, che attraverso un procedimento tecnologico di incollaggio a pressione riduce i difetti propri del legno massiccio.

Le fasi della produzione consistono nella riduzione del tronco in assicelle - dette per l'appunto *lamelle* - generalmente di larghezza non superiore ai 20 cm (per prevenire eccessive deformazioni causate dal fenomeno del ritiro) e nella loro ricomposizione tramite incollaggio.

È possibile produrre elementi di forma e dimensione volute, senza i limiti derivanti dalla dimensione dell'albero, inoltre il limite in lunghezza di una trave in legno lamellare è dato principalmente dalla possibilità di trasporto e messa in opera della stessa.

Pur essendo realizzate con un materiale combustibile, le strutture in legno lamellare possono avere una resistenza al fuoco pari o superiore a quella di strutture in acciaio o in calcestruzzo armato. Infatti, nel legno lamellare la combustione avviene lentamente grazie al buon isolamento termico realizzato dallo strato superficiale carbonizzato. Ad un aumento molto lento della temperatura corrisponde una variazione quasi trascurabile della resistenza meccanica delle fibre di legno della sezione non carbonizzata e la struttura cede o crolla solo quando la parte della sezione non ancora carbonizzata è talmente diminuita da non riuscire più ad assolvere alla sua funzione portante. La resistenza al fuoco di un elemento strutturale in legno lamellare dipende dalla velocità di carbonizzazione che è possibile calcolare sperimentalmente o analiticamente per diverse specie legnose.

Questa tecnologia ci consente di espandere a dismisura i campi di applicazione come nelle grandi luci, nelle forme curve, nelle coperture di ampi spazi, nelle travature a sezione piene di diverse misure e lunghezze notevoli.

La grande leggerezza, la lavorabilità, l'adattabilità e la flessibilità del materiale hanno permesso, inoltre, di esplorare nuove multiforme espressioni di modernità costruttiva.

2. Capannoni Esistenti

Il presente capitolo si prefigge l'obiettivo di descrivere teoricamente gli aspetti costruttivi e geometrici della volta a botte, in quanto una delle tipologie strutturali più usate nei capannoni industriali esistenti.

2.1 Volte a botte

2.1.1 Aspetti costruttivi

Volte a Botte: composizione ed elementi. Nella loro semplicità, nel rappresentare il tipo di volta più tradizionale, le volte a botte hanno tutte le carte in regola per essere definite un “modello”. Modello per chi vuole addentrarsi nell’universo delle coperture voltate, per semplice curiosità o per esigenze costruttive.

Partendo dalle volte a botte, è bene quindi conoscere i termini che costellano il mondo delle volte e che sono senza ombra di dubbio applicabili a tutte le tipologie, semplici o composte che siano. Termini tecnici che, attraverso esempi figurativi, potranno essere compresi più facilmente per chi non è un addetto ai lavori.

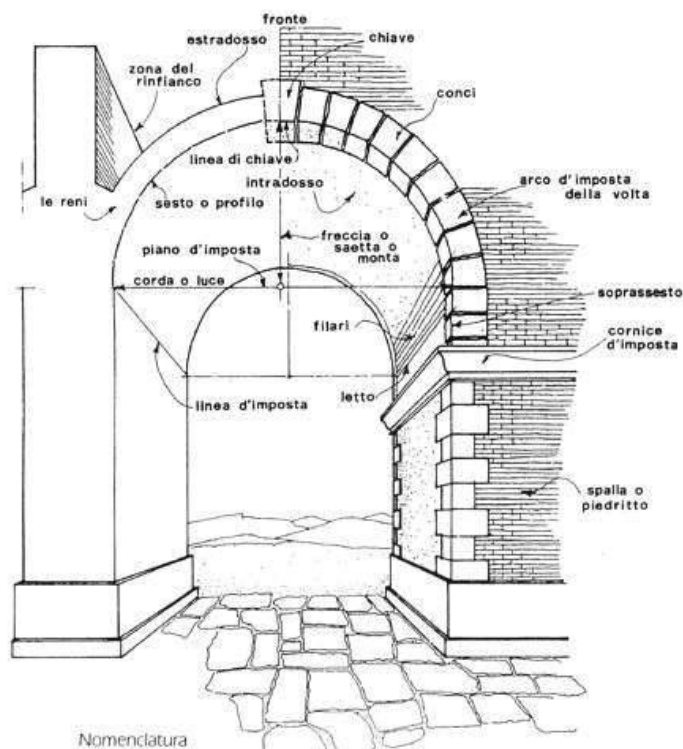


Figura 2.1. Volta a botte tipo con terminologia

- DIRETTRICE: è la curva che determina la forma della volta, curva che può essere a tutto sesto, a sesto ribassato o rialzato;
- SESTO: è il rapporto fra la metà corda e la freccia in una curva. Per cui detta $2R$ la corda e f la freccia, otterremo che per la curva a tutto sesto $f/R=1$, per la curva a sesto ribassato $f/R>1$;
- CORDA (O APERTURA O LUCE): è la distanza fra le proiezioni orizzontali di due punti corrispondenti sulle linee di imposta;

- **GENERATRICE:** è la linea retta o curva che determina con il suo movimento intorno a un asse o lungo un'altra linea (direttrice) la superficie della volta a botte (e degli altri tipi di volte);
- **ASSE:** è la linea delle successive posizioni dei centri della curva generatrice della volta;
- **FRONTE O TESTA:** è la sezione della volta eseguita con un piano perpendicolare al suo asse;
- **INTRADOSSO O IMBOTTE:** è la superficie interna della volta a botte determinata dal movimento della generatrice;
- **ESTRADOSSO O IMBOTTE:** è la superficie superiore o esterna della volta a botte e non solo;
- **VERTICE, SERRAGLIA O CHIAVE:** è il punto più alto della curva di intradosso;
- **LINEA DI SERRAGLIA O DI CHIAVE:** è la linea delle successive posizioni dei punti di chiave;
- **PIEDE O PEDUCCIO:** è la parte della volta che poggia sui muri portanti o di piedritto;
- **PIANO DI IMPOSTA:** è la superficie con cui il piede della volta poggia sulla sommità del muro di piedritto;
- **LINEA DI IMPOSTA:** è la linea secondo cui l'intradosso taglia il piano di imposta;
- **MURI DI PIEDRITTO:** sono i muri che sopportano le azioni della volta;
- **MURI DI TESTA:** sono i muri che delimitano l'ambiente ma non hanno funzione portante;
- **GIUNTO ALLE RENI:** è il piano, diverso da quello di imposta, che separa la parte di volta che può eseguirsi senza armatura da quella che ha bisogno di centina. La sua inclinazione rispetto all'orizzontale varia in funzione del materiale con cui si costruisce la volta.

Fin qui gli elementi che compongono le volte (in questo caso il riferimento alle volte a botte è puramente esemplificativo).

Per quanto riguarda la forma delle curve, che caratterizzano le volte, possiamo invece avere:

- **ARCHI CIRCOLARI:** archi con unico centro;
- **ARCHI POLICENTRICI:** in genere a 3 o 5 centri utilizzati in sostituzione di quelli ellittici per una migliore determinazione della direzione dei conci facenti capo radialmente per ogni porzione di arco al proprio centro.
- **ARCHI A SESTO ACUTO O OGIVALI:** che possono essere anch'essi a tutto sesto, a sesto ribassato o a sesto rialzato; a tal fine considerata la corda di luce se i centri degli archi sono sugli estremi della corda (la luce è equivalente al raggio) si denominano a tutto sesto; se i centri sono esterni alla corda (il raggio del cerchio è maggiore della luce) si denominano a sesto rialzato. Tali sono gli elementi delle volte a botte. Volte a botte composizione elementi.

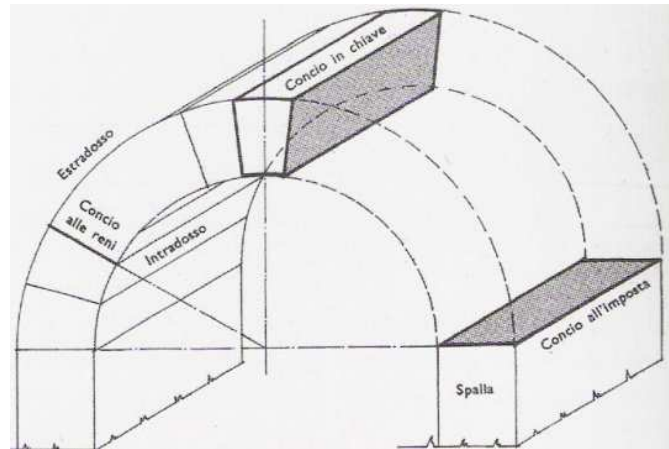
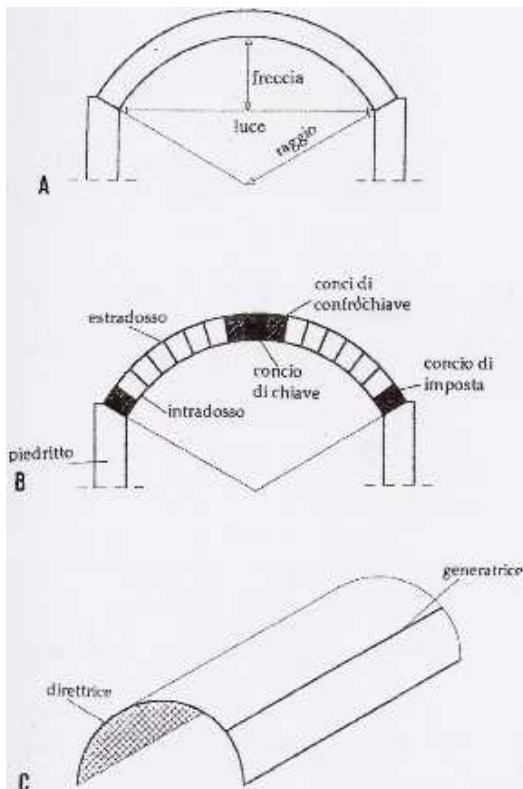


Figura 2.2 schemi statici volte a botte

Per costruire le volte a botte è necessario seguire scrupolosamente degli step. In questo articolo ci occuperemo dei primi quattro passi, propedeutici al risultato finale.

- **1 CREAZIONE PIANO DEL LAVORO:** La creazione del piano di lavoro stabile (per le volte a botte) è importante per favorire sia la corretta esecuzione del manufatto che la tutela delle condizioni di sicurezza generali degli operatori.
Il piano deve essere realizzato in considerazione:
 - dell'altezza dal solaio sottostante, generalmente superiore ai 2 m
 - della necessità di operare in lunghezza, secondo la direttrice di sviluppo della volta, con lo spostamento progressivo della centina.
 - delle esigenze di approvvigionamento dei materiali e di sollevamento al piano di posa.
- **2 IMPOSTAZIONE DEI PUNTI FISSI:** Verifica dei livelli e riferimento per la collocazione delle guide, delle centine e quindi della struttura voltata.
- **3 POSA DELLE GUIDE LONGITUDINALI:** Messa a livello delle guide di appoggio e scorrimento per le centine mobili.
Va posta particolare attenzione alle operazioni di fissaggio, che devono consentire un appoggio solido, senza intralciare lo scorrimento longitudinale.
Le guide devono essere collocate leggermente ribassate rispetto al piano d'imposta: la centina deve essere "sollevata" alla giusta quota mediante l'ausilio di cunei, in modo da consentire il successivo abbassamento e scorrimento in avanti una volta realizzata la parte di manto.

- **4 ALLOGGIAMENTO DELLA CENTINA MOBILE:** Realizzazione di una traccia a muro in corrispondenza della sagoma della volta a botte, per consentire l'alloggiamento dei laterizi e una migliore ammorsatura della volta.
Sollevamento a livello della centina tramite cunei in legno, pronta per la realizzazione del manto; i cunei vanno posizionati sui lati, in modo da consentire un appoggio sicuro durante la realizzazione e consentire il successivo disarmo per abbassamento.
Qualora il piano di calpestio si trovi a più di due metri di altezza, le testate dei ponteggi dovranno essere protette da parapetti.
Il sollevamento della centina avverrà manualmente quando possibile, altrimenti attraverso l'ausilio di un argano a bandiera.
Queste fasi aprono la strada alle fasi della messa in posa che daranno vita alla volta a botte.

2.1.2 Posa in opera della volta a botte.

Una volta provveduto all'alloggiamento della centina mobile, fondamentale per la realizzazione delle volte a botte, si procede con le operazioni successive.

A questo punto hanno quindi inizio le fasi di posa:

- Messa in opera del manto di mattoni: le operazioni iniziano dagli appoggi laterali verso la chiave di volta, che costituisce la chiusura formale e statica della volta stessa.
- Si procede con archi successivi della larghezza di due-tre mattoni per volta, posizionati fino al limite della superficie di posa garantita dalla centina, aperti a pettine e pronti per la fila successiva.

Durante le fasi è importante garantire la regolarità della trama muraria.

- Nel primo e nell'ultimo arco, l'operatore avrà cura di consentire un adeguato inserimento dei laterizi nella struttura muraria di testa, all'interno delle tracce realizzate: per le caratteristiche di pronta presa, il gesso e la malta normalmente utilizzate per le volte a botte; la rapidità è determinante per procedere al rapido spostamento della centina mobile per realizzare maggiori volumetrie. Si preferisce infatti utilizzare centine strette, di maggiore maneggevolezza, e spostare continuamente il letto di posa.
E' utile poi qualche accorgimento per la realizzazione delle volte a botte per evitare incidenti: l'operatore, prima di dare inizio alle operazioni, valuterà l'altezza massima di caduta rispetto al piano di lavoro sottostante. Nel caso di altezza superiore a 2metri, si è tenuti a indossare l'imbracatura di sicurezza che occorre vincolare ad una fune orizzontale tirata tra i due muri sopra alla testa di chi lavora.
Inoltre, durante l'esecuzione dei lavori, nessuno dovrà essere presente nelle zone sottostanti a quelle di lavoro per evitare che possa essere coinvolto dalla caduta di materiale.
E' qui che interviene la fase di riposizionamento a scorrere della centina. Completato un arco, è necessario far scorrere in avanti la centina per realizzare quello successivo. Le operazioni procedono in questo modo:
- Abbassamento della centina mediante rimozione contemporanea dei cunei di fissaggio

- Scorrimento in avanti sulla direttrice di sviluppo della volta
- Ricollocazione in opera mediante i cunei, al limite del manto realizzato in precedenza
- Ripresa della posa del manto secondo le indicazioni del punto precedente

E' necessario che lo spostamento della centina sia eseguito delicatamente in modo da evitare urti contro il manto appena realizzato, per scongiurarne la deformazione o il crollo. Si arriva dunque allo smontaggio delle guide di scorrimento:

- Rimozione e collocazione a terra della centina
- smontaggio delle guide e dei relativi supporti

Nel caso in cui le condizioni e il programma dei lavori non prevedano successive operazioni d'intonacatura, si procede allo smontaggio dei ponteggi e infine alla rimozione dei detriti e pulizia del cantiere (pulizia del piano di posa). L'opera, dunque, è terminata: la volta a botte è stata realizzata.

2.1.3 Aspetti geometrici:

In geometria la volta a botte, come superficie, fa parte delle cosiddette superfici coniche, cioè, generata dal movimento rotatorio di una retta r , detta generatrice, intorno ad un'altra retta s , detta asse di rotazione, in generale nella condizione in cui tale rette r ed s siano, tra loro complanari.

Secondo la forma planimetrica della copertura l'asse della volta a botte, sia essa cilindrica che conica, si dispone in modo che sia appartenente al piano bisettore il diedro formato da due opposte facce dell'ambiente di tale copertura.

A differenza della volta a crociera non si divide in campate, quindi non ha necessità di avere un rapporto contenuto tra lunghezza e larghezza, ma può estendersi teoricamente all'infinito in lunghezza (o profondità) data una certa apertura (campo o luce).

2.1.4 Tipologia statica:

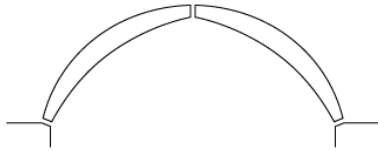
Secondo la posizione del centro "C" della direttrice rispetto ad un piano d'imposta (il piano che passa dove terminano i sostegni e inizia la volta), le volte a botte circolari si classificano nei seguenti tipi:

- volta a tutto sesto, quando C si trova sul piano d'imposta.
- volta ribassata, quando C ha quota più bassa rispetto al piano d'imposta.
- volta rialzata, quando C ha quota più alta rispetto a piano d'imposta.

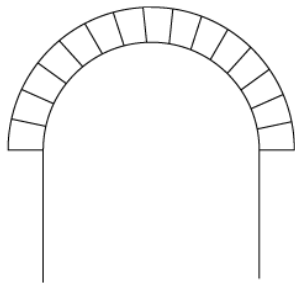
Sono possibili inoltre volte costruite a partire da un arco a sesto acuto o da qualsiasi altra forma non circolare di arco.

Quando la geometria della forma principale è intersecata da volte a botte di dimensioni minori abbiamo una volta a botte lunettata o unghiata.

Volta triangolare (travi oblique accostate):



Volta con arco a tutto sesto (o semicircolare):



L'arco a tutto sesto (sesto è l'antico nome del compasso) è un tipo di arco contraddistinto da una volta a semicerchio. È detto anche arco a pieno centro. È la tipologia più semplice di arco e prevede che il centro verso il quale convergono i giunti si trovi sulla linea d'imposta, cioè su quella linea che unisce i punti dove finiscono i sostegni e inizia l'arco.

L'utilizzo sistematico dell'arco a tutto sesto (e dell'arco in generale) si deve ai Romani, che lo appresero dalla poliedrica funzione che aveva tra gli etruschi e lo utilizzarono prevalentemente in funzione della praticità piuttosto che dell'estetica, pur senza escluderla. L'uso

maggiore degli archi in successione ci fu nella costruzione degli acquedotti.

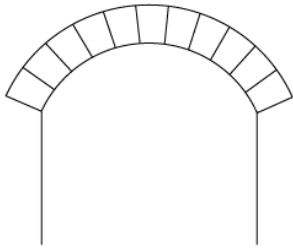
L'arco venne utilizzato dagli architetti romani per marcare significativamente il ritmo degli edifici, inventando il motivo, poi divenuto simbolo dell'architettura rinascimentale, dell'arco inserito all'interno del sistema pilastro-trabeazione. Esempi importanti di questa invenzione architettonica si hanno nel Tabularium di Silla e nel Colosseo a Roma. Tale invenzione formale, comunque, ha probabilmente un'origine prettamente strutturale: lavorando principalmente con il laterizio, la costruzione di archi era più economica rispetto al sistema trilitico, poiché un architrave ha bisogno di un grosso monolite.

Per tutto il periodo classico, l'arco non ha mai "poggiato" su di una colonna, perché era considerata una violazione dell'estetica dell'arco stesso e uno svilimento del ruolo della colonna, che doveva terminare sempre con la trabeazione. Tuttavia, già nel periodo paleocristiano, si cominciarono a vedere archi impostati direttamente sui capitelli delle colonne: questo perché, crollato l'impero, crollò in parte anche la sensibilità geometrica dello stile classico. Uno dei primi esempi di archi impostati sui capitelli delle colonne si ha a Roma, nella basilica di Santa Sabina.

L'arco a tutto sesto è anche un elemento caratterizzante dell'architettura romanica durante il medioevo e fu utilizzato principalmente con funzione estetica, oltre che per separare le navate degli edifici religiosi, per portali, archi trionfali (l'arco che sottolinea lo sbocco della navata centrale nella crociera), chiostri e le successioni di archetti a tutto sesto sotto i cornicioni tipiche del romanico lombardo.

La valenza estetica dell'arco a tutto sesto unito alla grammatica del sistema trilitico greco fu recuperata in toto dal Rinascimento italiano (in particolare da Filippo Brunelleschi, tra i primi), che seppe ulteriormente innovare ed evolvere il ruolo architettonico della forma dell'arco.

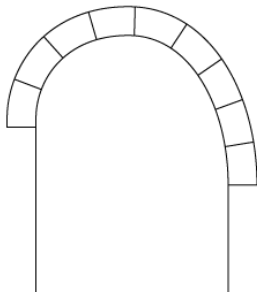
Volta ad arco ribassato o di segmento o a sesto scemo:



Un arco si dice ribassato o scemo quando il rapporto fra la freccia ed il raggio è inferiore ad 1, ovvero quando il centro verso il quale tendono i giunti dei cunei si trova più in basso della linea d'imposta. È un tipo di arco più economico e meno impegnativo; a parità di larghezza della luce l'arco ribassato genera un'apertura più bassa. La sua principale applicazione si ha nella costruzione di ponti, per esempio nella ricostruzione nel XIV secolo del Ponte Vecchio di Firenze in cui per la prima volta si impiegò questo tipo di arco per diminuire il numero di valichi del ponte e conseguentemente l'ingombro del letto del fiume in

caso di piena. Non mancano però esempi di archi ribassati inseriti nella muratura di edifici soprattutto medievali, con estradosso e intradosso nascosti, usati come rinforzi della superficie muraria, soprattutto al di sopra di aperture (sebbene le aperture stesse presentino magari un architrave, o un doppio arco). L'arco ribassato è tipico anche dell'architettura sei-settecentesca italiana, ad esempio nei chiostri dei monasteri costruiti in tale epoca.

Volta con arco asimmetrico o arco rampante:



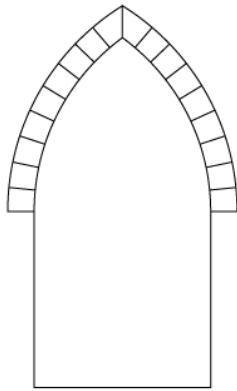
L'arco rampante è un elemento architettonico asimmetrico utilizzato per contenere e scaricare al suolo spinte laterali e verso l'esterno delle parti superiori dell'edificio; a tal fine i piani di imposta su ciascun piedritto sono posti a livelli differenti, frequentemente con un notevole dislivello, tanto da assomigliare talvolta a un semiarco.

L'arco rampante controbilancia le spinte laterali di altre struttura spingenti (archi, volte), frazionando gradualmente le spinte orizzontali fino ad annullarle. Si favorisce così l'elevazione dell'edificio contenendo l'energia di spinta, e permette in tal modo alla costruzione di innalzarsi in uno slancio verticale altrimenti impossibile da realizzare in un edificio semplice in muratura.

L'arco rampante, apparve per la prima volta nel coro della cattedrale di Durham intorno al 1100, come prima evoluzione del contrafforte con apertura passante. Qui non aveva ancora la funzione di equilibrio delle spinte laterali delle murature, ma di pura e semplice facilitazione funzionale alla posa della copertura.

Successivamente l'arco rampante partecipò prepotentemente alla definizione estetico formale dell'architettura gotica, contribuendo alla smaterializzazione e riverberazione spaziale dell'edificio, con valenze simboliche oltre che strutturali. La nuova immagine estetica che ne risulta, derivata dalla ricerca di puntare tutto sulla struttura portante, riducendo l'intera struttura al suo scheletro progettuale, divenne profondamente diversa dalla solida architettura romanica che l'aveva preceduta.

Volte con arco a sesto acuto/ arco a sesto acuto equilatero:

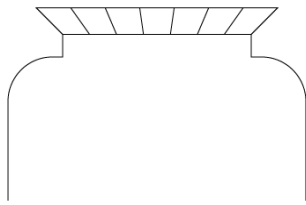


L'arco a sesto acuto, detto anche ogivale, è un arco bicontrico che contempla arcate appartenenti a circonferenze con raggio maggiore o uguale alla base dell'arco stesso.

Già nel VII secolo veniva impiegato in modo diffuso nell'architettura islamica, ma il suo frequente e sistematico uso nell'architettura occidentale si ha a partire dall'architettura gotica. L'arco a sesto acuto presenta differenti vantaggi rispetto all'arco a tutto sesto, in particolare la risultante delle spinte dovute al peso proprio e ai carichi gravanti su di esso cade molto più vicino alla base del piedritto; con ciò si può fare a meno dei grossi spessori murari che fungevano da contrafforte. Un altro notevole vantaggio è la possibilità di realizzare volte a crociera ogivali capaci di coprire anche piante rettangolari, inoltre rispetto all'arco a tutto

sesto, a parità di lunghezza della corda, si ha un'apertura più alta e slanciata. Quest'insieme di nuove tecniche costruttive modificò la fisionomia degli edifici, che divennero proiettati verso l'alto, come le famose cattedrali di quel periodo. Il maggiore verticalismo creava la necessità di controbilanciare le spinte dell'alta navata centrale, e di ricondurle verso i contrafforti, per questo vennero adoperati gli archi rampanti.

Piattabanda:



La piattabanda è un elemento architettonico analogo visivamente all'architrave, ma legato da un punto di vista statico-edilizio all'arco, del quale è in pratica una sezione ad intradosso retto. Usata come elemento orizzontale al culmine di aperture come portali o altri tipi di passaggi, si differenzia dall'architrave per il fatto di non essere monolitica, cioè formata da un unico blocco di pietra, ma costituita da più conci o, più raramente, da laterizi.

Il termine "piattabanda" deriva dal francese platebande e genericamente indicava le pietre che costituivano un architrave.

I blocchi di una piattabanda devono essere disposti in maniera di scaricare il peso sulle estremità e non rovinare verso il centro. Per questo i giunti tra i blocchi devono essere convergenti verso un punto al di sotto dell'apertura, formando, nella disposizione più semplice, dei cunei rivolti verso il basso analoghi a quelli delle pietre che costituiscono gli archi.

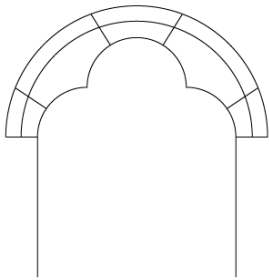
Di fatto poi la piattabanda può anche essere considerata come una sezione quadrangolare di un arco particolarmente ribassato. Nelle versioni più elaborate la piattabanda presenta un taglio con incastri a "elle" o a "esse".

Da un punto di vista costruttivo la differenza con l'architrave è sostanziale, non solo per la differenza dei conci impiegati, ma perché la piattabanda è una struttura spingente, cioè non può stare in piedi se non è frenata con rinforzi sui lati, poiché la sua messa in opera comporta delle spinte sia verticali che laterali, mentre l'architrave crea solo una spinta verso il basso.

Per fare un esempio esplicativo, un architrave poggiata semplicemente su due piedritti verticali sta in piedi, mentre una piattabanda no: avrebbe almeno bisogno di avere qualcosa che la blocchi dalle parti, o di rinforzi che tengano le sue parti coese.

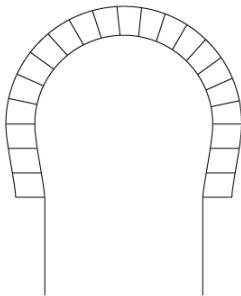
La piattabanda, per la maggior semplicità di reperire blocchi di grandezza minore rispetto a monoliti, è stata impiegata con molta frequenza ed è tipica, per esempio, dell'architettura medievale.

Arco trilobato



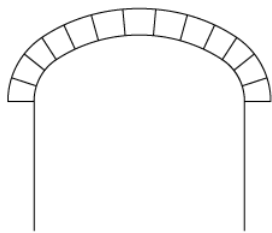
Volta con arco rialzato o a ferro di cavallo

Un arco si dice rialzato (o oltrepassato, o a sesto oltrepassato) quando il centro verso il quale tendono i giunti si trova al di sopra della linea d'imposta.

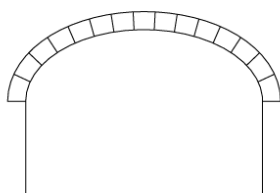


È un tipo di arco che dà un effetto ancora più scenografico degli altri tipi, ma è anche il più debole staticamente, perché i reni o fianchi (la parte più debole) si trovano più o meno all'altezza del diametro del cerchio, il quale sporge oltre i piedritti e non è da questi sostenuto. Un esempio di questo tipo di arco è il cosiddetto arco a ferro di cavallo. Utilizzi di questo arco si ritrovano nell'architettura islamica, come, per esempio, nella Grande Moschea di Cordova. Più rari gli esempi nell'architettura occidentale: uno tra i più particolari è quello della chiesa di Santa Maria foris portas a Castelseprio.

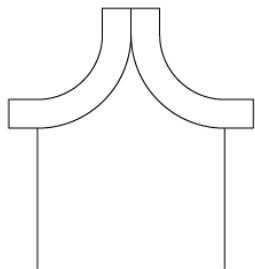
Volta con arco tricentrico



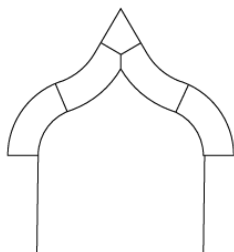
Volta con arco ellittico



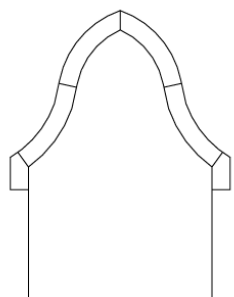
Volta con arco inflesso



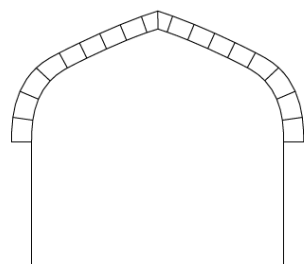
Volta con arco ogivale convesso o arco inflesso



Volta con arco ogivale concavo



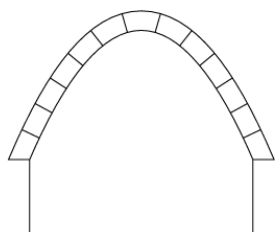
Volta con arco Tudor:



L'Arco Tudor, un arco basso e ampio, era un elemento architettonico comune nello stile Tudor in Inghilterra. Esso è un arco a punta schiacciato, solitamente disegnato con quattro centri, che ne definiscono la caratteristica. L'arco ha una forma leggermente ellittica. Il periodo Tudor si riferisce all'intervallo di tempo fra il 1485 ed 1603 in Inghilterra, durante il regno dei Tudor. L'arco appuntito del Gotico venne sostituito dal lineare arco Tudor. L'arco Tudor inserito sulle oriel window, fu una classica

caratteristica delle finestre del periodo Tudor. Da un punto di vista funzionale, il disegno dell'arco Tudor, anche detto semicircolare o parabolico, può sopportare un carico di 1.500 kg per metro lineare.

Volta con arco catenario o parabolico:



L'arco catenario o arco di catenaria o arco parabolico (termine improprio) è un arco la cui curva ricorda quella di una lunga catena tenuta dalle due estremità e lasciata pendere, la catenaria appunto, che somiglia ad una parabola.

È detto anche arco equilibrato perché la sua forma consente una omogenea redistribuzione del carico; a differenza di altri tipi di archi, quali l'arco romano (a tutto sesto) o l'arco gotico (a sesto acuto), non necessita né di contrafforti né di altri elementi di supporto.

2.2 Tecniche di consolidamento delle volte

Nelle patologie di origine meccanica che più frequentemente si manifestano sugli archi e le volte è ricorrente imbattersi in lesioni concentrate in pochi punti, assimilabili a “cerniere” strutturali, che, quando superano il numero di tre, generano un meccanismo di collasso. L'arco, in origine tre volte iperstatico, si trasforma in un cinematismo ad un grado di libertà, con conseguente crollo. Si tratta pertanto di impedire la formazione di tali meccanismi di collasso che, si manifestano con la presenza di cerniere che si aprono in modo alternato, all'intradosso e all'estradosso.

2.2.1 Principali metodi adottati

Senza la pretesa di essere esaustivo, elenco, a grandi linee, i principali metodi finora adottati nel consolidamento degli archi e volte.

1. rinforzo dei piedritti mediante contrafforti per renderli adatti a sostenere le spinte orizzontali comunicate dall'arco. E' una soluzione efficace ma piuttosto invasiva, spesso adottata in passato in quanto fa uso di materiali murari, in grado di resistere a sola compressione.
2. aggiunta di catene di contrasto intradosali, inserite alla quota delle imposte al fine di opporsi ai carichi ribaltanti che agiscono sui piedritti. Anche questa soluzione, molto efficace e frequentemente adottata in Italia, crea talora una aggiunta ingombrante e non sempre accettabile, specie in presenza di superfici affrescate. In altri contesti geografici caratterizzati da tradizioni costruttive diverse, il consolidamento delle volte con aggiunta di catene permanenti lasciate a vista viene rifiutato a priori, in quanto rappresenta, per il professionista, una sorta di dichiarazione di resa incondizionata.
3. inserimento di catene di contrasto estradosali applicate orizzontalmente al di sopra della volta con il compito di vincolare tra loro le pareti su cui la volta si imposta. La soluzione risulta efficace solo a patto che le pareti siano molto caricate in direzione verticale (come avviene ai piani bassi di un edificio) così da rendere accettabile la pressoflessione indotta dalla spinta dell'arco, applicata in una posizione che non coincide con l'ancoraggio a muro della catena.

4. aggiunta di “graffette” posizionate sopra all’arco o alla volta, che costituiscono una specie di morsetto estradossale rigido, in grado di contrastare le spinte alle imposte. Si tratta di una evoluzione della catena “a braga” in cui la differenza fondamentale è rappresentata dal fatto che la catena è costituita da una trave, ossia da una struttura flessionalmente rigida, così da poter resistere con modesta deformazione alle forze dirette diagonalmente verso il basso, comunicate dai tirantini diagonali.
5. modifica della geometria dell’arco intervenendo dall’intradosso con l’aggiunta di un “sottarco” collaborante (che aumenta lo spessore dell’arco originario) oppure intervenendo da sopra con una modifica dei rinfianchi (dove il materiale sciolto viene sostituito da materiale coeso), oppure con l’introduzione di nuovi elementi irrigidenti estradossali, tipo “frenelli”, oppure, ancora, con nervature. Notiamo che l’incremento dell’altezza dei rinfianchi posti alle reni, cui è affidata una funzione di centraggio della curva delle pressioni, introduce masse aggiuntive rispetto a quelle originarie, con possibili forti controindicazioni in zone sismiche.
6. creazione di un solaio indipendente, all’estradosso, con eventuale svuotamento o modifica dei rinfianchi, in grado di assorbire la totalità dei carichi accidentali, lasciando alla volta soltanto una funzione formale ed il compito di resistere al proprio peso. Tale intervento modifica sostanzialmente la funzione statica della volta, che viene esautorata dalla sua funzione e quindi dalla sua ragion d’essere. Un efficace collegamento realizzato con connettori tra solaio e muro potrebbe dare al solaio la funzione di catena estradossale passiva.
7. sospensione della volta mediante tirantini, a loro volta collegati ai muri d’ambito o a una struttura “ponte”, soprastante. Anche questa soluzione, peraltro non frequente, modifica in modo sostanziale il comportamento statico della volta. La compressione tra concio e concio viene eliminata o ridotta, invece che condotta a seguire il percorso della linea d’asse, ciò che rappresenta il migliore modo di far funzionare un arco (ossia un elemento strutturale che potremmo definire un “pilastro curvo”, adeguato a sopportare compressioni baricentriche).
8. getto di cappa collaborante in cemento armato all’estradosso delle volte, previa posa in opera di connettori metallici tra la vecchia e la nuova struttura. Si può interpretare questa tecnica come un incremento dello spessore complessivo dell’arco, che risulta così un arco composito, oppure come la realizzazione di una struttura autonoma, a cui la volta esistente risulta “appesa”. Si ottiene un aumento della resistenza e della rigidezza ma il peso del materiale aggiunto può provocare inconvenienti alle strutture verticali o alle fondazioni, oltre a maggiori sollecitazioni in caso di evento sismico, dovute all’incremento di massa. La cappa, nella pratica, non è rimovibile e può provocare danni quali il percolamento di acqua e la modifica della traspirabilità della muratura, circostanza deleteria in presenza di affreschi.
9. posa di fasce o membrane in FRP, incollate all’estradosso o all’intradosso dell’arco. E’ un intervento di tipo passivo, rapido da eseguire e con indubbi vantaggi strutturali. E’ possibile circoscrivere il rinforzo a zone di estensione limitata, scegliendo solo quelle maggiormente sollecitate. Non è garantita la reversibilità e la traspirabilità soprattutto quando si utilizzino aggrappi tra le fasce e la muratura a base di resina epossidica. Prodotti apparsi recentemente sul mercato, in cui la membrana “a rete” in FRP viene fissata al supporto mediante malte a base idraulica, ha un buona parte risolto quest’ultimo problema. Tenuto in conto che i parametri che caratterizzano la risposta meccanica di qualunque struttura si possono riassumere in “geometria, materiali e carichi”, faccio osservare che gli interventi sopra elencati cercano per lo più di migliorare le prestazioni dell’arco e della

volta mediante modifiche che riguardano la sola geometria oppure i materiali di cui sono costituiti. Si tratta infatti di cambiamenti apportati alle aree o agli spessori, oppure la aggiunta di nuovi elementi (posti sopra, o sotto o di fianco) oppure la giustapposizione di materiali o elementi nuovi a quelli esistenti, dando luogo a strutture composte.

Gli interventi che si possono ricondurre alla modifica del terzo parametro caratterizzante la struttura (ovvero quello dei carichi agenti) paiono essere molto più trascurate nella pratica del consolidamento, almeno fino ad oggi, e si limitano, a quanto risulta, a variare i carichi verticali indotti dal rinfianco oppure a rimuovere i carichi accidentali.

Alcuni anni fa è stato proposto dall'autore un metodo concettualmente diverso rispetto a quelli sopra elencati, a cui si è dato il nome di "arco armato", che costituisce una nuova classe di interventi il cui principio fondamentale consiste nel modificare i soli carichi agenti sull'arco in modo tale che la geometria ed al materiale esistenti, che non vengono modificati, risultino adeguati.

10. uso di cavi post-tesati, posti all'estradosso o all'intradosso dell'arco, i quali inducono un benefico stato di coazione nel sistema, incrementando il carico di compressione trasmesso tra concio e concio dell'arco e contemporaneamente spostandone la risultante globale verso l'asse baricentrico. Il sistema ha il vantaggio di essere rimovibile e ritesabile, un sistema attivo, efficiente, poco invasivo e praticamente privo di masse aggiunte.

L'obiettivo principale di questo intervento di consolidamento (un obiettivo assolutamente analogo a quello che a suo tempo si era proposto il progettista originario) è quello di ottenere la massima corrispondenza tra forma d'asse dell'arco, ossia la sua forma geometrica, e la curva delle pressioni, o per lo meno di ridurre la eccentricità a valori minimi e comunque contenuti nello spessore strutturale. Al posto di modificare la geometria per adeguarla ai carichi, si modificano i carichi per renderli adeguati alla geometria esistente, nel rispetto della autenticità geometrica e materica della struttura originaria.

2.2.2 Arco armato

Gli archi e le volte costituiti da materiale resistente a compressione ma non a trazione raggiungono il collasso quando, all'incrementarsi dei carichi, la curva delle pressioni risulta tangente in più punti ai profili esterni dell'arco dando luogo a rotazioni localizzate tra i conci (con formazione di cerniere) in numero tale da generare un meccanismo di collasso. Quando siano note le posizioni delle cerniere, risulta agevole calcolare il carico di collasso. In assenza di tale informazione è ancora possibile individuare il carico di collasso come il minimo tra i carichi cinematicamente ammissibili, analizzando tutte le possibili posizioni delle cerniere.

Si può constatare dalle prove realizzate da innumerevoli autori in varie epoche e dalle osservazioni in situ che, in fase di collasso, le cerniere danno sempre luogo a fessurazioni alternate tra le fibre di estradosso e quelle di intradosso dell'arco. In altre parole i punti attorno a cui avvengono le rotazioni mutue rigide tra i vari segmenti di arco sono situati in modo alternato all'estradosso ed all'intradosso.

Se si potesse impedire almeno una tra le due famiglie di cerniere (tutte quelle di estradosso oppure tutte quelle di intradosso) nella struttura non si potrebbero formare alcun meccanismo con cerniere alternate. L'arco iperstatico potrebbe al massimo degradarsi ad un "arco a tre cerniere", che è staticamente efficiente. In altre parole la struttura non potrebbe diventare ipostatica e quindi non si arriverebbe al collasso per cinematicismo, a meno di rotture locali nel materiale, eccessivamente sollecitato.

La soluzione ovvia per ottenere questo risultato è rappresentata da una armatura diffusa resistente a trazione, ad esempio una membrana in FRP applicata all'estradosso o all'intradosso della volta, oppure una cappa superiore in cemento armato. Si tratta tuttavia, in entrambi i casi, di soluzioni "passive", che si limitano a collaborare con la struttura muraria dopo l'innesco del meccanismo di danno, con fessurazione a trazione tra concio e concio.

L'arco armato comporta l'adozione di un rinforzo non continuo, realizzato mediante cavi a contatto con la muratura, posti in trazione ("tiranti attivi"). Si ottiene così una distribuzione di forze mutue applicate dal cavo all'arco (e dall'arco al cavo) con direzione radiale, il che provoca una benefica compressione assiale della muratura e, di conseguenza, la centratura della curva delle pressioni.

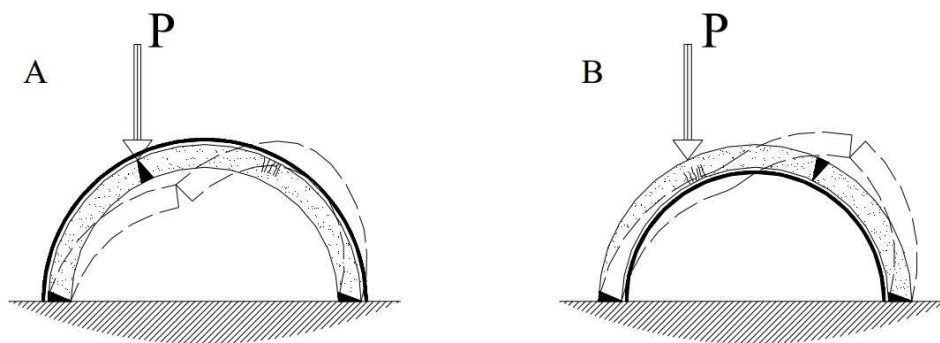
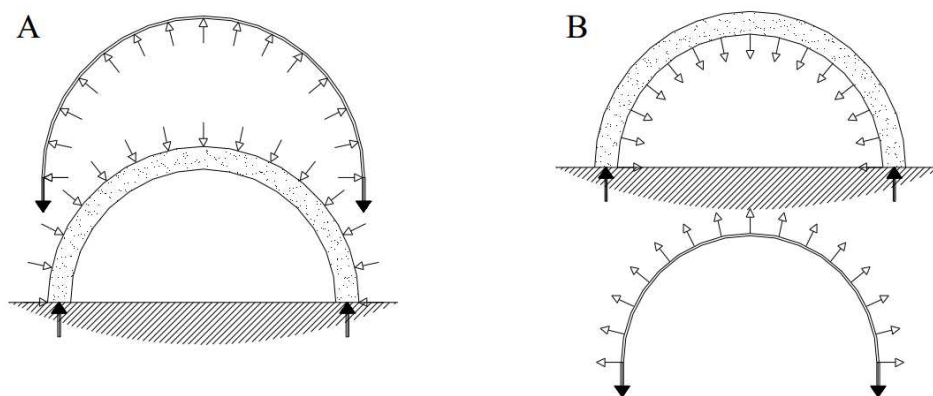


Figura 2.2. armatura (A) posta all'estradosso, (B) posta all'intradosso. In presenza dell'armatura, la struttura si comporta come un arco a 3 cerniere, deformabile.

Per realizzare una adeguata "forzatura" tra le funi e l'arco (mediante coazioni imposte, che inducono una trazione nelle funi ed una contemporanea compressione nell'arco) è sufficiente fissare le funi agli estremi dell'arco ed allontanarle dall'estradosso murario mediante la interposizione di cunei, uniformemente ripartiti, oppure, in modo più semplice, utilizzando comuni tenditori con filetto SX-DX, posti alle estremità dei cavi.

Il posizionamento dei cavi all'estradosso risulta semplice in assenza di materiale di riempimento, come capita frequentemente nelle volte di copertura. In caso contrario si deve procedere ad una rimozione, almeno parziale, del riempimento stesso.



forze di interazione tra cavo (in trazione) e arco (in compressione), con cavo posto (A) all'estradosso, (B) all'intradosso.

E' importante notare che la inefficienza dei piedritti, o la assenza di catene, renderebbero vano il rinforzo introdotto dall'arco armato (sia all'estradosso che all'intradosso) in quanto si potrebbero presentare cinematismi che coinvolgono anche le sezioni di base, non armate.

In tali casi i tiranti vanno portati fino a terra e fissati alle fondazioni. Se i cavi da post-tesare vengono posti all'intradosso invece che all'estradosso, si ottengono risultati assolutamente analoghi in quanto si impedisce ovunque la formazione di cerniere con apertura intradosale. Anche in questo caso nell'arco non si può formare la "quarta cerniera" e quindi non si può verificare il cinematismo di collasso, a meno di rotture del materiale.

Nel caso dei cavi intradosali il fissaggio del cavo alla muratura è certamente meno agevole rispetto al caso estradosale (dove è sufficiente il semplice accostamento) ed occorre fare ricorso a tasselli radiali ancorati alla muratura i quali mantengono il cavo in prossimità dell'arco. Anche in questo caso la trazione viene indotta mediante tenditori a vite SX-DX.

La eventuale presenza di piedritti inefficienti può essere ovviata, anche in questo caso, con tiranti condotti fino a terra.

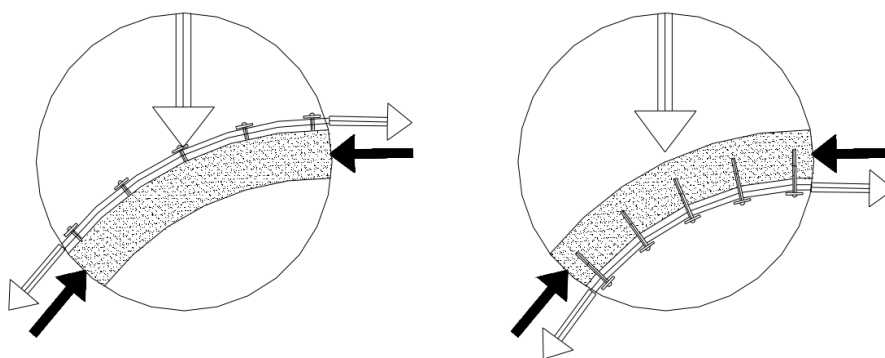


Figura 2.3. Dettaglio dell'interfaccia tra tirante e muratura. (A) cavo estradosale con connettori in compressione (B) cavo intradosale con connettori in trazione

Va osservato che nel momento in cui si applica una coazione al cavo accostato all'arco, il cavo si tende (in trazione pura) ma la sua geometria resta invariata. Ciò significa che le forze trasversali di interazione applicate al cavo dall'arco sono tali per cui la curva delle pressioni risultante sul cavo coincide con la forma geometrica del cavo. Ma il cavo e l'arco hanno la medesima geometria. Ciò significa che le forze applicate dal cavo all'arco (le quali sono uguali per il principio di azione e reazione a quelle applicate dall'arco al cavo) sono tali da indurre nella muratura una curva delle pressioni sostanzialmente coincidente con l'asse geometrico dall'arco, vale a dire una azione di compressione pura nell'arco. Tale azione si somma alle azioni preesistenti, ottenendo il risultato di una curva delle pressioni maggiormente centrata in prossimità dell'asse baricentrico.

Ne consegue allora che nel caso di archi depressi o di particolari condizioni di esercizio, la tecnica dell'arco armato consente di applicare sull'arco forze concentrate o in generale distribuzioni di carico non uniformi, stabilizzanti.

Si tratta soltanto di modificare la geometria iniziale del cavo, facendo in modo che non coincida con la geometria dell'arco.

In altre parole è sufficiente separare il cavo dalla muratura e forzare maggiormente la fune, e di conseguenza il sottostante l'arco, dove sia presente un maggiore imbozzamento oppure avvicinare il cavo alla muratura dove esiste una depressione oppure un punto singolare di carico.

Portando all'estremo tale concetto, si potrebbe dire che le usuali catene orizzontali inserite all'altezza delle imposte e post-tesate sono un particolare caso di arco armato, in grado di applicare all'arco due sole forze concentrate alla base.

Il termini più generali, si osserva che la distribuzione delle forze agenti sul cavo, in grado di mantenere la corrispondenza tra asse geometrico e curva delle pressioni, è direttamente proporzionale alla curvatura locale. A curvatura zero corrisponde una forza distribuita che vale zero tra cavo ed arco, circostanza favorevole nel caso di archi "scemi" in cui la porzione centrale è orizzontale. Tanto più accentuata è la curvatura tanto più elevata è la forza mutua distribuita tra arco e cavo. Dove si abbia una discontinuità della curvatura, vale a dire la presenza di un punto angoloso, significa che arco e cavo si stanno scambiando un carico concentrato.

Per l'efficienza dell'arco armato non si richiedono pertanto archi con geometria particolare, ad esempio archi a tutto sesto, ma il metodo si applica indifferentemente a qualunque geometria di arco, anche ad archi policentrici, ribassati oppure a sesto acuto e perfino ad archi in cui la parte centrale risulti depresso.

In termini operativi, al posto di modificare la geometria dell'arco per consentirgli di sopportare i carichi esistenti, è possibile modificare i carichi applicati in modo da rendere ottimale la geometria esistente, ottenendo una ricentatura della curva delle pressioni, la quale è condizione necessaria per la stabilità dell'arco. Più la curva delle pressioni risulta coincidente con l'asse geometrico dell'arco e più aumenta la sicurezza nello spirito del "coefficiente di sicurezza geometrico" proposto da Heyman, come rapporto tra lo spessore effettivo dell'arco e lo spessore dell'arco minimo, in grado di contenere totalmente la curva delle pressioni.

Notiamo che la tecnica proposta è in grado di incrementare notevolmente il carico di rottura degli archi e delle volte quando il meccanismo di collasso sia di tipo prevalentemente flessionale. Ciò è legato al fatto di aggiungere una armatura dirinforzo parallela alle fibre più esterne della sezione.

Il metodo risulta meno efficiente quando il meccanismo di collasso è a taglio, caso peraltro molto più raro. Anche in tale situazione si ottiene tuttavia un aumento del carico limite di collasso legato all'incremento della compressione mutua tra i conci e di conseguenza all'aumento della resistenza limite per attrito. La tecnica proposta, sia con cavi estradossali che intradossali, si può utilizzare anche in archi con inversione locale della curvatura, a patto di introdurre dei collegamenti capaci di trasferire trazione tra cavo e muratura.

Il metodo dell'arco armato si propone in definitiva, anche in questo caso, di riportare la struttura ai preesistenti livelli di sicurezza senza necessariamente provvedere ad un ripristino o ad una modifica della geometria originaria, ciò che soprattutto in presenza di superfici affrescate risulta inopportuno e talora impossibile.

Si è parlato finora genericamente di "tiranti", e naturalmente la preferenza va accordata a quei materiali che siano in grado di garantire la maggiore resistenza e la maggiore durabilità, come l'acciaio inox. Sarebbe possibile anche l'uso di materiali diversi, quali i compositi fibro-rinforzati, con l'avvertenza di adottare materiali che siano poco influenzati da fenomeni viscosi, pena la necessità di frequenti ritesature.

I vantaggi dell'uso di tiranti di rinforzo post-tesati sono evidenti e si possono riassumere nel ridotto ingombro, unito a costi contenuti, leggerezza, grande resistenza, elevata duttilità globale dell'insieme muratura-cavi, immediata riconoscibilità e possibile reversibilità dell'intervento.

3. Principali tipologie di coperture per capannoni industriali

La progettazione di edifici monopiano ad uso industriale deve, come spesso accade, sintetizzare esigenze diverse ed a volte contrastanti, coniugando le necessità architettoniche, tese a ricercare soluzioni sempre più efficaci sotto l'aspetto funzionale evitando soluzioni formali scontate, con le necessità costruttive ed imprenditoriali, volte a ridurre i costi e i tempi di costruzione.

3.1 Capannoni con struttura in acciaio

3.1.1 Generalità

Rispetto a scelte diverse, la soluzione con struttura metallica permette al progettista una maggior libertà espressiva ed una facile integrazione tra elementi costruttivi in materiali diversi, come ad esempio legno e vetro, fornendo in definitiva utili strumenti per ottenere soluzioni formali che superino le consuete soluzioni stereotipate e permettano una caratterizzazione dell'edificio in relazione al contesto ed alle attività produttive che ospita.

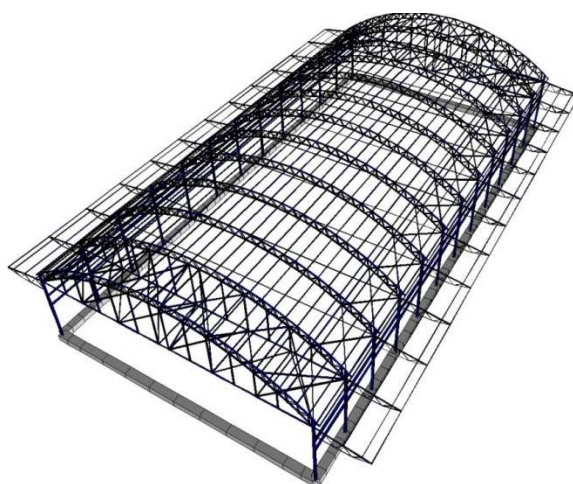


Figura 3.1. capannone a volta tipo con struttura in acciaio

Le soluzioni in acciaio sono inoltre caratterizzate da un'elevata flessibilità, essendo possibile prevedere e realizzare ampliamenti o trasformazioni dell'edificio in modo semplice e rapido o anche integrare all'interno dello stesso progetto diverse funzioni.

Dal punto di vista economico, esse possono consentire risparmi anche consistenti nella realizzazione delle opere di fondazione, per i minori carichi gravanti e per i minori volumi di scavo e di rinterro, permettendo di arrivare a riduzioni di costo sino al 75% rispetto a quelli relativi a fondazioni realizzate per opere tradizionali.

Le possibilità di prefabbricazione tipiche delle costruzioni in acciaio, infine, consentono di ridurre i tempi di costruzione e di montaggio in opera, favorendo un miglior controllo della produzione e quindi una maggiore affidabilità rispetto ad opere realizzate prevalentemente in cantiere.



Figura 3.2. Elementi assimilabili in cantiere

Tutti gli aspetti elencati trovano una prima sintesi progettuale nella scelta della tipologia e dello schema strutturale, che variano adattandosi alle molteplici funzioni possibili, spaziando così dalle semplici tettoie per uso agricolo, di modeste dimensioni, ai grandi complessi industriali per lavorazioni di considerevole mole. La destinazione d'uso quindi determina gli interassi delle colonne in senso longitudinale e trasversale al capannone; la distanza tra il piano di lavoro e l'intradosso della copertura (altezza libera sotto catena); il numero delle navate affiancate; la conformazione geometrica della copertura e delle pareti in relazione al sistema di illuminazione ed aerazione richiesto; la definizione dei carichi permanenti di parete e copertura in rapporto alle esigenze di impermeabilizzazione e di isolamento termico; la definizione dei carichi trasmessi dagli eventuali impianti di sollevamento e trasporto (gru a ponte, a portale zoppo, a bandiera).

Inoltre, può essere opportuno impostare il progetto anche in funzione delle possibili modifiche o espansioni future e quindi delle prevedibili variazioni delle condizioni di esercizio: una maggiorazione dell'investimento iniziale per ridurre i potenziali costi futuri possono spesso risultare economicamente conveniente. Una simile varietà di parametri impedisce pertanto, o rende comunque problematica un'elencazione di tutti gli schemi strutturali possibili. In questa sede si esaminano solo alcune delle principali tipologie adottate per edifici ad una sola navata, composti da una successione di telai trasversali in cui si distinguono la trave principale di copertura e le colonne.

3.1.2 Schemi statici

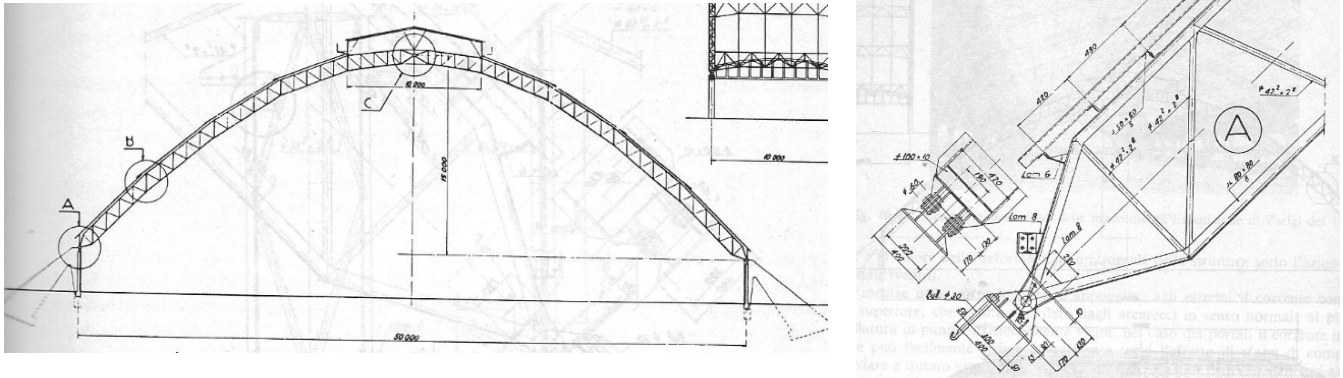
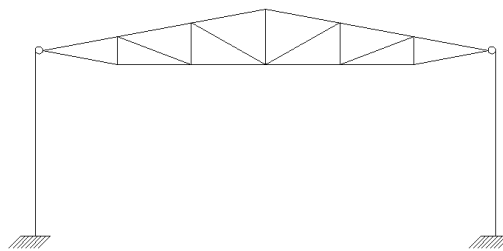


Figura 3.3. Particolari di arco a 3 cerniere

Oltre al classico schema a 3 cerniere, come si vede nella figura sopra tratta dal libro “costruire in acciaio” di Fausto Masi, si possono individuare tre schemi statici fondamentali:

- colonne incastrate alla base e trave incernierata in sommità;



In basso si è riportato lo schema statico in dettaglio con struttura a traliccio metallico incernierato alle colonne che a loro volta sono incastrate al terreno della Stazione di Alessandria costruita nel 1854/55, da Alessandro Mazzucchetti.

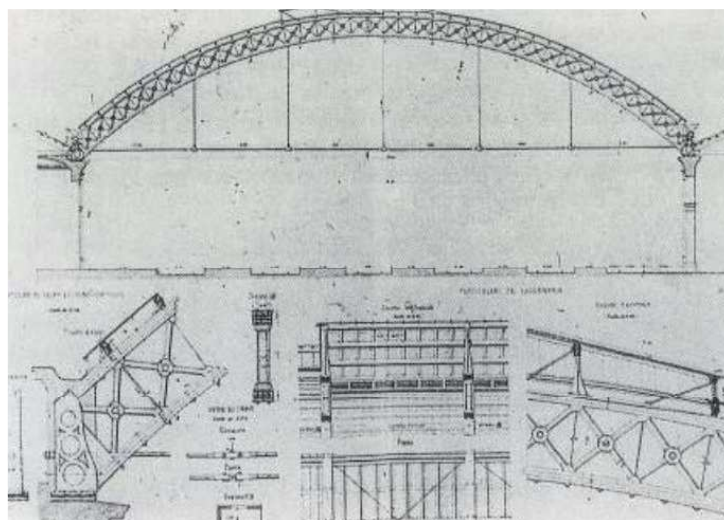
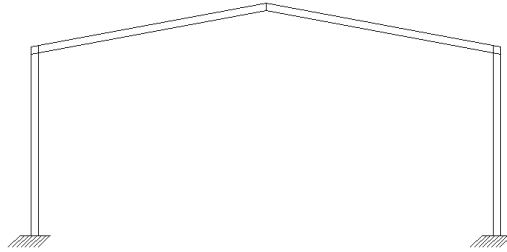
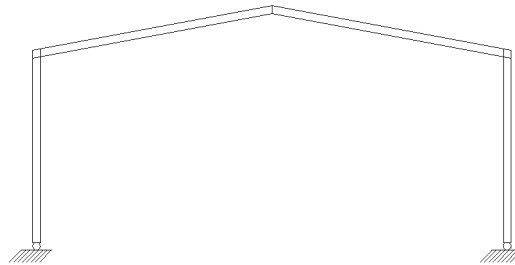


Figura 3.4 volta della stazione centrale di Alessandria

- portale incastrato alla base;



- portale a due cerniere.



Nel caso di terreni di fondazione particolarmente cattivi, o allorchè, essendo la struttura smontabile, si richiede che le opere di fondazione siano ridotte al minimo, si può eliminare la spinta orizzontale esercitata dall' arco o dal portale qui sopra schematizzato. A tale scopo le cerniere di base vengono collegate da un tirante nascosto sotto il pavimento del capannone, figura seguente, sulle fondazione vengono quindi esercitati unicamente carichi verticali, oltre naturalmente alle azioni orizzontali dovute al vento. Il costo di tale tirante e del cunicolo, nel quale deve essere alloggiato e che si forma in modo da consentire in ogni momento l' ispezione della struttura, è però elevato.

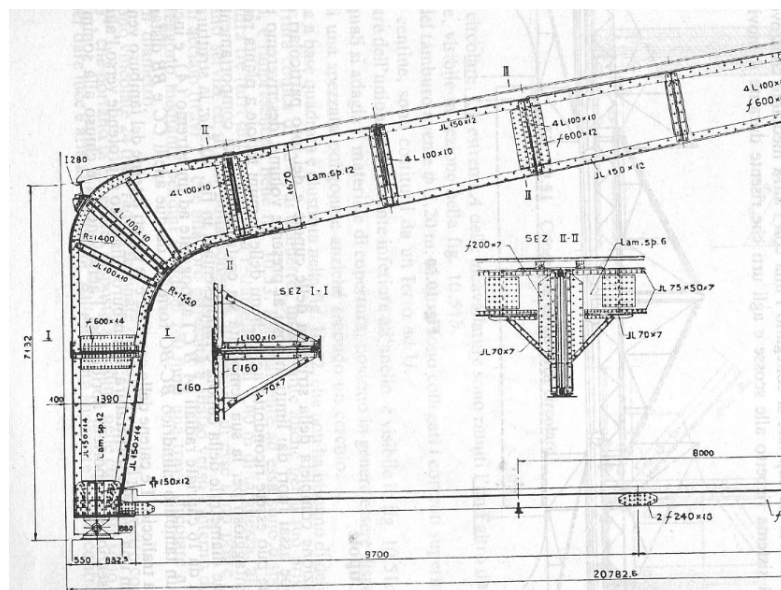


Figura 3.5. Tirante di consolidante nel terreno di fondazione

Lo schema statico più diffuso sino ad oggi è certamente quello con colonna incastrata alla base e trave incernierata alle estremità. Tale soluzione si distingue per la sua semplicità di calcolo, di fabbricazione in officina e di realizzazione in cantiere nonché per la sua versatilità di utilizzo.

Il progetto della trave in semplice appoggio, nel caso di luci elevate, è frequentemente condizionato dalla verifica della deformabilità in esercizio, che spesso richiede l'utilizzo di inerzie elevate indirizzando quindi la scelta verso la più conveniente tipologia reticolare.

Particolarmente importante è la verifica della stabilità dei correnti compressi in direzione ortogonale al piano del telaio; in particolare del corrente superiore per l'azione dei carichi permanenti e del sovraccarico neve, ed eventualmente del corrente inferiore per l'azione del vento in depressione sulla copertura. Ove occorra, è possibile migliorare le condizioni di stabilità mediante crociere o sbadacchi facenti capo alla controventatura di falda.

La soluzione a portale incastrato alla base può, d'altro canto, risultare vantaggiosa nel caso di capannoni di grande altezza o con gru di grande portata, al fine di limitare le sollecitazioni e gli spostamenti orizzontali delle colonne, oppure nel caso di capannoni di grande luce, al fine di limitare le sollecitazioni e le deformazioni della trave principale di copertura.

Tale soluzione può inoltre trarre vantaggio da un dimensionamento basato sull'analisi plastica che permette di sfruttare la duttilità dei componenti nel caso di trave e pilastri a parete piena.

Nel caso in cui si temano cedimenti fondali, può essere adottata con successo la soluzione a portale incernierato alla base, che però rispetto alla soluzione incastrata risulta essere maggiormente pesante e più deformabile.

3.1.3 Tipologie di coperture

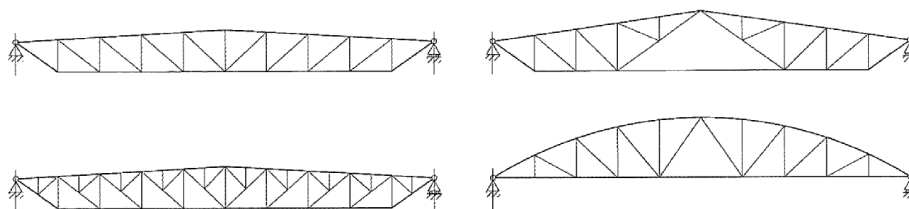
La tipologia, il passo e la luce dei telai trasversali condiziona, insieme alle esigenze di illuminazione e di aerazione ed alla tipologia del manto, la scelta dell'orditura della copertura, costituita dagli arcarecci, dalle travi principali e dai controventi di falda. Per le travi di copertura, disposte solitamente ad un interasse non superiore a 6-7 m (tipicamente 5 m), si possono distinguere: travi reticolari, coperture a shed o travi a parete piena. La scelta progettuale dipende dalla funzione architettonica che la copertura deve svolgere, dalla necessità di ampie vetrate per lucernari o aerazione, dal passo degli arcarecci come anche dalla luce da coprire.

La copertura a capriate è costituita, nel caso più semplice, da una serie di capriate disposte trasversalmente, appoggiate sulla sommità delle colonne. All'estradosso della trave reticolare trovano appoggio i correnti longitudinali (arcarecci) o direttamente una copertura in lamiera grecata per la disposizione di materiale coibentante e di impermeabilizzazione. Quando le esigenze funzionali richiedono un notevole interasse longitudinale delle colonne, occorre ricorrere a travi laterali porta-capriata che consentono un'ottimale spaziatura delle capriate di copertura pur incrementando il passo dei telai principali.

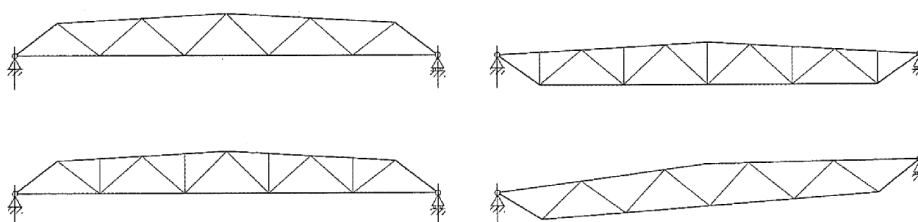
Nel caso di travi reticolari, si cerca di concentrare tutti i carichi nei nodi della briglia superiore, in modo da ottenere aste semplicemente tese e aste semplicemente compresse. Qualora questo non fosse possibile occorre valutare se convenga ricorrere ad uno schema con passo ridotto o progettare una capriata le cui briglie superiori siano soggette anche a sollecitazioni di flessione e taglio.

Tra le travi reticolari maggiormente in uso si riportano:

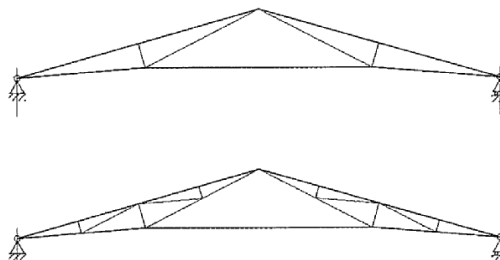
- tipo Mohrié a diagonali tese (Figura 3.6)



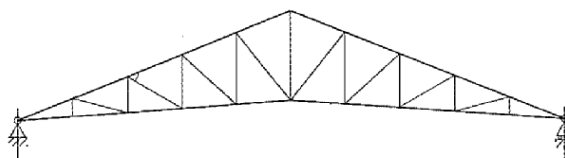
- tipo Warren a diagonali tese e compresse; (Figura 3.7)



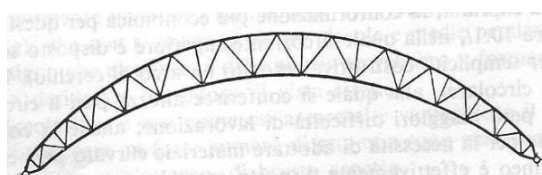
- Polonceau; (Figura 3.8)



- Tipo inglese. (Figura 3.9)



- Capriata a falce (struttura spingente) (Figura 3.10)



Di seguito viene riportata una foto tratta dal libro “strutture in acciaio”, di una capriata a falce



Figura 3.10. Tetto con capriata a falce

Le coperture a shed, formate da ampie vetrate orientate nella medesima direzione, richiedono un maggior numero di elementi strutturali. Mentre una copertura a falde può essere facilmente realizzata con una serie di travi reticolari sulle quali siano appoggiati gli arcarecci, una copertura a shed necessita di trave portashed, di puntoni di falda, di arcarecci ed infine di correnti portavetrate. Le travi principali (porta shed) sono disposte trasversalmente o direttamente appoggiate alle colonne.

La falda cieca della copertura è supportata da travi secondarie (shed) e collegate alla briglia superiore di una trave principale e a quella inferiore della trave adiacente. Gli arcarecci corrono sulle travi secondarie parallelamente alle travi principali.

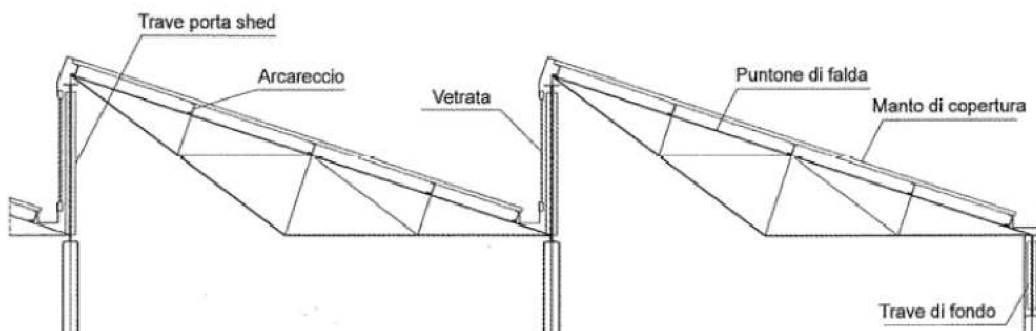


Figura 3.11. Trave a shed

Le travi a parete piena sono realizzate con travi laminate o, se risultano di una certa importanza, composte saldate. Risultano essere adatte per ambienti polverosi o chimicamente aggressivi, oppure quando si vuole conferire agli elementi di copertura una particolare funzione architettonica.

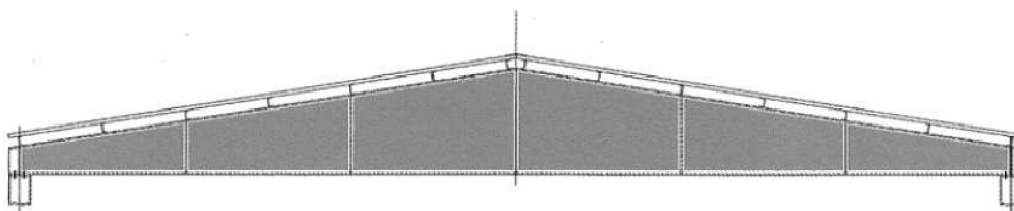


Figura 3.12. Trave di copertura formata da una trave composta ad anima piena

3.2 Capannoni con struttura prefabbricata

3.2.1 Generalità

Gli edifici industriali prefabbricati sono realizzati, in genere, con schemi ad ossatura portante che possono essere classificati, dal punto di vista della soluzione strutturale, essenzialmente in tre tipologie ben definite, in virtù della luce da coprire:

- *capannoni* (a traversi orizzontali piani e a doppia o semplice pendenza) o *edifici commerciali monopiano o pluripiano*;
- *strutture reticolari*;
- *strutture portanti ad arco*.

La prima tipologia è preferita per luci fino a circa 30 m, mentre la soluzione della travatura reticolare è vantaggiosamente impiegata per luci da 15 a 40 m e più (per piccole luci le incidenze conseguenti alla cassetatura ed alle gabbie d'armatura per la formazione delle diagonali e degli elementi verticali superano i vantaggi offerti dalle strutture reticolari. Si può ritenere che la luce di 15 m costituisca il limite inferiore per un'economica applicazione delle travature reticolari prefabbricate in conglomerato cementizio armato), mentre gli archi sono particolarmente adatti a luci di circa 60 m.

Gli edifici industriali ad una navata sono generalmente costituiti da strutture monopiano a pianta rettangolare o quadrata, con maglia quasi sempre costante di pilastri.

La maglia quadrata è impiegata in quelle industrie dove non è chiaramente individuata la direzione dei diagrammi di lavorazione nel senso che il passaggio tra le varie fasi operative non avviene sempre nello stesso ordine e nella stessa direzione. Alcuni esempi di industrie di questo genere sono rappresentati dalle industrie elettroniche, manifatturiere (maglierie, fabbriche d'abbigliamento ecc.) e officine meccaniche di precisione. La maglia quadrata consente infatti spostamenti o trasformazioni radicali nell'ubicazione dei vari macchinari, dei reparti, ecc, garantendo così un'elevata flessibilità alle attività.

La maglia rettangolare viene invece preferita nei casi in cui il diagramma di lavorazione è nettamente individuato e non soggetto a variazioni sensibili, o quando siano richieste luci notevoli: in questi casi è determinante, dal punto di vista funzionale, una delle due dimensioni della maglia, essendo l'altra legata a ragioni meramente costruttive.

Un altro caso in cui si preferisce la maglia rettangolare si riscontra quando la maggiore flessibilità che si ottiene con una maglia quadrata non compensa la maggiore spesa che ne conseguirebbe. Fra le industrie che rientrano in questa seconda categoria vi sono l'industria meccanica pesante con lavorazioni servite da gru a ponte, le quali, ovviamente, determinano l'andamento dei diagrammi di lavorazione, oppure gli impianti dei pastifici, biscottifici, ecc, che sono caratterizzati da lunghissime linee automatizzate.

Una volta stabilita la maglia in base ad esigenze di natura funzionale, la scelta del sistema costruttivo e delle soluzioni strutturali dipende da diversi parametri, quali la luce richiesta, l'interasse delle capriate, l'altezza interna necessaria, il tipo d'illuminazione diurna, le caratteristiche geotecniche in sito, i tempi di realizzazione, gli eventuali problemi di montaggio e di trasporto.

Proprio sul problema inerente il trasporto degli elementi prefabbricati di notevoli dimensioni è opportuno fare alcune osservazioni.

I mezzi di trasporto già negli anni '60 erano in grado di offrire prestazioni molto competitive, riuscendo a trasportare con una certa semplicità operativa elementi che avessero lunghezza e peso particolarmente impegnativi; tuttavia esistevano precisi limiti, che del resto esistono anche attualmente, relativi alla sagoma trasversale imposti dal regolamento stradale (in Italia si tratta di 2.50 m di larghezza per 4.50 m di altezza), che vincolavano spesso in maniera molto sensibile le scelte progettuali delle strutture in elementi prefabbricati.

Per quanto riguarda, invece, i problemi di montaggio, spesso le dimensioni e la forma della maglia inducevano a soluzioni ben precise; per esempio in stabilimenti in cui le dimensioni variavano tra i valori di 10 x 10 m ed i 20 x 20 m si realizzava una struttura composta da più ordini perpendicolari tra loro: travi principali che poggiano direttamente sulle colonne, travi secondarie poste sulle travi principali, elementi di copertura appoggiati sulle travi secondarie. In figura seguente è riportato un esempio di tale soluzione, con gli elementi di copertura costituiti da pannelli trasparenti per l'illuminazione interna.

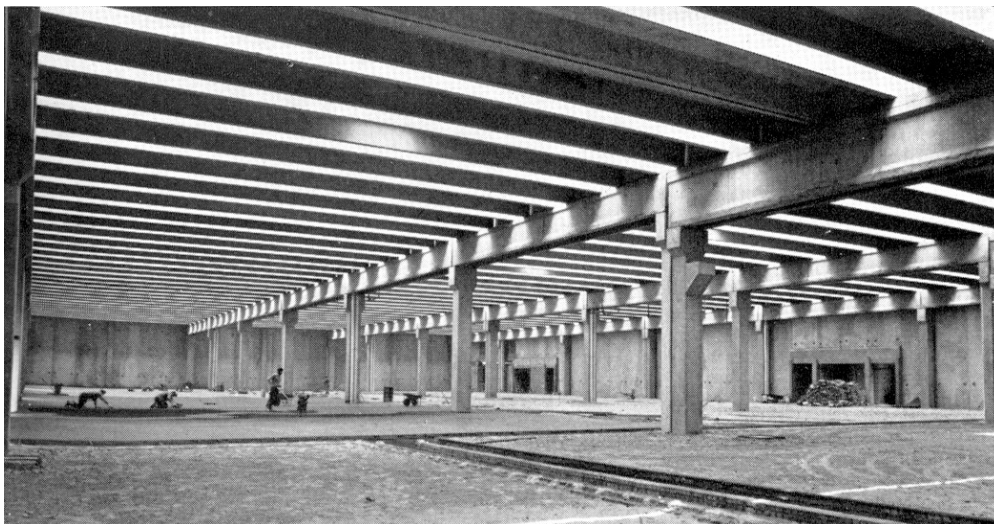


Figura 3.13. Esempio di copertura di un capannone industriale a più ordini perpendicolari tra loro.

Tale schema presenta tuttavia degli inconvenienti di ordine pratico, connessi alle operazioni di montaggio, vedere figura seguente. Il primo inconveniente consiste nel fatto che i vari elementi hanno pesi spesso molto diversi tra loro, e quindi, se si usa un unico mezzo per il sollevamento questo risulterà sfruttato male, mentre l'uso di due macchine per il sollevamento può creare delle complicazioni dovute all'accavallarsi delle operazioni. Il secondo inconveniente è dato dal fatto che, una volta posate le travi principali e secondarie, diventa difficile posare gli elementi di copertura, a meno che non si ricorra alla posa alternata di travi secondarie e elementi di copertura: un simile accorgimento richiede una attenta programmazione delle fasi di montaggio e complicazioni nella consegna a piè d'opera delle strutture prefabbricate.

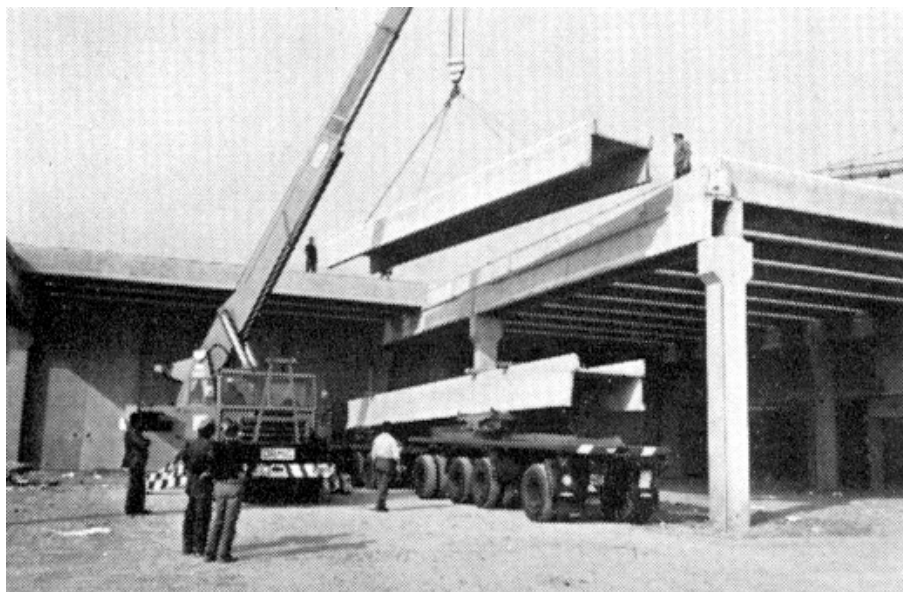


Figura 3.14. Esempio di posa alternata di travi secondarie ed elementi di copertura.

Per tali ragioni si preferisce quasi sempre realizzare la struttura con soli due ordini di elementi, e cioè le travi principali e gli elementi di copertura a pannelli, piani o curvi, appoggiati sulle travi e capaci di coprire la maggiore luce possibile come si vede nella prossima figura e, chiaramente, compatibili con le condizioni di trasporto. A questo tipo di soluzione si affidano la maggior parte dei capannoni industriali nonché le recenti strutture commerciali (sono molti diffusi i casi in cui l'orditura secondaria è realizzata con dei pannelli prefabbricati precompressi o non in laterizio armato (ad esempio i solai predalles)), in grado di coprire luci dai 6 ai 9 metri circa).

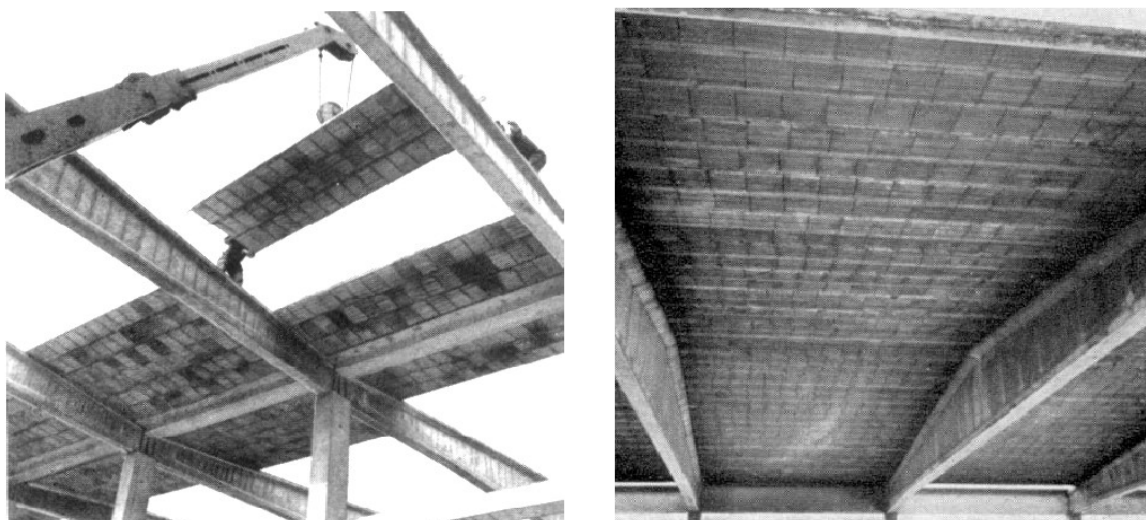


Figura 3.15. Esempio di struttura con due soli ordini di elementi.

Accanto a questi problemi di ordine pratico e progettuale ve ne sono altri specifici della prefabbricazione, come l'analisi strutturale nelle fasi transitorie (sformatura, stoccaggio, sollevamento, trasporto, montaggio), la realizzazione dei collegamenti nonché problematiche inerenti la modellazione della struttura, che risulta differente dal caso degli edifici in cemento

armato gettati in opera a causa della presenza dei collegamenti tra le varie membrature, realizzati in fase di assemblaggio e dunque non monolitici con il resto della struttura. Per questo motivo, la modellazione delle unioni non sempre risulta individuabile in maniera univoca, in quanto il loro comportamento varia molto da tipo a tipo di collegamento, influenzando enormemente il funzionamento dell'insieme strutturale, e spesso è sensibilmente diverso da quello elastico lineare.

3.2.2 Schemi statici

I sistemi costruttivi dei capannoni possono essere suddivisi nei seguenti tipi principali:

- costruzioni ad ossatura portante con elementi a sviluppo lineare, pilastri e capriate;
- costruzioni ad ossatura portante con elementi di telaio;
- telai rigidi eseguiti in un solo pezzo.

Questi tipi principali vengono poi suddivisi a loro volta in numerosi sistemi esecutivi.

Costruzioni ad ossatura portante con elementi a sviluppo lineare

Questi tipi costruttivi sono comuni per la copertura piana con luci sia modeste sia molto grandi. In particolare si hanno:

- *Pilastri incastrati alla base con capriate accoppiate a cerniera*

come si vede in figura seguente Questa tipologia è particolarmente adeguata alla prefabbricazione e molto diffusa in quanto comporta economie notevoli sia nella fabbricazione sia nel montaggio. Gli elementi lineari vengono fabbricati e posti in opera con minor fatica, mentre il collegamento a cerniera pilastro-colonna assicura un rapido montaggio.

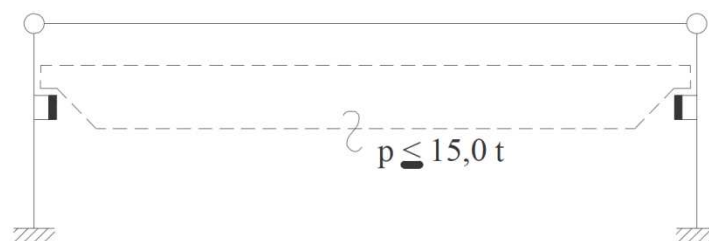


Figura 3.16. Schema statico della tipologia con pilastri incastrati alla base e capriate accoppiate a cerniera.

Un ulteriore vantaggio da sottolineare per tali schemi statici è la limitata sensibilità ai cedimenti differenziali. Il limite d'impiego si ha in circa 30 m di luce e 10 m d'altezza.



Figura 3.17. Vista capannone con pilastri incastrati alla base e capriate accoppiate a cerniera

Con $l/h > 6$ si sceglie questo tipo esecutivo, poiché nel telaio rigido si produrrebbero forze di taglio molto elevate, che richiederebbero fondazioni costose.

Per le grandi luci, dove l'intera capriata non può essere trasportata, si realizzeranno i singoli conci in fabbrica da collegare poi insieme in cantiere. Molto diffuso è il capannone con la trave principale a doppia pendenza (circa 10%) in c.a. ordinario o precompresso, che poggia semplicemente sui pilastri, conformati a forchetta o meno, e su cui è ordita la copertura fatta con tegoli, coppelle o pannelli prefabbricati, vedere figura seguente.



Figura 3.18. trave principale a doppia pendenza

- *Pilastri incastrati alla base con successivo collegamento rigido a flessione della traversa*

Vedere figura seguente, essi portano, in confronto al tipo esecutivo precedentemente descritto, un aggravio in termini di tempi di montaggio, in quanto questo procede più lentamente a causa della realizzazione del collegamento resistente a flessione. In presenza di grandi forze orizzontali (grandi capannoni, grandi carichi delle gru) un telaio rigido è più economico di quello con pilastri incastrati con capriate accoppiate a cerniera, per il risparmio in termini di armatura nella costruzione dell'ossatura e nelle fondazioni, risparmio che è superiore al lavoro supplementare per il montaggio. Per semplificare il collegamento, nei nodi del telaio si assorbiranno solo le forze di taglio dovute ai carichi utili, al carico da vento, della neve e della gru. Anche in questo caso la luce massima che si riesce a coprire è di circa 30 m, mentre l'altezza massima del capannone dipende solo dagli apparecchi di sollevamento.

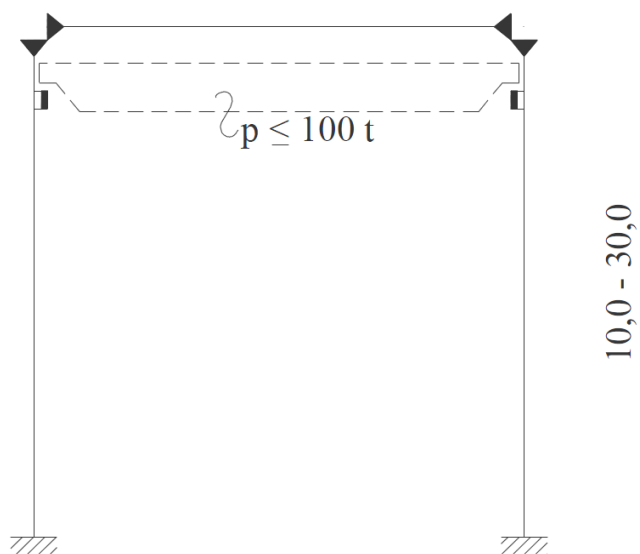


Figura 3.19. Schema capannone con pilastri incastrati alla base e collegamento rigido a flessione della traversa.

Costruzioni ad ossatura portante con elementi di telaio

Le possibili soluzioni strutturali sono rappresentate da telai ad una cerniera (con pilastri incastrati e cerniera in chiave) (Figura a) o telai a tre cerniere (Figura b). I telai a tre cerniere vengono preferiti negli edifici alti per $l/h < 1$ o in presenza di tetti con falde molto inclinate, oppure se le condizioni del suolo richiedono una costruzione staticamente determinata. Con capannoni alti e luci minori di circa 12 m non è conveniente fabbricare a parte i pilastri e le capriate e poi montarle; si preferisce un semitelaio, che non risulta molto più pesante, e rispetto all'ossatura è costituito da sole due parti invece che da tre, e invece di due collegamenti è necessario eseguirne uno solo nel mezzo della capriata. Si ha inoltre una costruzione che senza costose fondazioni può assorbire anche forze orizzontali.

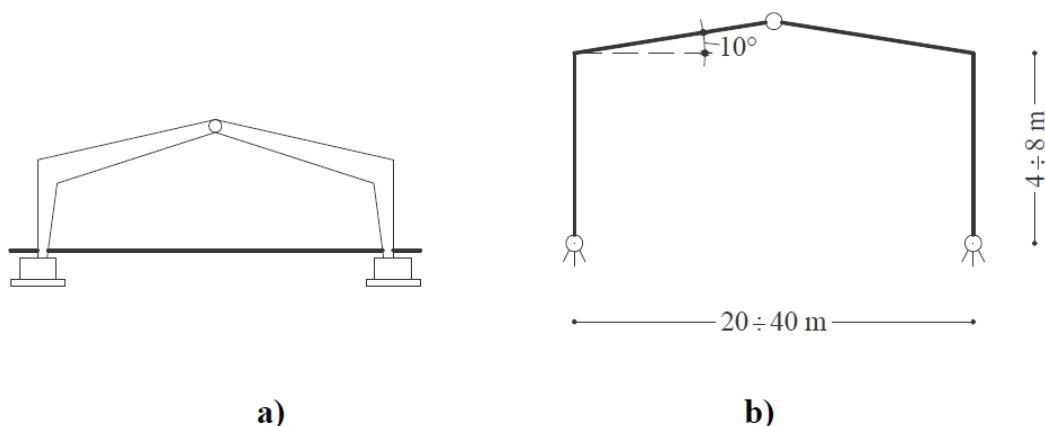


Figura 3.20. Schema statico telaio: (a) ad una cerniera; (b) a tre cerniere.

Lo schema a tre cerniere si adatta con successo al caso di grandi luci e, grazie al favorevole andamento dei momenti con falde molto inclinate; di contro è richiesto maggiore impegno durante il montaggio, perché è necessaria un'impalcatura mobile.

Il telaio ad una cerniera è preferito con buone condizioni del terreno, per la ragione che un collegamento con la fondazione in grado di garantire anche resistenza a flessione è in generale più semplice di uno a cerniera (contrariamente a quanto succede per l'attacco ad angolo).

Il sistema a "Lambda" figura seguente, tipico per costruzioni prefabbricate in cemento armato prefabbricate, con pilastri a T e ad L e traverse con attacco a cerniera nei punti neutri dei momenti, viene eseguito con tetti inclinati e con traverse brevi e rigide.

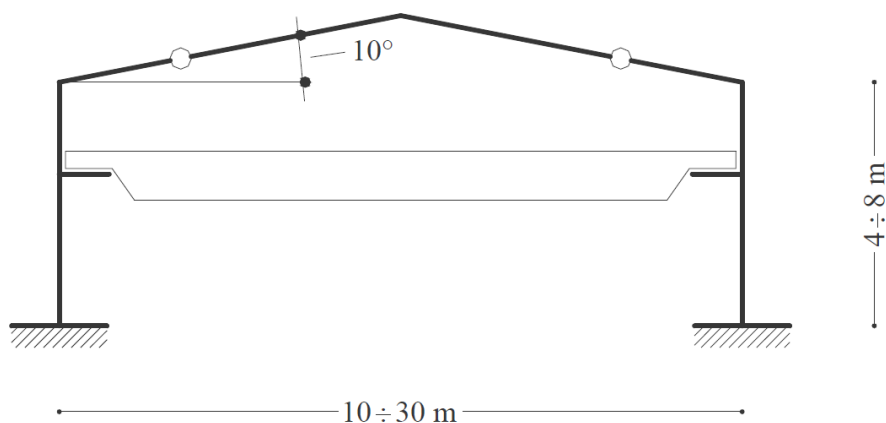


Figura 3.21. Schema statico sistema a "Lambda".

Questa tipologia costruttiva risulta molto economica nel consumo di materiale, possedendo una perfetta continuità; gli attacchi tra montante e traversa vengono eseguiti a cerniera, il che assicura un rapido montaggio. I limiti d'impiego si ritrovano anche in questo caso per luci di 30 m circa; con luci maggiori la traversa risulta composta di due o più parti.

L'attacco tra le varie parti della traversa può anche non essere a cerniera ma ad incastro. Il problema della scelta delle sezioni ove operare la sconnessione e quindi il ripristino della monoliticità è posto in funzione sia della statica dell'insieme, sia dell'economia del ciclo di montaggio.

Si hanno due problematiche opposte circa la realizzazione dei collegamenti tra le varie parti della traversa, in base alla sezione in cui si intende realizzare il ripristino della continuità strutturale. In corrispondenza dei nodi è consentito l'appoggio dei traveri sulle colonne senza opere di presidio temporaneo, ma risulta complessa l'esecuzione di un giunto efficiente, sia per il numero sia per la sagomatura dei ferri. Nelle sezioni prossime a quelle di momento nullo, il numero ridotto delle armature e la loro disposizione rendono agevole la formazione del giunto, ma è richiesto l'impiego di sostegni provvisori. L'impiego di piedritti a T, ad Y ed a L rovescio si offre come soluzione proprio a queste problematiche, secondo gli schemi riportati in figura

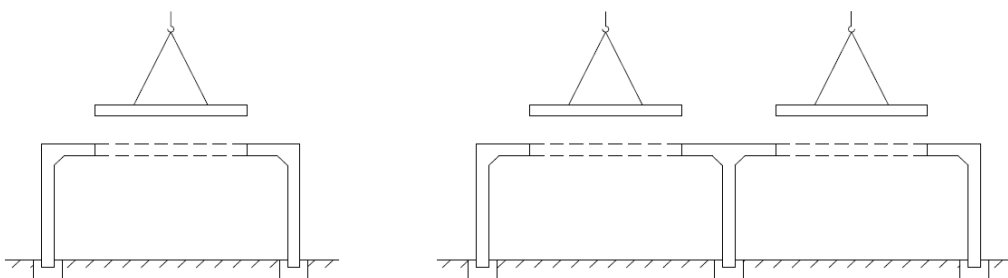


Figura 3.22. Schema capannone con piedritti ad L ed a T

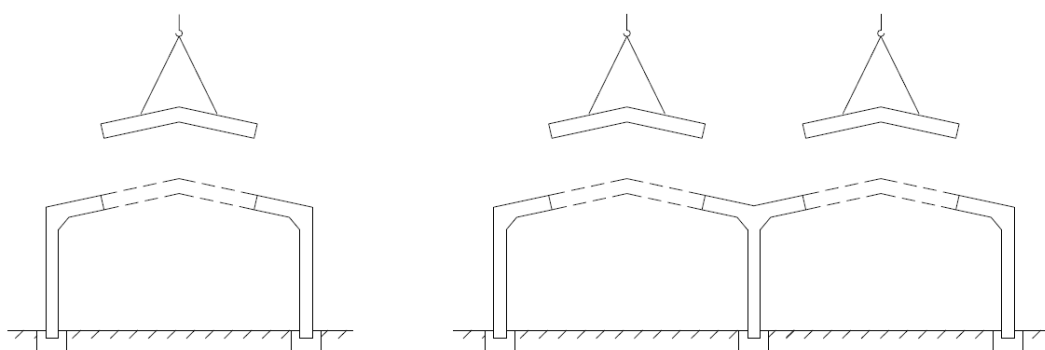


Figura 3.23. Schema capannone con piedritti a λ .

Tali tipologie di piedritti sono poi assemblate ai traveri con uno dei giunti rappresentati in Figura

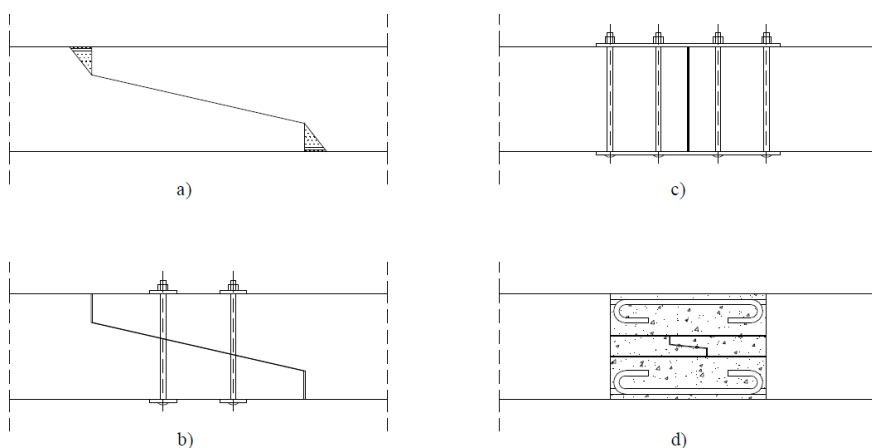


Figura 3.24. Tipologie dei giunti.

Per utilizzare il giunto della Figura a) occorre che le estremità degli elementi da assemblare siano preparate in modo tale da potersi adattare l'una sull'altra per un breve tratto e di consentire, nella fase di montaggio, la saldatura dei ferri e la successiva sigillatura con malta cementizia degli interstizi a cuneo. Se l'architrave è costituita da un elemento ad arco è necessario sostenerlo con la gru fino all'ultimazione della sigillatura dei giunti.

Il giunto di Figura b) ricalca l'unione che in genere viene adottata per gli elementi in legno: le due superfici da assemblare sono adattate l'una sull'altra e quindi serrate con dei bulloni; i fori dei bulloni ed il gioco tra gli elementi da collegare sono poi riempiti con iniezioni di malta. Questo giunto presenta deformazioni notevoli e la resistenza a rottura per flessione di un architrave isolata, così giuntata con 2 o 3 bulloni, è rispettivamente il 35% ed il 50% di quella di un analogo elemento monolitico. Il giunto riportato in Figura 12 c), con coprigiunto in acciaio e bulloni, molto utilizzato per le carpenterie metalliche, esige una completa immobilizzazione della gru durante l'intero periodo di montaggio. La resistenza a rottura per flessione di un architrave isolata, così giuntata con tre bulloni per parte, può raggiungere valori fino al 95% di quelli di un analogo elemento monolitico.

Il giunto della Figura d) ripristina la continuità della struttura. La resistenza a flessione è affidata ai ferri d'armatura (sovrapposti per una lunghezza non inferiore di 40 diametri) ed al successivo getto di malta di sigillatura.

Il calcolo statico degli elementi delle figure dei capannoni con piedritti a L, T e λ è condotto con riferimento a due fasi distinte: quella di montaggio e quella di esercizio.

Coperture a più navate

I capannoni a più navate vengono eseguiti con gli stessi sistemi portanti di quelli ad una navata. Sui pilastri intermedi si esegue un collegamento per realizzare un parziale effetto di continuità. Per l'illuminazione diurna si possono avere lucernari posti trasversalmente o longitudinalmente, o grazie ad una grande pendenza del tetto, oppure con prismi di vetro incorporati nella superficie del tetto.



Figura 3.25. Esempi di lucernari

Nei capannoni a tre navate le capriate sporgono nella navata centrale, oppure la navata stessa deve essere posta ad altezza maggiore. Un ulteriore tipo esecutivo è la conformazione della capriata a trave Gerber, che consente un miglior decorso dei momenti. Se eventualmente ogni terza navata presenta una luce più piccola, le capriate possono allora sporgere nella navata senza essere tra loro collegate. Quanto descritto è riportato nella seguente figura.

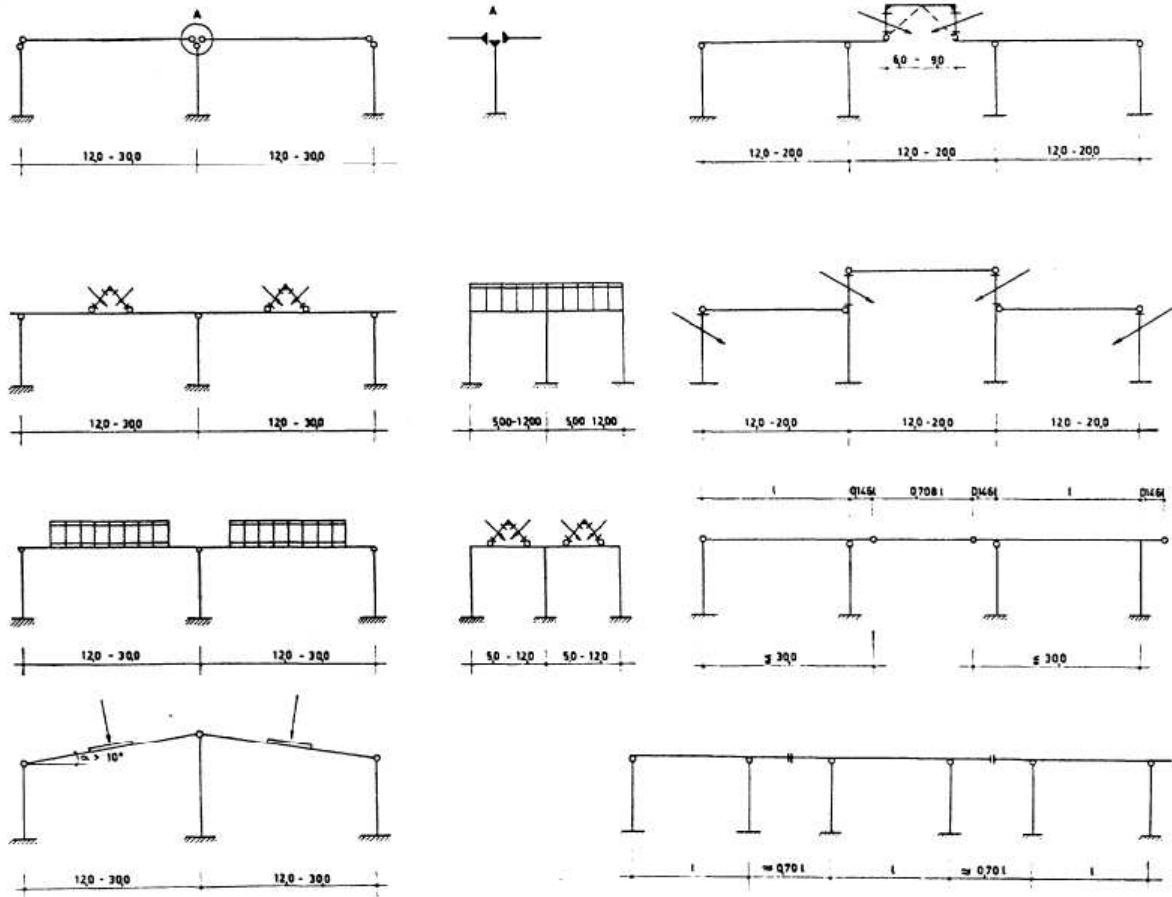


Figura 3.26. Schema statico di capannoni a più navate.

I telai a tre cerniere sono meno adatti nei capannoni a più navate, poiché gli sbalzi dei pilastri intermedi diventano troppo lunghi e si perde, quindi, il vantaggio di poter montare un semitelaio. Una tipologia strutturale con pilastri dritti e traverse sporgenti dai due lati collegate tra loro a cerniera e col montante resistente a flessione (precompressione), può, invece, risultare razionale con luci intermedie.

Il capannone a più navate diviene vantaggioso con il sistema "Lambda", dove i pilastri a T hanno uno sbraccio relativamente piccolo (figura seguente).

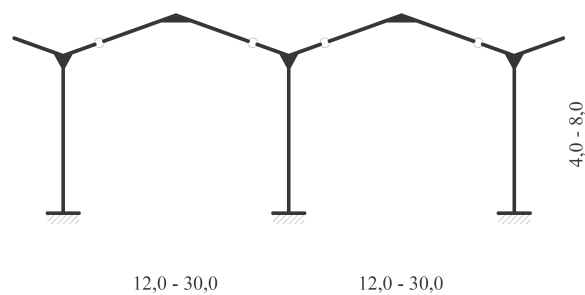


Figura 3.27. Schema statico capannone a più navate con sistema lambda.

3.2.3 Tipologie coperture

Travature reticolari

Le travature reticolari è il metodo costruttivo più usato per la copertura dei capannoni prefabbricati inoltre, come è stato già detto in precedenza, sono impiegate per luci dai 15 ai 40 m e più, e nel caso in cui si disponga di una sufficiente altezza di copertura: l'altezza in mezzera è infatti pari a $1/7 \div 1/8$ della luce. Tale tipologia di strutture sono state molto in voga fino agli anni '70 sostituite col passare del tempo da strutture metalliche in acciaio e alluminio. Ai giorni d'oggi questo tipo di strutture sono praticamente in disuso.

La progettazione di una travatura reticolare deve rispondere ad esigenze funzionali ed estetiche e la scelta tipologica è influenzata da problemi di impermeabilizzazione, coibentazione, illuminazione, aerazione e soffittatura.

L'impermeabilizzazione, cui sono strettamente legati anche i problemi di coibentazione, è risolta generalmente con:

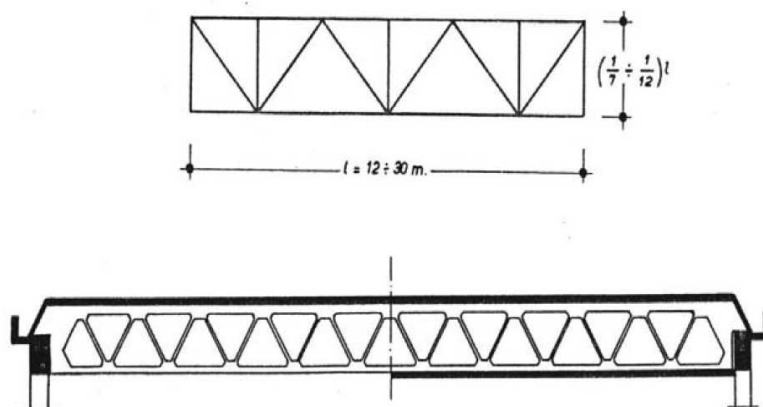
- *manti in fibro-cemento* disposti con pendenze non minori del 10%. Il campo d'impiego è perciò limitato al caso di falde piane, superfici cilindriche, conoidi;
- *manti bituminosi*, realizzabili su qualsiasi tipo di superficie;
- *fogli di alluminio o rame* ricavati in lastre rettangolari o quadrate, il che ne limita il campo di utilizzazione.

Per quanto concerne l'illuminazione, le soluzioni sono: strutture a shed, cupolette e aperture a strisce ricavate parallelamente o perpendicolarmente all'asse longitudinale.

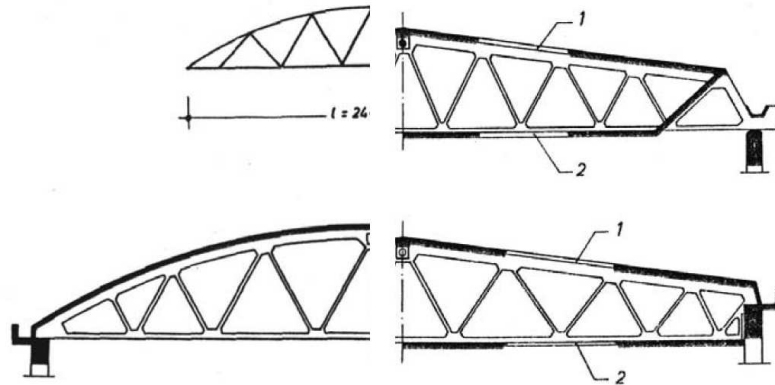
I problemi di aerazione sono sostanzialmente connessi a quelli di illuminazione nel senso che è sufficiente rendere apribili i lucernari laterali e di colmo.

Dal punto di vista dello schema statico la casistica è molto vasta; si hanno:

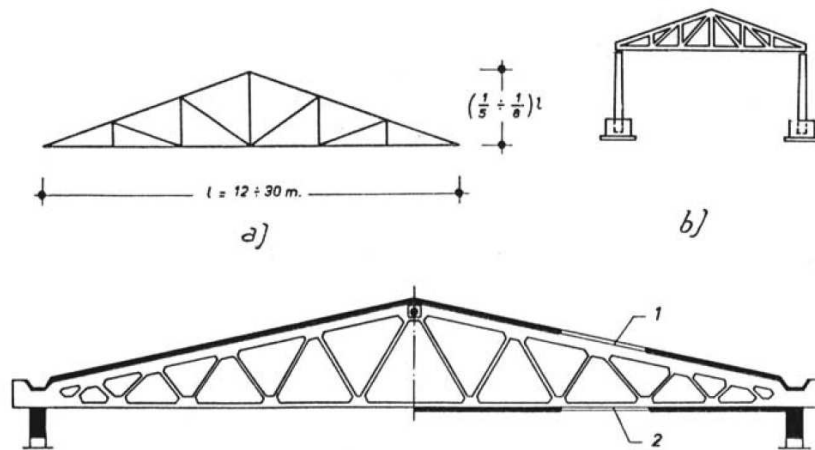
- *travature a correnti paralleli (figura 3.28.)*



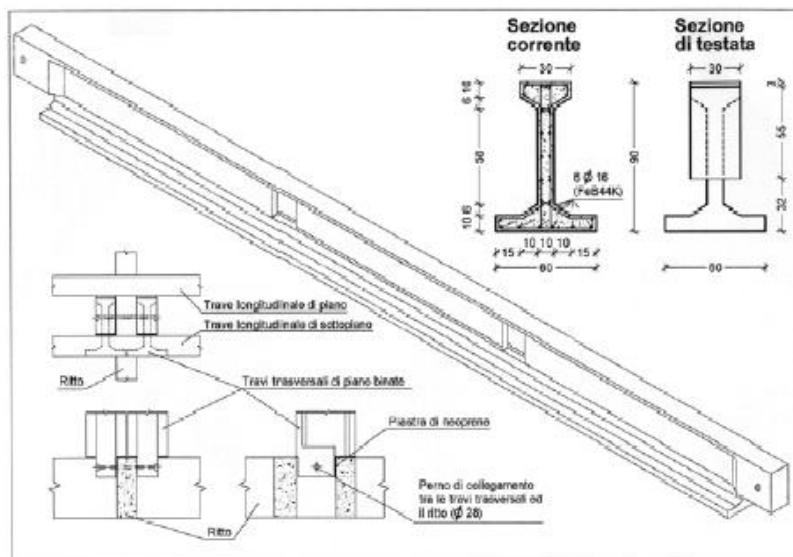
- *travature con correnti superiori configurati ad arco o poligonali e con elementi terminali triangolati o meno; (figura 3.29.)*



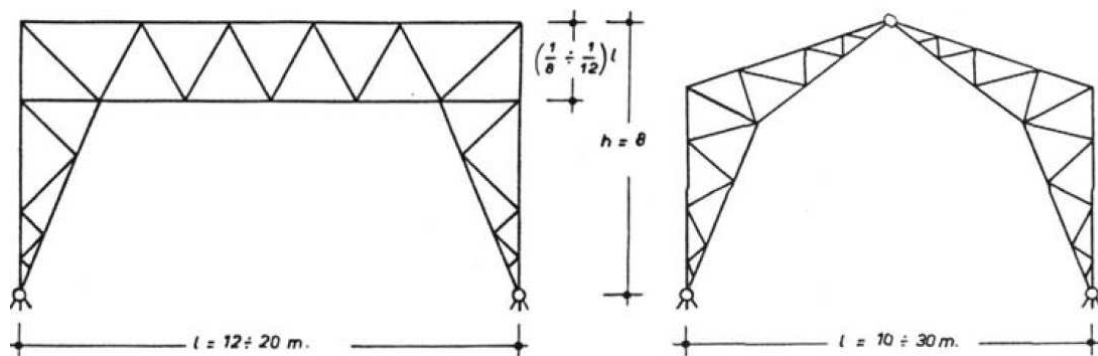
- *travature triangolari (figura 3.30.)*



- *travate Vierendeel; (figura 3.31.)*



- *telai reticolari (figura 3.32.)*



Il regime principale degli sforzi, per tutte le tipologie, è determinato mediante poligoni d'equilibrio, nell'ipotesi che le aste siano soggette solo a sforzo assiale e che quindi i nodi siano delle cerniere. In realtà le aste in calcestruzzo (ordinario o precompresso) sono monoliticamente incastrate, quindi nascono inevitabilmente all'atto della solidarizzazione dei nodi, azioni taglianti, flettenti e sforzi normali aggiuntivi, ma essendo gli sforzi normali aggiuntivi trascurabili rispetto a quelli principali, sono significativi essenzialmente i tagli e i momenti flettenti.

Gli aspetti più importanti che regolano la progettazione e la verifica di una travatura reticolare sono: giunzione ed ancoraggio delle armature delle aste tese, fessurazione delle aste tese, instabilità delle aste compresse (o di un insieme di aste), armatura nei nodi. La figura seguente riporta alcune classiche tipologie di giunzioni (per saldatura e per sovrapposizione). Nel caso di ancoraggio delle armature tese nei nodi interni ed in particolare nei nodi di estremità del corrente inferiore, tali armature devono avvolgere un nucleo di calcestruzzo nel nodo in cui si ancorano, oppure si devono fissare a piastre d'acciaio nel caso in cui il nodo non offra sufficiente spazio di ancoraggio o quando ci siano sforzi di entità particolarmente elevata (Figura 1).

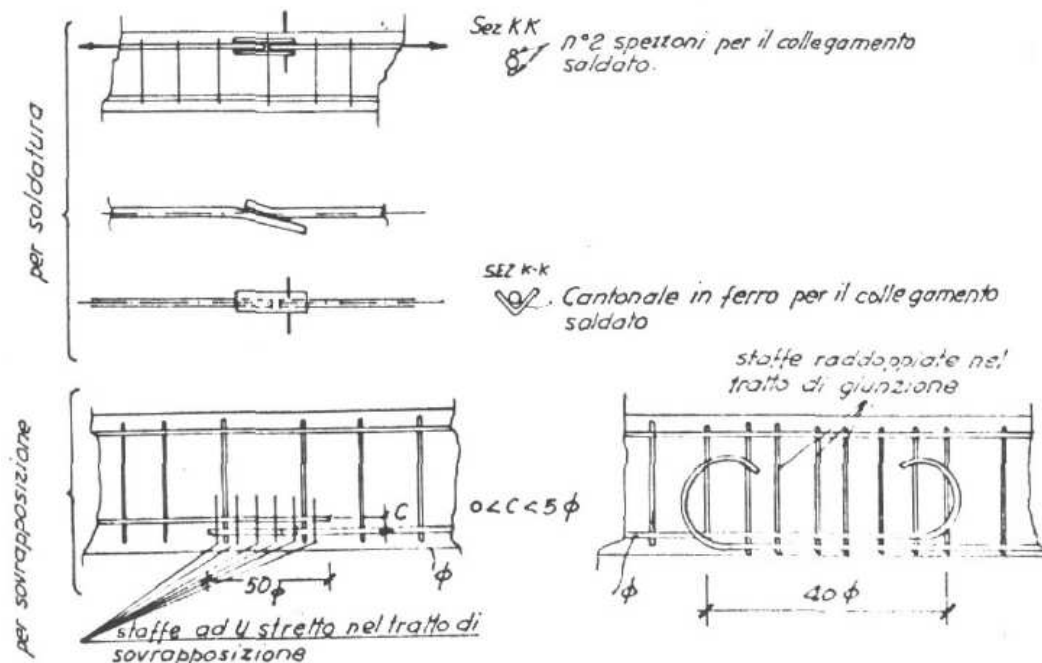


Figura 3.33. Esempio di giunzione delle armature nel corrente teso.

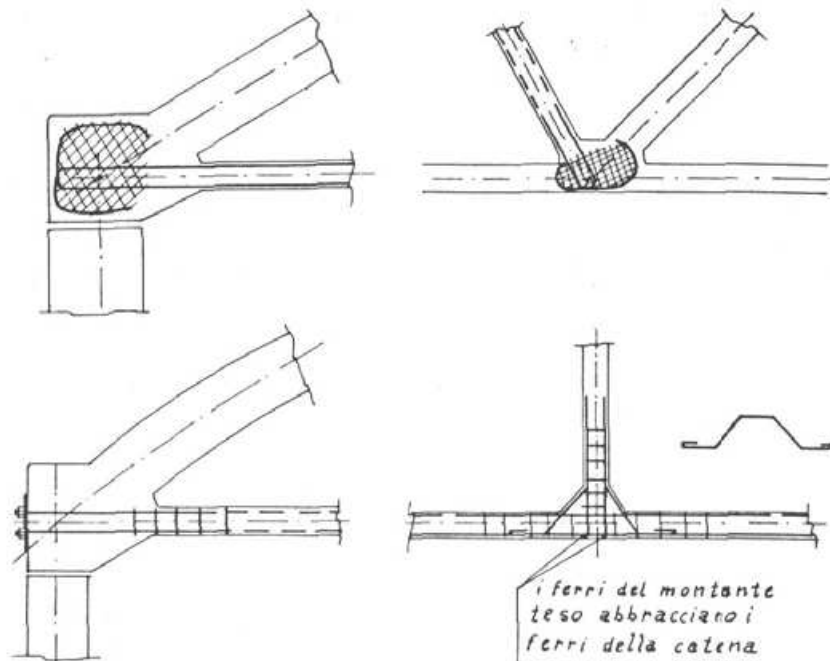


Figura 3.34. Esempio di ancoraggio delle armature nei nodi interni e di estremità del corrente teso.

La staffatura nelle aste tese é realizzata con ferri di piccolo diametro a passo più piccolo ed con barre ad aderenza migliorata per le armature longitudinali, per ridurre l'ampiezza delle fessure (a parità di tutti gli altri parametri). La staffatura prosegue nel corpo dei nodi con almeno una o due staffe.

Proprio alla luce dei problemi connessi alla fessurazione si realizza la precompressione della travatura reticolare, così da eliminare del tutto o quasi la trazione nella fase di esercizio.

Si riporta in figura seguente una sezione tipo di tale tipologia di strutture

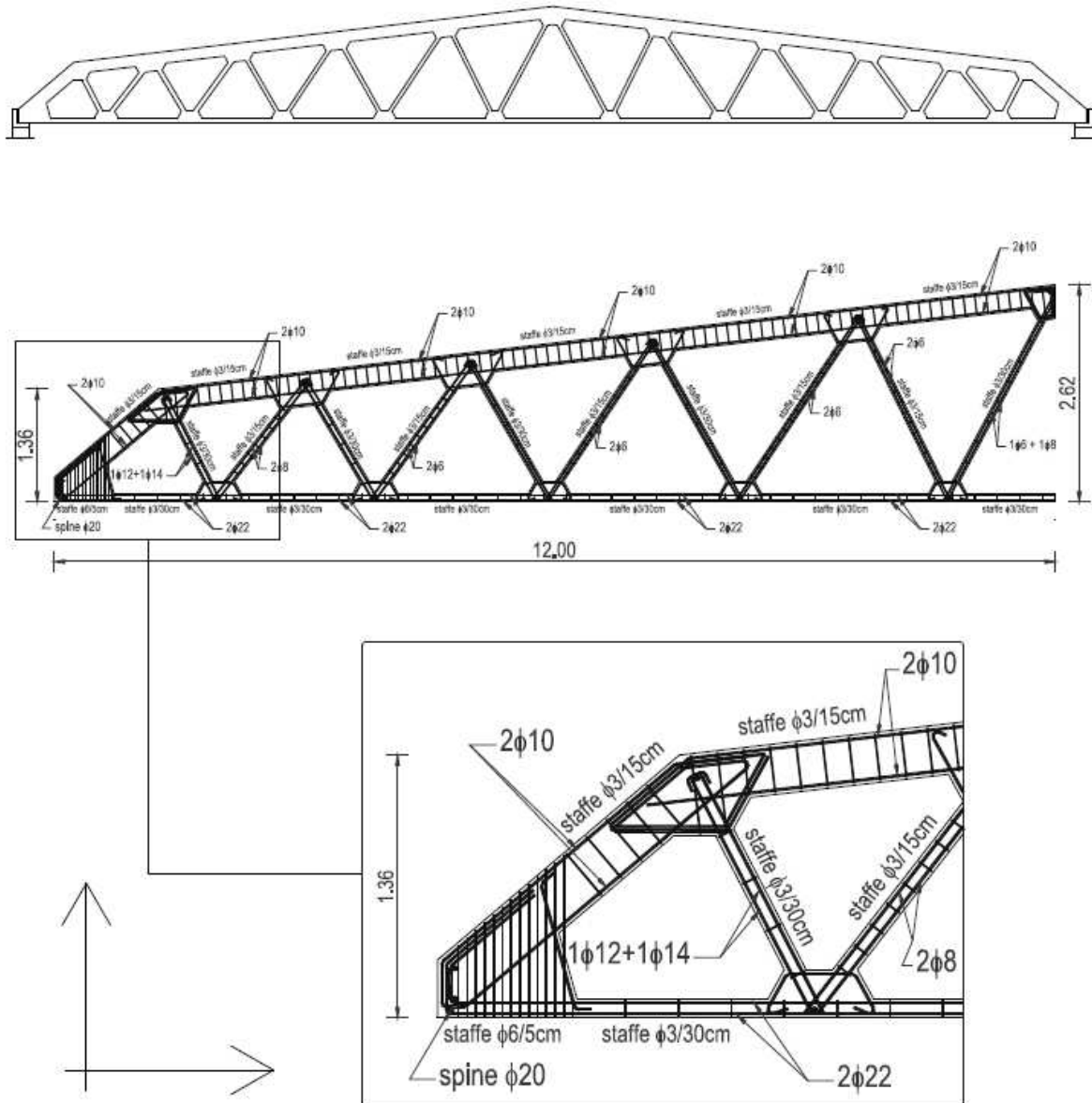


Figura 3.35. Traliccio prefabbricato in c.a.

Per la risoluzione della struttura varilevato che in genere la precompressione della catena è ottenuta mediante un tracciato assiale rettilineo con cavi scorrevoli. Per determinare gli sforzi nelle aste, lo schema statico equivalente è quello della seguente figura.

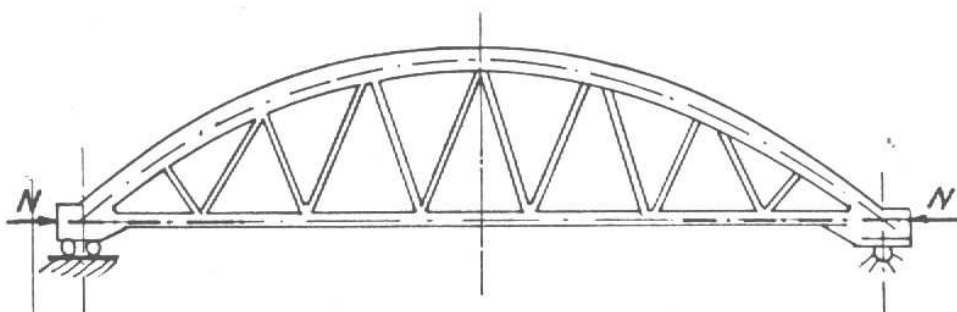


Figura 3.36. Schema statico di calcolo della travatura reticolare con catena precompressa.

Il regime principale di sforzi è costituito dalla compressione di valore N nella sola catena ed il regime secondario è dovuto alla variazione di lunghezza delle aste della catena prodotta da N ed ai conseguenti spostamenti dei nodi. Si può anche pensare che la precompressione della catena abbia lo scopo di produrre deformazioni di segno contrario a quelle prodotte dai carichi (in modo che gli estremi della travatura siano fissi o quasi), anziché di ridurre lo stato di trazione esistente. In tale ipotesi, dunque, la funzione della precompressione è quello di ridurre le deformazioni globali della struttura.

La verifica delle aste compresse deve essere condotta anche in termini di carico critico (e non solo di tensioni) generalmente solo nel piano della travatura stessa. Per aumentare la stabilità fuori dal piano della travatura, infatti, sono adottati semplici accorgimenti progettuali: ad esempio i puntoni (almeno nel tratto centrale) possono essere muniti di un'ala trasversale allo scopo di aumentare l'inerzia per inflessioni fuori dal piano, dove la luce libera d'inflessione è in generale maggiore di quella che si ha nel piano della travatura; un'altra soluzione consiste nel munire la struttura di ritegni puntuali posti in corrispondenza dei nodi.

Per quanto riguarda gli sforzi secondari si ricorda che essi sono prodotti non solo a causa degli spostamenti dei nodi dovuti alla variazione di lunghezza delle aste, ma anche per eccentricità iniziali, carichi diretti applicati alle aste, ecc.. Se si conduce il calcolo con il metodo di Cross, i momenti flettenti iniziali nei nodi sono da ripartirsi tra le aste in proporzione alle loro rigidezze; Alle aste più esili, che sono quelle tese, toccherà così una piccola quota di momento flettente, mentre ai puntoni andrà la quota maggiore: i puntoni, quindi, sono sempre soggetti a pressoflessione.

Per reggere le flessioni, i nodi devono essere armati in modo opportuno, al fine anche di produrre quegli equilibri di forze che corrispondono ai poligoni d'equilibrio mediante i quali sono determinati gli sforzi principali delle aste. Nel ristretto spazio dei nodi si hanno così stati di sollecitazione abbastanza rilevanti, che sono assorbiti da robuste staffature e, in qualche caso, da un "frettaggio".

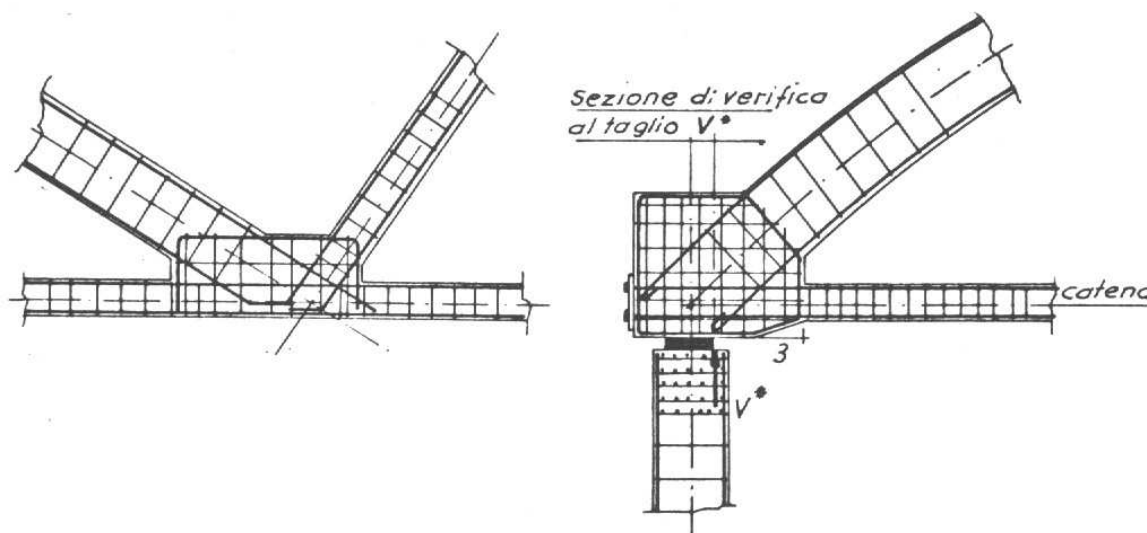


Figura 3.37. Armature nei nodi della travatura.

Lungo le aste, essendo in genere il taglio modesto, la comune staffatura disposta per le forze assiali è sufficiente a reggere gli scorrimenti, anche se talvolta possono aversi armature piegate

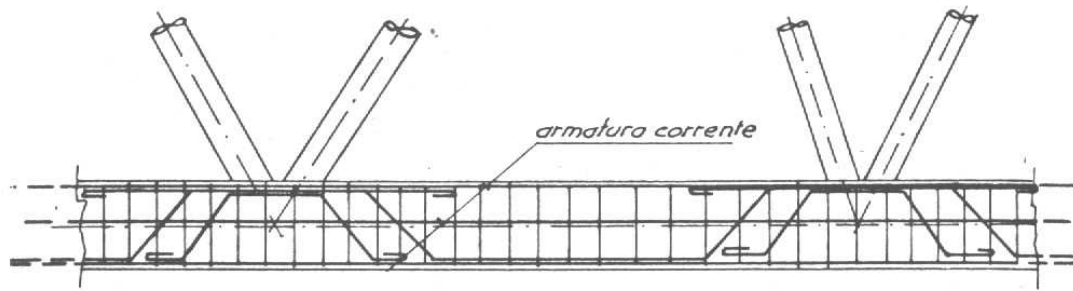


Figura 3.38. Disposizione dei ferri piegati nelle aste.

Dove invece occorre controllare in ogni caso la tensione tangenziale è all'appoggio della travatura, sul filo netto interno delle strutture di sostegno o dell'elemento interposto nell'appoggio.

Spesso per soddisfare questa verifica si rende necessario un aumento della sezione resistente (Figura 34), e questo giustifica l'aumento dello spessore della travatura nel nodo di appoggio o la presenza di una mensola verticale a partire dall'intradosso della catena (di inclinazione pari a circa 1:3) accompagnata da un estradossamento in piano del puntone superiore.

E' evidente dunque che i punti più "delicati" delle travature reticolari sono costituiti dai nodi, in cui convergono diverse aste, ed in particolare dai nodi di estremità; in questi ultimi, infatti, si verifica la presenza simultanea di sollecitazioni taglianti ed assiali molto elevate ed inoltre il notevole quantitativo di armatura che si concentra al loro interno (dovuto al fatto che tali zone sono sfruttate anche per l'ancoraggio delle barre d'armatura provenienti dalle aste che concorrono in esse) comporta il problema di avere sezioni fortemente armate e dunque potenziali zone di rottura fragile.

Per quanto concerne gli appoggi, si può dire che il dispositivo con cui sono realizzati, nei due schemi di cerniera e di carrello, deve essere tanto più perfetto quanto maggiore è l'entità dei carichi. Alcuni esempi sono riportati in figura.

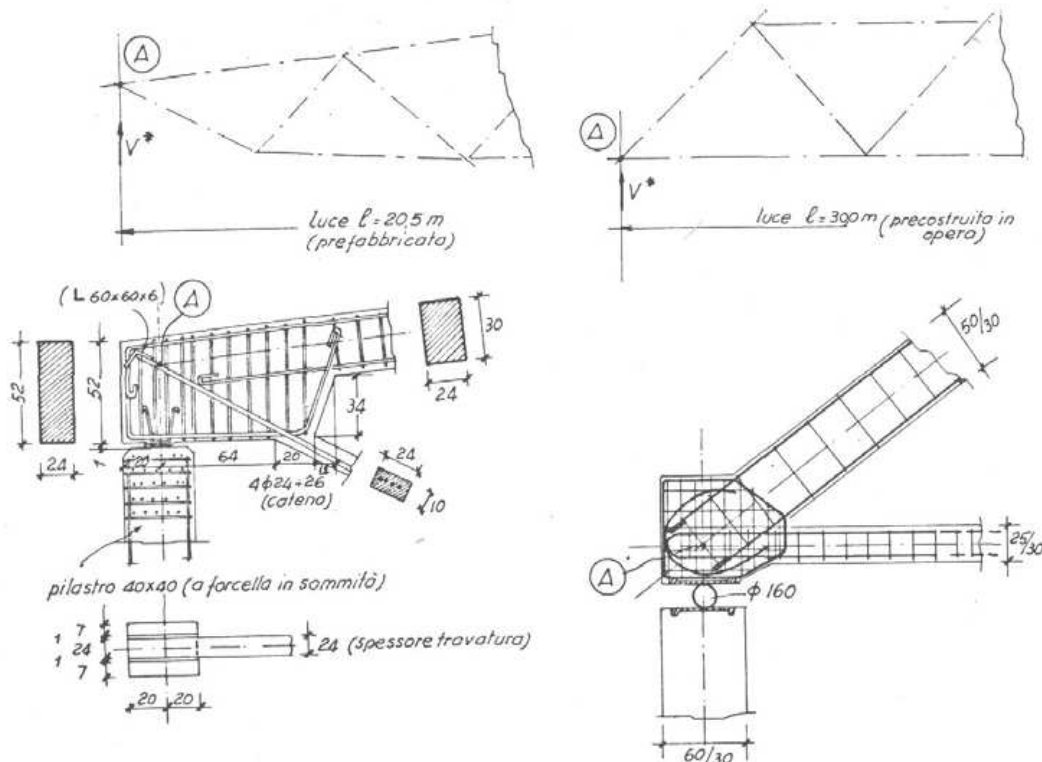


Figura 3.39. Esempi di dispositivi di appoggio delle travature.

Strutture ad arco

Gli archi prefabbricati sono impiegati per luci di 60 m ed oltre. Come la tipologia precedente essi sono oramai in disuso a meno di poche realizzazioni fuori dal contesto edilizio italiano. Essi si realizzano generalmente a direttrice circolare o parabolica. Il primo tipo consente di disporre di maggiore flessibilità nell'accoppiamento della casseratura quando si passa dalla costruzione di archi di piccola luce alla costruzione di archi di grande luce. Infatti, fissato un valore del rapporto freccia-luce dell'arco, il raggio resta costante al variare della luce e quindi, per adattare le casseforme a dimensioni diverse, è sufficiente spostarle ortogonalmente all'asse dell'arco. Il profilo longitudinale degli archi è piano o reticolare e di altezza costante per non perdere i vantaggi dovuti alla semplicità della casseratura. Gli schemi statici con cui si possono realizzare tali strutture sono:

- Arco a tre cerniere, su imposte fisse
- Arco a due cerniere ($l/f \leq 10$)
- Arco ad una cerniera
- Arco incastrato ($l/f \leq 6$)

Gli schemi di arco incastrato e quello di arco a una o due cerniere si ottengono a partire da un arco a tre cerniere (una in chiave e due all'imposta) per successiva sigillatura con calcestruzzo gettato in opera rispettivamente di tutte, di due o di una cerniera. Il funzionamento effettivo delle cerniere deve essere valutato attentamente dato che, specialmente se realizzate in cemento armato, possono incontrare sensibili resistenze di natura attritiva.

L'arco incastrato a sezione cava (cellulare o a cassone), costante o variabile, è impiegato per superare luci notevoli grazie all'impiego razionale del materiale. Generalmente la prefabbricazione degli archi in officina si esegue su un terrapieno o su una superficie incassata nel terreno ed avente la stessa curvatura della struttura che si intende realizzare.

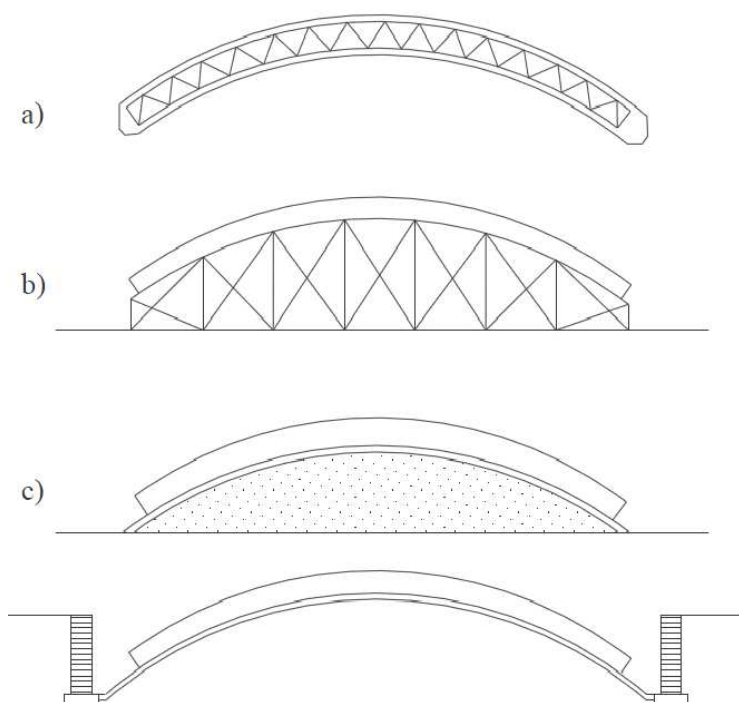


Figura 3.40. Tecniche di realizzazione di strutture ad arco in officina.

Il sollevamento si esegue agganciando l'arco in più punti a causa dei momenti torcenti che possono nascere. Il sollevamento, in base alla luce, è effettuato prendendo l'elemento in due o quattro punti al di sopra del suo baricentro al fine di evitare possibili fenomeni di instabilità flessor-torsionale. Durante la fase di montaggio, l'arco deve essere considerato e calcolato come trave.

Il calcolo statico di un arco prefabbricato segue da vicino tutte le fasi che l'elemento attraversa, nelle diverse condizioni di vincolo e di carico, dal sollevamento all'esercizio. Si deve inoltre verificare la stabilità dell'equilibrio elastico (oltre che nella fase di montaggio) nello stato di esercizio.

Spesso è determinante la stabilità in fase di montaggio durante la quale l'arco, gravato dal suo peso, non è ancora irrigidito dalla copertura. La curva d'asse di un arco, per ridurre la caratteristica flettente dei carichi esterni, è tracciata quale funicolare di una delle seguenti condizioni di carico: solo peso proprio, essendo questo prevalente sul sovraccarico, o peso proprio più metà del sovraccarico esteso in modo uniforme sull'intera luce.

La sezione trasversale è dunque sollecitata prevalentemente a sforzo normale, per tale motivo fino ad una luce di 30 m si adottano sezioni rettangolari. Per luci maggiori, volendo diminuire il peso proprio senza indebolire la resistenza, si ricorre alle sezioni cave o archi reticolari. Si ricorre a sezioni a T nel caso in cui si presenta la necessità di dover sopportare notevoli sollecitazioni flettenti, per esempio dovute al vento.

Negli anni '60 poi ha cominciato a diffondersi la tipologia a conci precompressi mediante cavetti fatti passare attraverso opportuni fori lasciati nel getto: questo sistema permetteva di realizzare, entro certi limiti, archi di varia lunghezza usando un numero diverso di conci uguali.

La precompressione era fatta nel cantiere di prefabbricazione formando i due semiarchi sulla luce richiesta e facendoli contrastare in chiave su una cerniera di montaggio che successivamente poteva o meno essere chiusa. Nel caso di archi sensibilmente snelli, inoltre, è possibile incorrere in problemi di instabilità assiale nel piano (normalmente gli archi sono vincolati trasversalmente per evitare problemi di instabilità laterale flessor-torsionale). Il valore del carico critico q_{cr} crea in un arco una spinta orizzontale H_{cr} capace di far coesistere la deformata assiale con quella flessionale. Lo studio della stabilità dell'equilibrio elastico degli archi può essere condotto nelle ipotesi:

- sagomatura iniziale dell'arco fatta secondo la funicolare del suo peso q passante per le imposte e per la chiave, in modo da garantire l'assenza della caratteristica flettente;
- passaggio dalla configurazione deformata per soli accorciamenti a quella diramata senza variazioni di lunghezza. Questo comporta che lo sforzo assiale e quindi la spinta H siano costanti;
- arco non molto ribassato.

Si deve sottolineare che, finché lo sforzo assiale è piccolo in confronto al suo valore critico, si può trascurare l'influenza che esso ha sulla flessione e prescindere, quindi, dalla deformazione dell'arco nel determinare le tensioni. Nel caso, però, di archi snelli e di lunga corda lo sforzo assiale può raggiungere il

valore critico: in questo caso diventa importante la sua incidenza sulla flessione e nell'analisi delle tensioni occorre tener conto della deformazione della struttura.

Un problema particolarmente sentito per archi e volte prefabbricati a direttrice curvilinea è quello della spinta orizzontale che nasce all'imposta. Tale spinta, a volte molto elevata, non può essere fatta assorbire agli elementi verticali: la soluzione maggiormente adottata consiste, quindi, nel realizzare gli archi (e le volte) a spinta eliminata.

Generalmente si impiegano semiarchi circolari con reticoli di alleggerimento incernierati in chiave e semplicemente appoggiati al piede su travi portanti; la spinta è eliminata da una catena disposta al piede dell'arco stesso. Nella seguente figura è rappresentato un arco parabolico reticolare a spinta eliminata che in genere si adotta per coperture leggere.

Le catene sono costituite da barre d'acciaio di grosso diametro collegate alla volta mediante tondi di piccolo diametro ($\phi 10\div 12$), per ridurre le flessioni da peso proprio e da eventuali carichi appesi, e munite di uno o più tenditori.

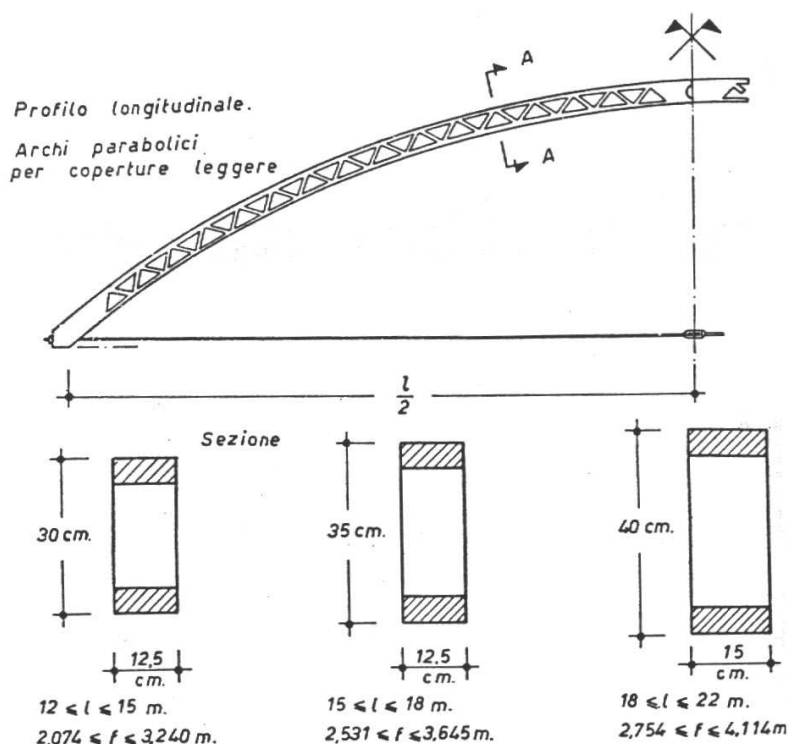


Figura 3.41. Arco parabolico reticolare a spinta eliminata.

I tenditori, oltre che servire a mettere in leggero tiro la catena prima del disarmo della volta, hanno la funzione di permettere la giunzione dei tratti di catena, tratti che con tondi di $\phi 20\div 28$ possono essere lunghi al massimo sui 10-15 m, a seconda del diametro. Le estremità delle barre sono filettate con un'adeguata rizollatura, tale che il diametro interno della filettatura non sia mai inferiore a quello del tondo impiegato.

La catena, come visto, ha un ruolo fondamentale per il funzionamento delle strutture ad arco. Essa deve essere assolutamente in grado di assorbire la spinta orizzontale prodotta all'imposta, infatti non sussiste altra possibilità di equilibrio, data l'incapacità delle strutture principali d'imposta di sostenere le elevate spinte orizzontali che nascono con questi elementi strutturali. Di conseguenza, è evidente come lo stato di conservazione della catena debba essere garantito in qualsiasi condizione ed in qualsiasi ambiente di lavoro.

Nelle volte a soletta il problema deve essere esaminato distinguendo l'ancoraggio di perimetro da quello interno. L'ancoraggio di perimetro viene formato risvoltando la catena nella trave di perimetro attorno ad una barra trasversale, che fa da chiave e che ha una sezione circa pari a quella della catena, oppure a due barre molto vicine, di sezione unitaria almeno pari alla metà di quella della catena.

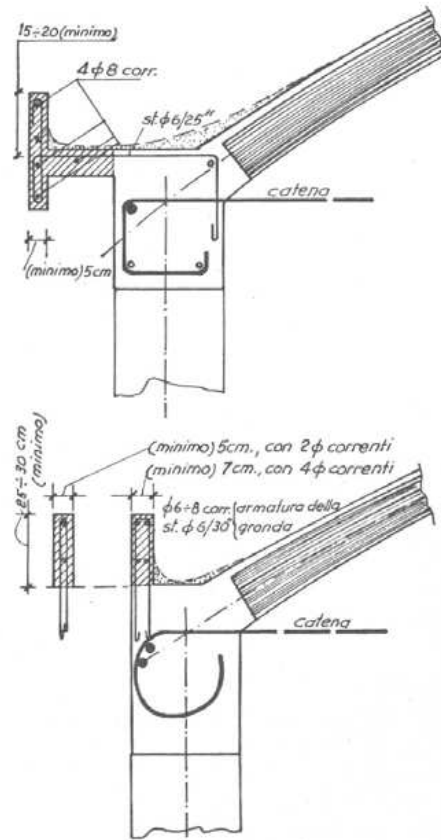


Figura 3.42. Ancoraggio di perimetro della catena.

Per l'ancoraggio delle catene nelle strutture di colmo, sulle quali si imposta una volta da entrambi i lati, si può anche avere il caso di catena passante continua, senza alcun ancoraggio, poiché, se le volte sono di uguali dimensioni, la spinta dell'una è uguale a quella dell'altra e quindi non occorre trasmettere alcuna forza fra le catene e la struttura d'imposta: ad esempio nello schema di figura seguente il tiro prodotto in A sulla catena da parte della volta perimetrale risulta equilibrato da quello prodotto in B dall'ultima volta.

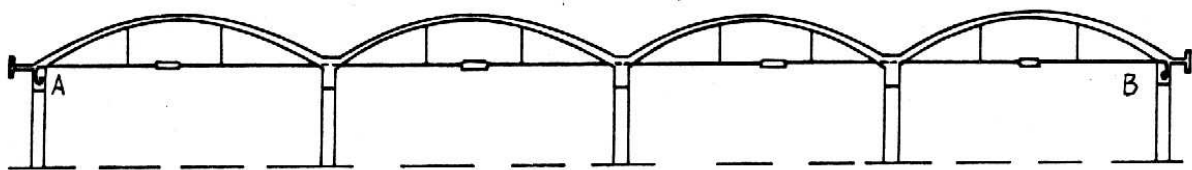


Figura 3.43. Ancoraggio delle catene nelle strutture di colmo.

Ovviamente questa disposizione in esercizio è corretta se le volte sono tutte ugualmente caricate. Essa non è molto adottata proprio perché tale condizione di carico in pratica non si verifica mai ed esiste sempre una differenza di carico tra le varie campate: occorrerebbe controllare, altrimenti, che l'aderenza in corrispondenza dell'appoggio sia in grado di trasmettere la spinta prodotta (pari alla differenza di spinta tra le due campate adiacenti) oppure che il compito di assorbire tale azione sia affidato ad una piastra saldata alla catena o a qualche altro dispositivo atto a trasmetterla.

3.3 Capannoni con struttura in legno lamellare

3.3.1 Generalità

Sono vere e proprie strutture prefabbricate con nuovi materiali. Sempre più spesso, nel mondo delle costruzioni, le strutture in legno sono preferite dai progettisti e dai committenti sia pubblici che privati. Il legno lamellare, poi, è il nuovo modo di utilizzare il materiale ligneo che è sempre stato presente nelle abitazioni dell'uomo perché adatto a tutte le parti strutturali degli edifici; pareti, pavimento, soffitto, tetto, pilastri e travature.

Ma questa tecnologia ci consente di espandere a dismisura i campi di applicazione come nelle grandi luci, nelle forme curve, nelle coperture di ampi spazi, nelle travature a sezione piene di diverse misure e lunghezze notevoli.

La grande leggerezza, la lavorabilità, l'adattabilità e la flessibilità del materiale hanno permesso, inoltre, di esplorare nuove multiforme espressioni di modernità costruttiva.

Il pregio architettonico di un edificio in legno lamellare è rilevante e conferisce valore aggiunto all'immobile, anche grazie alla possibilità tecnica di realizzare i progetti più creativi con un materiale da costruzione tradizionale ed innovativo.

Ecco perché la prefabbricazione si integra perfettamente con una qualità progettuale che voglia mirare alla costruzione di edifici dove si possa vivere in modo sano, selezionando quei materiali che nella produzione, nella posa, nella dismissione e nel possibile riciclo non danneggiano né l'uomo né l'ambiente.

Al confort derivante da una struttura in legno lamellare a chi vi soggiorna, si aggiunge anche un benessere di carattere psicologico, dovuto alla piacevolezza estetica, al fascino ed al calore esercitato dal legno. E oggi, grazie alla modularità delle strutture di legno ed alle lavorazioni a secco, prefabbricate in legno risulta anche conveniente perché si offrono soluzioni costruttive sicure e competitive con un impatto ambientale limitato. Per questo c'è da augurarsi che sia proprio il legno, lavorato con la fantasia e l'intelligenza dei progettisti, il segno tangibile che contraddistinguerà le strutture dalle future realizzazioni di qualità.

Il legno lamellare fa subito pensare alle grandi coperture di impianti sportivi o chiese di recente progettazione, in quanto rappresenta una valida alternativa a materiali strutturali come cemento - acciaio per coronare spazi di grandi dimensioni.

Per la realizzazione innanzitutto si procede alla scelta del legname. Non dovendo puntare su particolari essenze, le aziende preferiscono ricorrere a specie facilmente reperibili. In Europa l'albero più utilizzato è l'abete rosso seguito da larice, pino silvestre e rovere. Il criterio di scelta del materiale si basa su due categorie in scala decrescente riguardo alle caratteristiche del legno, quali inclinazione massima della direzione delle fibre rispetto alla direzione della tavola, qualità e diametro dei nodi, spessore annuo di crescita del tronco. La fase che segue è l'essiccazione, atta ad ottenere un grado di umidità del legno compatibile col tipo di colla e adeguato al progetto strutturale, in genere compresa fra il 7% e il 16%. Dopo un controllo di qualità, si passa alla "giuntatura" di testa delle tavole per realizzare elementi di lunghezza maggiore. In genere vengono realizzati giunti detti a "pettine" o "a dita", considerato vantaggioso poiché consente di ottenere un'ampia superficie di incollaggio con bassi stridi rispetto ad altri tipi di giunzioni.

Alla fresatura segue l'incollaggio di testa delle tavole effettuato da macchine che applicano forze di compressione variabili in relazione alla lunghezza dei denti dei giunti. Le tavole così composte vengono piallate, in modo da offrire superfici piane, e calibrate, per evitare l'instaurarsi di tensioni. La fase più importante è quella dell'incollaggio in quanto è necessario creare legnami intermolecolari fra colla e legno per garantire uguali resistenze fisico-meccaniche in tutta la

sezione dell'elemento strutturale. Le colle più usate sono a base di urea-formolo, resorcina-formaldeide e melamminica-formaldeide. Le più usate sono le seconde, per l'alta resistenza agli agenti esterni, e le terze se usate in ambienti chiusi. Le ultime fasi sono la pressatura, realizzata in modo rapido e con macchinari che garantiscono uniformità di incollaggio, una ulteriore piallatura e le operazioni di finitura, per realizzare sagome, fori e intestature come da progetto, e impregnare il materiale.

Normativa di riferimento

La normativa di riferimento per il legno lamellare in Italia è data dall'Eurocodice 5, formulazione di normativa da applicarsi ai paesi europei aderenti alla CEE che coinvolge tecnici, produttori e ditte. In Italia l'Eurocodice 5 è stato recepito come norma

UNI EN 1995-1 e UNI EN 1995-2:2005

Le Ditte produttrici italiane hanno fatto, fino al 2004, prevalentemente riferimento alle norme tedesche DIN 1052 che più volte il consiglio superiore dei Lavori Pubblici ha dichiarato ammissibile essendo normativa europea di comprovata affidabilità. Le principali ditte italiane sono in possesso, inoltre, del certificato di incollaggio "Tipo A" rilasciato dall'Istituto per la Ricerca e Prova dei Materiali nel settore edile "Otto-Graf" dell'Università di Stoccarda, che abilita l'unità produttiva a realizzare strutture portanti in legno lamellare incollato di qualunque tipo e dimensione, riconoscendo l'elevato livello tecnologico degli impianti utilizzati e la specializzazione del personale addetto.

La normativa DIN impone come limite massimo di area per la sezione trasversale 60 cmq, per legni di conifera, e 50 cmq, per legni di latifolia. La larghezza massima consentita per la singola lamella è di cm 25 cm, con uno spessore non superiore a 30 mm, che può arrivare fino a 40 mm in elementi costruttivi dritti e non esposti a variazioni climatiche rilevanti.

3.3.2 Schemi statici

Nella maggior parte delle situazioni si può affermare che una struttura in legno senza alcun tipo di accorgimento per la propria stabilità se sottoposta a carichi trasversali, anche di modesta entità, presenta deformazioni non accettabili. Gli accorgimenti che rendono tale struttura rigida, nei confronti di tali azioni, sono comunemente definiti controventi o sistemi di controvento ed hanno per l'appunto la funzione di stabilizzare i sistemi strutturali.

Volendo essere più precisi, si può fare una distinzione tra stabilizzazione e controventamento, in funzione della natura delle azioni cui il sistema irrigidente è sottoposto. Infatti, parlando di controventamento, ci si riferisce in genere a sistemi pensati per resistere ad "azioni esterne", generalmente orizzontali, che devono essere trasmesse alle fondazioni o ad altre parti dell'edificio; tra queste il vento (pressione/depressione sulle facciate e azione "radente" in copertura), il sisma, l'azione dei carri ponte, gli urti.

Stabilizzare singoli elementi strutturali, che possono essere soggetti a fenomeni di instabilità, significa, per contro, prevedere dei sistemi in grado di resistere ad "azioni fittizie": si tratta infatti di forze interne agli elementi che si sviluppano, ad esempio, in travi snelle soggette a fenomeni di instabilità flessio-torsionale, o in elementi compressi soggetti a fenomeni di instabilità di tipo euleriano.

In pratica, si tratta di una differenziazione minimale giacché, nella pratica progettuale, i due sistemi vengono quasi sempre a coincidere e l'unica differenza è nella natura e nella combinazione delle azioni da considerare per la loro verifica.

I controventi sono sistemi di irrigidimento della costruzione usualmente disposti su piani verticali, sub-verticali od orizzontali. Sono quasi sempre responsabili, oltre che della stabilizzazione di singoli elementi verticali, della stabilità globale della costruzione, indipendentemente dalla presenza o meno di azioni orizzontali esterne applicate. Generalmente realizzati mediante:

- pilastri incastrati alla base;
- telai con nodi rigidi;
- reticolari;
- pareti di taglio.

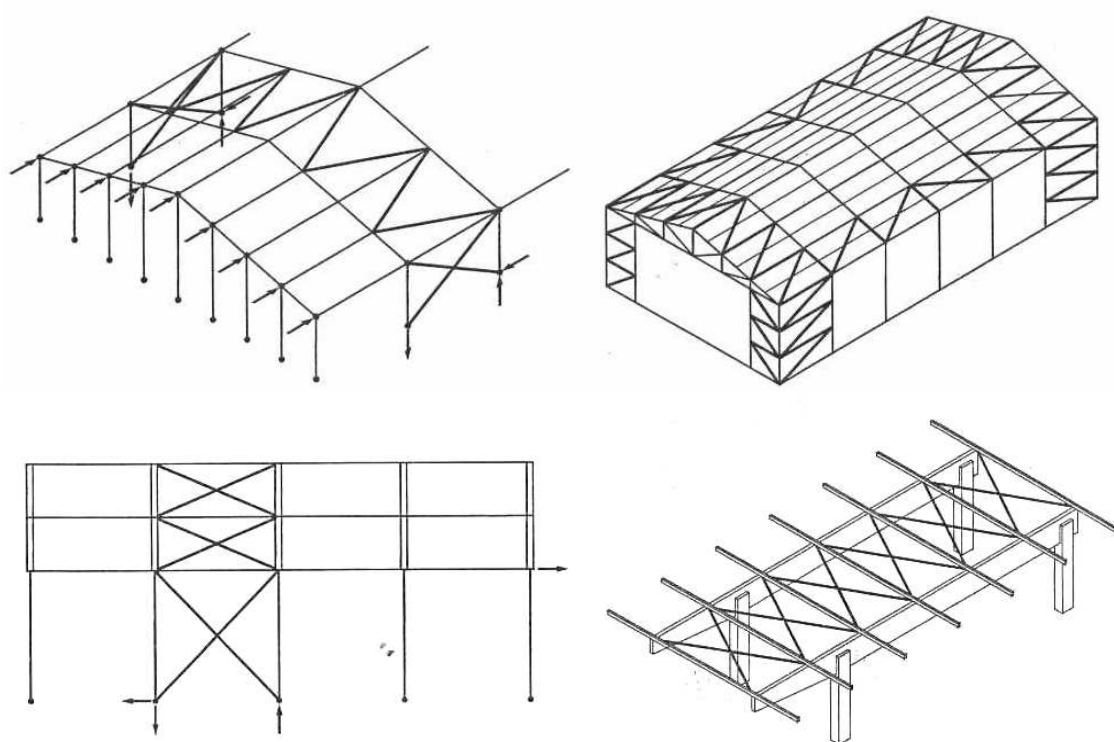


Figura 3.44. Sistemi di controvento per la trasmissione di azioni a terra e per stabilizzare travi di copertura

L'utilizzo di *pilastri incastrati alla base* è generalmente limitato ad edifici monopiano di modeste dimensioni, con valori non elevati dei carichi orizzontali da riportare a terra. Elevati momenti flettenti conducono di fatto ad un sovradimensionamento dell'elemento verticale, necessario per la realizzazione del giunto rigido al piede. È, in genere, necessaria grande esperienza progettuale per garantire un adeguato vincolo di incastro alla base e soddisfare, contemporaneamente, i requisiti richiesti per la curabilità (evitare attacchi fungini o marcescenti per possibile ristagno di acqua).

Quando si vuole evitare la trasmissione di momenti flettenti in fondazione, si possono adottare telai con nodi rigidi con l'ulteriore vantaggio di permettere la realizzazione di grandi aperture nelle pareti verticali. Trattasi necessariamente di telai incernierati alla base e con nodo superiore resistente a momento, disposti con giacitura parallela alle azioni orizzontali che devono assorbire. Anche in questo caso, il dimensionamento del giunto ne limita l'utilizzo: in grandi costruzioni,

ovvero in presenza di forti sollecitazioni, le dimensioni degli elementi del telaio e la complessità del collegamento portano a soluzioni antieconomiche.

Il ricorso a configurazioni reticolari è sicuramente il sistema più utilizzato per realizzare i controventi, siano essi di parete o di falda, per economicità e semplicità di esecuzione.

Il traliccio è solitamente realizzato a mezzo di elementi diagonali in tondini di acciaio o saette di legno.

Nel caso di realizzazione di controventi con *diagonali in legno*, si procede al dimensionamento dell'elemento diagonale in regime sia di trazione che di compressione, con una conseguente semplificazione del reticolo e maggiore rigidità della struttura di controvento. Il collegamento tra le diverse aste va studiato attentamente al fine di conseguire economicità, duttilità e facilità di posa in opera.

Gli *elementi diagonali di legno*, spesso sono da preferirsi a quelli in acciaio in quanto, oltre ad essere in grado di lavorare sia a trazione che a compressione, garantiscono una migliore resistenza al fuoco.

Di seguito, si citano le configurazioni che generalmente sono adottate per il controventamento mediante singoli elementi diagonali.

- Configurazione a "V"

Concettualmente analoga alla croce di S. Andrea, si differenzia da essa per la presenza di elementi diagonali in legno, in grado di lavorare sia a trazione che a compressione.

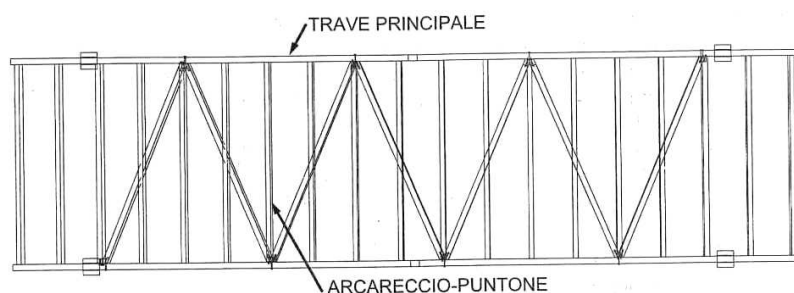
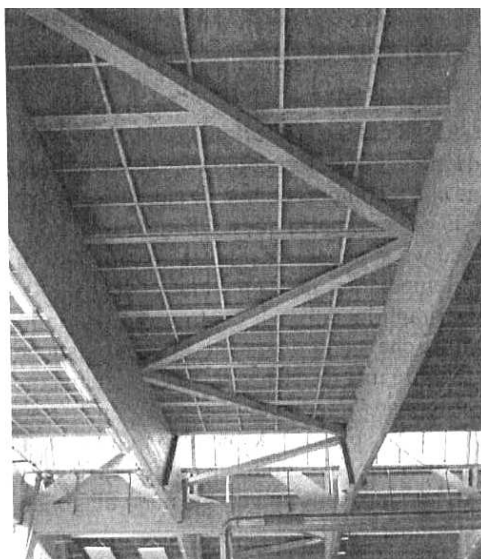


Figura 3.45. Esempio di controvento in legno con configurazione a "V".

Affinché il sistema risulti efficace, ciascun elemento del reticolo dovrà essere dimensionato per sopportare sia gli sforzi di trazione che quelli di compressione che gli competono, ed i collegamenti dovranno ovviamente essere tali da assicurare la corretta trasmissione delle forze tra le diverse aste. In generale, saranno dunque da preferirsi i collegamenti bullonati anziché quelli con chiodi, meno idonei nelle aste diagonali a sopportare sollecitazioni alternate.

- Configurazione a “K”

Tipologia che trova il suo impiego ideale quando l'interasse tra gli elementi strutturali da irrigidire è relativamente grande rispetto al passo degli arcarecci, ovvero dell'orditura secondaria di collegamento ortogonale al sistema principale.

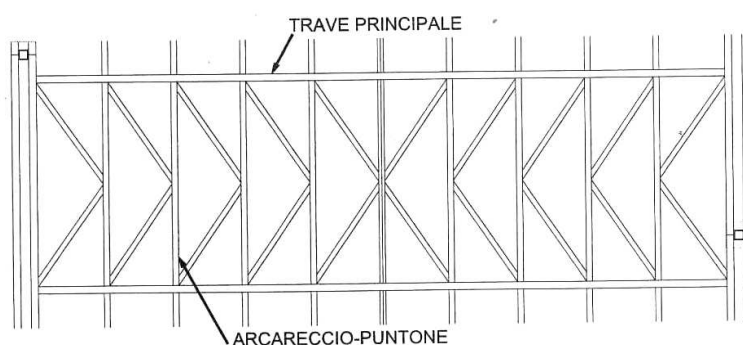
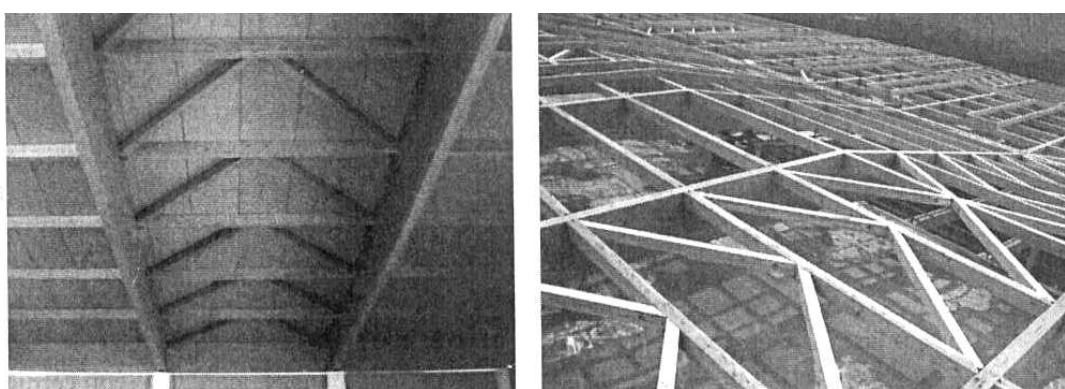


Figura 3.46. Controvento in legno con configurazione a “K”

Il grande vantaggio, rispetto al sistema a “V”, è dato dalla presenza di puntoni di legno molto più corti, che presentano quindi, a parità di sezione, una minore snellezza e che quindi, sono in grado di resistere a sforzi di compressione molto più elevati.

Quando l'entità delle forze in gioco e le dimensioni della maglia strutturale lo permettono, la controventatura orizzontale di falda può essere efficacemente realizzata sfruttando gli elementi propri del pacchetto di copertura. Si hanno in questo caso i cosiddetti *diaframmi*, realizzati attraverso la posa in opera di pannellature portanti con funzionamento a lastra rigida.

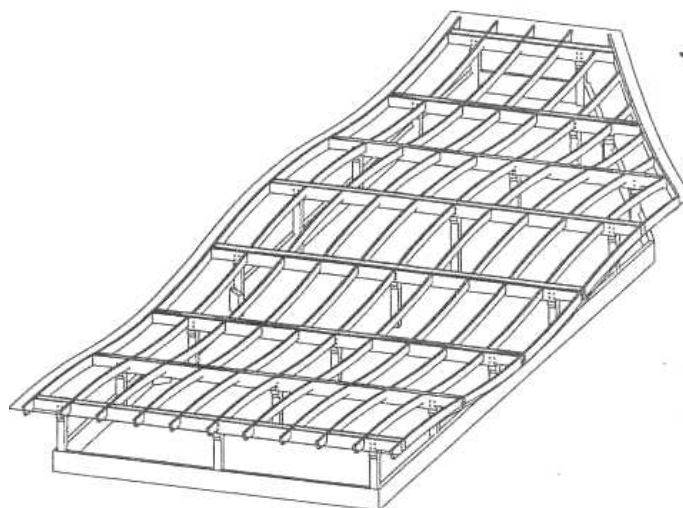


Figura 3.47. Controventi con pannelli di legno strutturale; struttura portante

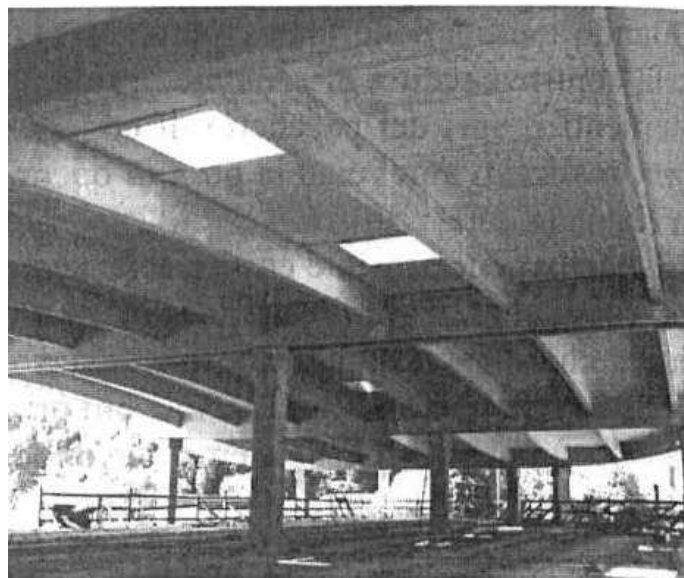


Figura 3.48. Controventi con pannelli di legno strutturale; vista interna

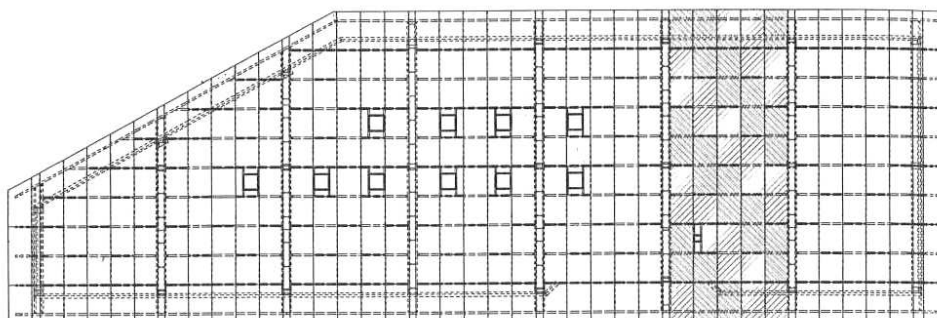


Figura 3.49. Controventi con pannelli di legno strutturale; pianta dei pannelli sfalsati.

I pannelli, generalmente costituiti da tavolati incrociati o pannelli di materiale a base di legno, vengono fissati all'estradosso dell'orditura principale e secondaria, generalmente mediante chiodatura, opponendosi attraverso la resistenza a taglio nel proprio piano alle deformazioni imposte dalle sollecitazioni orizzontali esterne. Ovviamente si devono considerare:

- le caratteristiche fisico-meccaniche del pannello;
- lo spessore del pannello, in rapporto alle dimensioni della struttura ed all'entità dei carichi agenti;
- l'interasse della chiodatura e le distanze dai bordi;
- la disposizione sfalsata dei pannelli e la successione dei giunti.

I vantaggi nell'utilizzo di pannelli di grandi dimensioni sono molteplici:

- possibilità di trasferimento delle azioni attraverso un gran numero di elementi di collegamenti (chiodi o viti) posti lungo i bordi dei pannelli, il che consente di ottenere comportamenti caratterizzati da duttilità media ad elevata;
- possibilità di sfruttare le pareti per altre funzioni: elementi "compartimentanti" ai fini delle verifiche al fuoco o come elementi per l'isolamento dal rumore, risultando quindi economicamente vantaggiosi per ricoprire differenti funzioni non solo statiche;
- possibilità offerte dalla prefabbricazione e dall'industrializzazione.

E in particolar modo, per quanto riguarda i controventi di falda, la razionalità dell'impiego di grandi pannelli prefabbricati di legno o di prodotti a base di legno, risulta ancora più evidente, specialmente nei casi di solai di edifici pluripiano e coperture, dove la rapidità di montaggio di grandi porzioni di superficie con un basso impiego di manodopera impiegata, talvolta a notevole altezza da terra, gioca certamente a favore di tale utilizzo.

3.3.3 Tipologie coperture

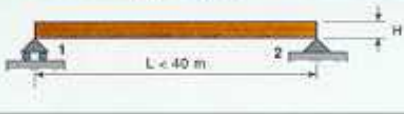


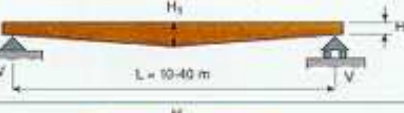

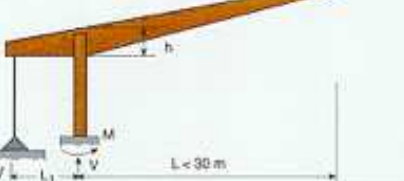
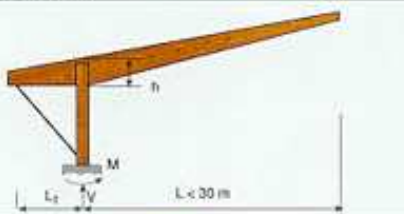

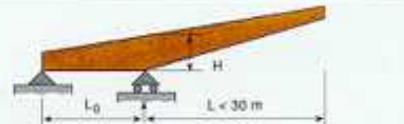


SISTEMA STATICO	DESCRIZIONE	INCLINAZIONE	LUCE[m] L [m]	ALTEZZE H
	Trave parallela o poco inclinata a doppia pendenza	< 5°	< 40	$H \cong L / 17$
	Trave su due appoggi a doppia pendenza	3-10°	10-40	$H_0 \cong L / 30$ $H_1 \cong L / 16$
	Trave inflessa con curvatura a due falde a doppia pendenza	3-15°	10-30	$H_0 \cong L / 30$ $H_1 \cong L / 16$
	Trave rastremata	3-10°	10-40	$H_0 \cong L / 30$ $H_1 \cong L / 16$
	Trave curva su due appoggi	—	10-40	$H \cong L / 17$
	Trave a sbalzo con tirante verticale	< 10°	< 30	$H \cong L / 10$
	Trave a sbalzo con tirante inclinato	< 10°	< 30	$H \cong L / 10$
	Portale a tre cerniere	> 14°	10-60	$H \cong L / 30$
	Trave a sbalzo con rastremazione	< 10°	< 30	$H \cong L / 10$
	Portale a tre cerniere con montante scomposto in tirante e puntone	≥ 14°	10 - 45	$H_1 \cong (S_1 + S_2) / 15$
	Portale a tre cerniere a sezione variabile	≥ 14°	15 - 60	$H_1 \cong (S_1 + S_2) / 15$

Figura 3.50 tipologie di copertura con struttura in lamellare









	Capriate a tre cerniere con tirante	$\geq 14^\circ$	5-50	$H \approx L/40$
	Arco a tre cerniere	$f/L \geq 0,144$	20-100	$H \approx L/50$
	Portale a tre cerniere con giunto d'angolo a rosa	$> 14^\circ$	10-30	$H_1 \approx (S_1 + S_2) / 13$
	Portale a tre cerniere con montante scomposto	$> 14^\circ$	10-40	$H \approx (S_1 + S_2) / 14$
	Trave a piú campate	0°	10-40	$H \approx L/20$
	Capriate reticolare a correnti parallele	0°	30-80	$H \approx L/12$
	Capriate a struttura reticolare triangolare	$> 10^\circ$	30-80	$H \approx L/B$
	Cassettonato	-	< 25	$H \approx L/20$

Figura 3.51 tipologie di copertura con struttura in lamellare

3.4 Capannoni con struttura in laterocemento

3.4.1 Generalità

I solai in laterocemento o solai misti, nella maggior parte dei casi, sono solai composti mediante accostamento di elementi in calcestruzzo armato, comunemente costituiti da travi (realizzate in opera o prefabbricate) denominate travetti, con funzioni prevalentemente resistive-strutturali, ed elementi di alleggerimento normalmente in laterizio o in polistirene espanso (EPS).

Di norma il solaio viene completato in opera con un getto di calcestruzzo fino a formare, al di sopra dell'estradosso dell'elemento di alleggerimento, una soletta in calcestruzzo, denominata caldana o cappa superiore, opportunamente armata (armatura di ripartizione), che ha le funzioni di ripartire il carico tra le varie nervature.

La cappa superiore, per buona pratica esecutiva, deve essere di almeno 50 mm al di sopra della faccia superiore degli elementi di alleggerimento, anche se la normativa tecnica vigente richiede un minimo di 40 mm.

Solaio in opera

I solai in opera rappresentano il tipo originario dei solai misti. Vengono costruiti completamente in opera e sono costituiti da travetti in calcestruzzo armato, elementi di alleggerimento in laterizio (pignatte) e sovrastante caldana sempre in calcestruzzo armato.

Vengono realizzati assemblando in opera sopra i casseri, sia l'armatura a momento negativo che quella a momento positivo, disponendo in corrispondenza dei bordi dei travetti le file di pignatte, disponendo la rete elettrosaldata per la ripartizione dei carichi sopra l'estradosso delle pignatte utilizzando opportuni distanziatori e infine eseguendo il getto di completamento fino alla realizzazione di una caldana di idoneo spessore.

Solaio a travetti prefabbricati in calcestruzzo normale o precompresso

I solai a travetti prefabbricati in calcestruzzo normale o precompresso sono costituiti da travetti prefabbricati in calcestruzzo armato normale (es. travetti tralicciati tipo Bausta o tralicciati con fondello in laterizio) o precompresso (es. travetti a T rovesciata con anima a coda di rondine) nei quali è incorporata l'armatura a momento positivo.

I solai sono completati in opera con:

- la posa di elementi di alleggerimento in laterizio (pignatte) o polistirolo espanso;
- la posa dell'armatura integrativa per assorbire i momenti negativi;
- la posa dell'eventuale armatura di ripartizione dei carichi costituita normalmente da una rete elettrosaldata;

il getto di calcestruzzo di completamento fino alla realizzazione di una caldana di idoneo spessore.
I solai in laterocemento con travetti prefabbricati sono molto diffusi nell'edilizia contemporanea.

Utilizzando i travetti prefabbricati precopressi tipo "Varese" si possono realizzare dei solai ad intercapedine che garantiscono una migliore coibenza termo-acustica.

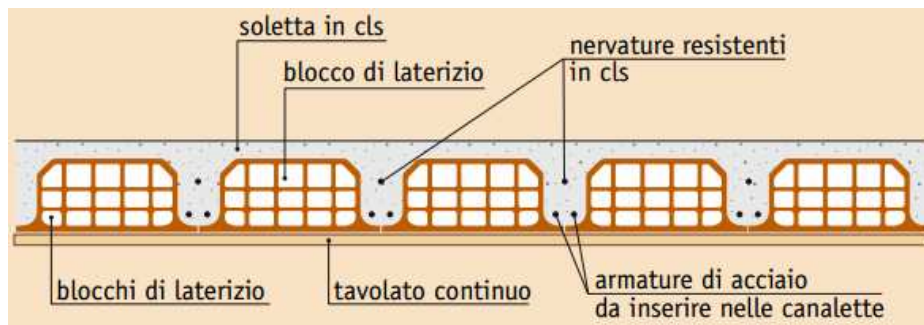
La formazione dell'intercapedine è possibile grazie alla particolare forma di questo travetto, che presenta rispetto ai travetti a T rovescia classici, un'ulteriore ala superiore (anch'essa a coda di rondine) quasi a metà dell'anima.

In corrispondenza delle due ali, quella inferiore e quella superiore, vengono poggiati, come elementi di alleggerimento, tavelle o tavelloni.

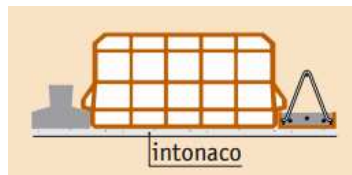
Il solaio viene poi completato come sopra descritto.

Di seguito vengono riportati gli schemi delle 3 tipologie più usate

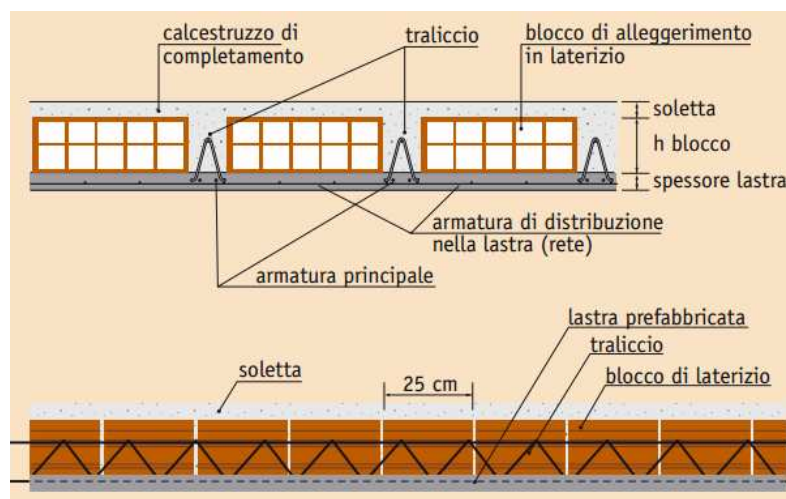
- solaio da gettarsi in opera (figura 3.52.)



- solaio misto semiprefabbricato a travetti in cemento armato e blocchi in laterizio (figura 3.53.)



- solaio misto semiprefabbricato a pannelli o a lastre con alleggerimento in laterizio (figura 3.54.)



Normativa di riferimento

- UNI EN 13747:2010 - Prodotti prefabbricati di calcestruzzo - Lastre per solai
- UNI EN 15037-1:2008 - Prodotti prefabbricati di calcestruzzo - Solai a travetti e blocchi - Parte 1: Travetti
- UNI EN 15037-2:2009 - Prodotti prefabbricati di calcestruzzo - Solai a travetti e blocchi - Parte 2: Blocchi di calcestruzzo
- UNI EN 15037-3:2009 - Prodotti prefabbricati di calcestruzzo - Solai a travetti e blocchi - Parte 3: Blocchi di laterizio
- UNI EN 15037-4:2010 - Prodotti prefabbricati di calcestruzzo - Solai a travetti e blocchi - Parte 4: Blocchi di polistirene espanso
- D.M. II e TT 14 gennaio 2008 - Nuove norme tecniche per le costruzioni
- Circolare 2 febbraio 2009 n. 617/C.S.LL.PP.

4. Quadro normativo inerente ai capannoni industriali

Si tratta di un quadro senza dubbio complesso. Questa tipologia di fabbricati deve adempiere, infatti, a diversi provvedimenti. Per quanto riguarda la sicurezza statica è ancora valida, nell'intero territorio nazionale, la norma 1086 del 1971 che stabilisce quali siano le regole da rispettare nelle costruzioni di edifici con struttura portante in cemento armato e acciaio. 'Parallelamente' a questa esistono diverse norme relative alla sicurezza sismica, specifiche per le strutture in aree ritenute a rischio di terremoto: norme che hanno avuto un'evoluzione veloce, spesso proprio a seguito di cataclismi: come quello di San Giuliano di Puglia, nel 2002, o più di recente quello che ha devastato l'Abruzzo nel 2009".

In occasione di ogni nuovo cataclisma dal punto di vista geologico e geografico s'impara almeno qualcosa di nuovo, che diventa oggetto di inserimento nella normative successive.

Quest'evoluzione legislativa comportato l'eventualità che un territorio che precedentemente non risultava a rischio di terremoto/incendio, o a rischio debole, abbia subito in seguito una classificazione diversa. Ma il progettista, prima di questa nuova classificazione, aveva realizzato la struttura nel rispetto delle norme corrispondenti al periodo di costruzione. Questo può significare che un edificio - costruito su un terreno un tempo ritenuto non sismico e adesso a rischio - è stato fatto tenendo conto solo dei cosiddetti 'carichi verticali', dove travi e pilastri sono retti da un semplice sistema di appoggi e di incastri. Struttura che un terremoto producendo un movimento orizzontale - fa crollare inevitabilmente.

Mentre per quanto riguarda l'evoluzione normativa inerente alla resistenza al fuoco verrà trattata più con dettaglio nei prossimi capitoletti.

4.1 Evoluzione normativa del requisito di resistenza al fuoco (struttura in acciaio)

4.1.1 La circolare n.91 del 1961.

Il requisito di resistenza al fuoco delle strutture venne introdotto per la prima volta nel 1961 con la circolare n.91 “norme di sicurezza per la protezione contro il fuoco dei fabbricati a struttura in acciaio destinati ad uso civile”, che a fronte del crescente impiego dei profilati d'acciaio per la costruzione delle strutture portanti, si pose il problema di una regolamentazione specifica per evitare un impiego indiscriminato che avrebbe potuto determinare gravi pericoli per la stabilità degli edifici in caso di incendio.

“Esse sono basate sul criterio fondamentale che la struttura debba resistere, senza rovinare, all'incendio delle sostanze combustibili in essa contenute. Pertanto il grado di protezione delle strutture di acciaio varia secondo la qualità e la quantità dei materiali combustibili presenti nei singoli locali, nonché in base alla destinazione dei locali stessi, alla posizione ed al numero delle uscite, al pericolo della propagazione del fuoco ad altri fabbricati e finalmente alla rapidità ed importanza presuntiva del soccorso”.

Il requisito di resistenza al fuoco effettiva di un locale o di una struttura è calcolato sulla base del “carico di incendio” espresso dalla quantità equivalente di legno per m², che si ottiene dividendo per 4400 (potere calorifico superiore del legno), il numero di calorie per unità di superficie orizzontale del locale, o del piano considerato, che al massimo si possono sviluppare per effetto della combustione di tutti i materiali combustibili presenti: [kg legna/m²].

$$q = \frac{\sum_{i=1}^n g_i H_i}{4400 A}$$

Dove:

q = carico di incendio [kg legna/m²];

g_i = peso del generico fra gli n combustibili che si prevedono presenti nel locale o nel piano nelle condizioni più gravose di carico di incendio [kg];

H_i = potere calorifico superiore del generico fra gli n_i combustibili di peso g_i [Cal/kg];

A = superficie orizzontale del locale o del piano del fabbricato considerato [m²];

4400 = potere calorifico superiore del legno [Cal/kg].

La classe del piano o del locale considerato si determina pertanto in base alla formula: [kg legna/m²]

$$C = k q$$

Dove:

C = numero indicativo della classe;

k = coefficiente di riduzione che tiene conto delle condizioni reali di incendio del locale o del piano nel complesso dell'edificio;

q = carico di incendio dichiarato [kg legna/m²].

Il valore del coefficiente k , compreso tra 0,2 e 1,0, viene determinato in base alle caratteristiche dell'edificio, alla natura del materiale combustibile presente, alla destinazione, alla distanza da altri edifici ed alle esistenti misure di segnalazione e prevenzione degli incendi. La circolare per ciascuno dei precedenti fattori attribuisce un punteggio, la cui somma algebrica corrisponde al dato con il quale entrando sull'asse delle ascisse nel grafico riportato in figura seguente, restituisce il valore del coefficiente k .

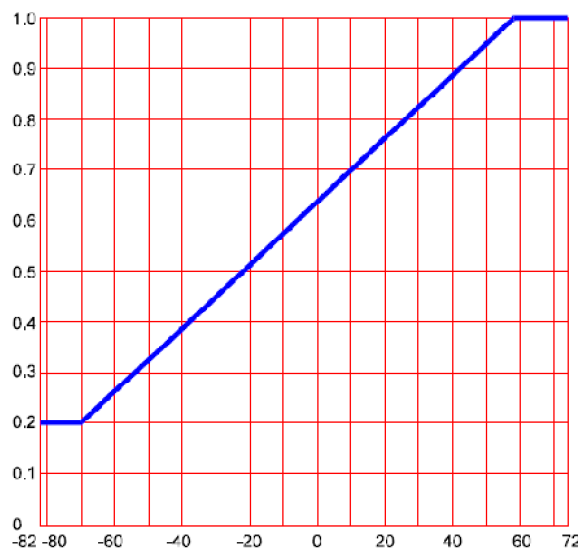


Figura 4.1. Correlazione fra indice totale di valutazione e coefficiente di riduzione del carico di incendio

Una volta noti il coefficiente k e il carico di incendio q si può determinare la classe di resistenza richiesta, che corrisponde ai minuti per i quali la struttura deve garantire il mantenimento delle sue proprietà meccaniche.

4.1.2 Il D.M. 9 marzo 2007

Il D.M. 9 marzo 2007 “prestazione di resistenza al fuoco delle costruzioni nelle attività soggette al controllo del Corpo nazionale dei vigili del fuoco”, che ha abrogato difatti la circolare n.91, ha introdotto delle notevoli modifiche nel calcolo della resistenza al fuoco delle strutture. Anche se le formule di calcolo del carico di incendio e quindi della valutazione della resistenza al fuoco da richiedere alle strutture appaiono simili a quelle definite nella circolare n.91, la nuova normativa introduce cambiamenti sull'approccio che il progettista deve tenere; lasciando ad esso la valutazione del livello di prestazione da garantire per la struttura in esame, pur sempre imponendo dei valori minimi di resistenza al fuoco sulla base delle caratteristiche dell'edificio in esame. Le prestazioni da richiedere ad una costruzione, in funzione degli obiettivi di sicurezza, sono individuate nei seguenti livelli:

3. Livello I: nessun requisito specifico di resistenza al fuoco dove le conseguenze della perdita dei requisiti stessi siano accettabili o dove il rischio di incendio sia trascurabile;
4. Livello II: mantenimento dei requisiti di resistenza al fuoco per un periodo sufficiente all'evacuazione degli occupanti in luogo sicuro all'esterno della costruzione;

5. Livello III: mantenimento dei requisiti di resistenza al fuoco per un periodo congruo con la gestione dell'emergenza
6. Livello IV: requisiti di resistenza al fuoco tali da garantire, dopo la fine dell'incendio, un limitato danneggiamento della costruzione
7. Livello V: requisiti di resistenza al fuoco tali da garantire, dopo la fine dell'incendio, il mantenimento della totale funzionalità della costruzione stessa.

Il livello di prestazione I è applicabile solamente a quelle strutture non rientranti tra le attività soggette ai vigili del fuoco;

Per il livello II non è necessario il calcolo del carico di incendio in quanto, se l'edificio in oggetto rientra in determinati parametri forniti dalla norma, la classe di resistenza al fuoco da garantire è:

- 30 per costruzioni ad un piano fuori terra, senza interrati;
- 60 per costruzioni fino a due piani fuori terra e un piano interrato.

Se il progettista lo ritiene opportuno, può determinare classi di resistenza inferiore se compatibili con il livello III di prestazione, applicabile a tutte le costruzioni rientranti nel campo di applicazione del suddetto decreto ad esclusioni di quelle rientranti nelle categorie IV e V. La classe di resistenza al fuoco per tale livello è in funzione del carico d'incendio specifico di progetto, secondo quanto riportato nella seguente tabella.

Carichi d'incendio specifici di progetto $q_{f,d}$	Classe
Non superiore a 100 MJ/m ²	0
Non superiore a 200 MJ/m ²	15
Non superiore a 300 MJ/m ²	20
Non superiore a 450 MJ/m ²	30
Non superiore a 600 MJ/m ²	45
Non superiore a 900 MJ/m ²	60
Non superiore a 1200 MJ/m ²	90
Non superiore a 1800 MJ/m ²	120
Non superiore a 2400 MJ/m ²	180
Superiore a 2400 MJ/m ²	240

Figura 4.2 Requisito di resistenza al fuoco sulla base del carico di incendio, determinato per un livello di prestazione III.

Il valore del carico d'incendio specifico di progetto ($q_{f,d}$) è determinato secondo la seguente relazione: [MJ/m²]

$$q_{f,d} = \delta_{q1} \times \delta_{q2} \times \delta_{qn} \times q_f$$

Dove:

δ_{q1} = fattore che tiene conto del rischio di incendio in relazione alla dimensione del compartimento;

δ_{q2} = fattore che tiene conto del rischio di incendio in relazione al tipo di attività svolta nel compartimento;

δ_{qn} = fattore che tiene conto delle differenti misure di protezione;

q_f = valore nominale del carico di incendio specifico da determinarsi secondo la formula: [MJ/m²]

$$q_f = \frac{\sum_{i=1}^n g_i H_i m_i \psi_i}{A}$$

Dove:

g_i = massa dell'i-esimo materiale combustibile [kg];

H_i = potere calorifico inferiore dell'i-esimo materiale combustibile [MJ/kg];

m_i = fattore di partecipazione alla combustione dell'i-esimo materiale combustibile;

ψ_i = fattore di limitazione della partecipazione alla combustione dell'i-esimo materiale combustibile;

A = superficie lorda in pianta del compartimento [m²].

Il presente decreto lascia la possibilità al progettista di procedere con un approccio prestazionale basato sulle curve naturali di incendio verificando, rispetto all'azione termica applicata per l'intervallo di tempo necessario al ritorno alla temperatura ordinaria, la capacità portante e/o la capacità di compartimentazione.

4.2 Attribuzione del requisito di resistenza al fuoco.

4.2.1 La circolare n.91 del 1961.

Una volta stabilito il requisito di resistenza al fuoco che le strutture dovevano garantire, la circolare n.91 proponeva una serie di tabelle con indicati gli spessori di materiale protettivo che dovevano essere applicati sulle strutture, in modo tale che potessero rispondere al requisito richiesto.

Per la determinazione degli spessori riportati nelle tabelle, sono state effettuate per ciascuna tipologia di elementi portanti, prove in forno sotto carico ammissibile.

Tipo di struttura	Spessore in cm del rivestimento richiesto per le seguenti classi di edifici						
	15	30	45	60	90	120	180
Travi principali e secondarie	(1)	(2)	(3)	(3)	(3)	(3)	(3)
Solai metallici continui							
- con riempimento in calcestruzzo e senza intonaco	(4)	(5)	(5)	(5)	(5)	(5)	(5)
- idem con vernice isolante	(4)	(4)	(5)	(5)	(5)	(5)	(5)
- idem con intonaco normale	0	2.00	2.50	3.25	4.50	--	--
- idem con intonaco isolante	0	1.00	1.75	2.50	3.00	3.70	4.50
- idem con intonaco normale sospeso	0	1.50	2.00	2.50	3.00	3.50	4.00
- idem con intonaco isolante	0	1.00	1.50	2.00	2.25	2.75	3.00
- idem con soffitto isolante sospeso	0	0.75	1.50	2.00	2.25	2.75	3.00

Figura 4.3. Spessore minimo di rivestimento richiesto per elementi in acciaio sollecitati a flessione o a trazione. (Circolare n.91 del 1961)

(1) Nessun rivestimento; (2) nessun rivestimento se le ali sono riempite di calcestruzzo di cemento; (3) rivestimento pari almeno all'85% dello spessore richiesto per le colonne; (4) ammesso; (5) escluso.

Tipo di rivestimento	Spessore in cm richiesto per le seguenti classi di edifici							Osservazioni
	15	30	45	60	90	120	180	
Vernici isolanti auto spandenti	(2)	(3)	(3)	(1)	(1)	(1)	(1)	Tipi da determinare
Semplice riempimento in calcestruzzo tra le ali e nell'interno di una sezione chiusa (profilati e tubi)	(2)	(3)	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)	
Intonaco di: cemento cem. – calce calce – gesso (su rete o metallo stirato)	0	2	2.50	3.25	4.5	5.75	--	Rapporto di miscelazione con sabbia 1:5 fino a 1:4 1:0.2:3 1:0.2:3
Intonaco di: sabbia – gesso vermiculite – gesso vermiculite – cemento perlite – gesso (su rete o metallo stirato)	0 0 0 0	1.50 1.75 1.25 1.25	2.25 2.25 1.75 1.50	3.00 2.50 2.25 2.00	4.25 3.25 3.00 3.00	5.25 3.75 3.75 3.75	-- 5.25 4.75 5.75	1:1 fino a 3 1:4 1:4 1:2 fino a 2.5
Intonaco di amianto su rete Stauss o direttamente sull'acciaio	0	0.50	1.00	1.75	2.75	4.00	6.25	
Miscele di fibre minerali su lamiera stirata	0	1.25	1.75	2.25	4.00	5.25	7.75	
Lastre di gesso	0	0.75	1.75	3.00	5.00	7.25	8.00	
Intonaco di: cemento – vermiculite calcestruzzo leggero come da Tabella 2	0 0	1.75 1.75	2.25 2.15	2.50 2.50	3.00 3.00	4.00 4.00	5.50 5.00	
Lastra di fibra di amianto	0	1.50	2.00	2.50	3.00	4.00	5.00	
Mattoni forati a più serie di fori	0	5.50	8.00	8.00	9.00	10.00	13.00	
Idem, a una serie di fori	0	6.50	7.50	8.50	10.75	12.75	--	
Elementi in conglomerato leggero	0	2.50	2.50	2.50	4.00	5.25	8.00	
Elementi in vermiculite-cemento	0	1.50	2.00	2.50	3.00	4.00	5.00	1:5
Lastre ed elementi in gesso	0	1.00	2.00	2.50	3.00	3.50	4.00	
Calcestruzzo normale	0	1.50	2.50	3.00	3.50	4.50	6.00	

Figura 4.4. Tipologie e spessori di rivestimento richiesti per elementi in acciaio. (Circolare n.91 del 1961)

(1) Escluso; (2) non occorre; (3) sufficiente

Come si può notare dalle tabelle riportate, nelle strutture in acciaio dove è richiesta la classe R15, la circolare non prevede l'applicazione di alcun rivestimento protettivo.

4.2.2 Il D.M. 16 Febbraio 2007

Il D.M. 16 febbraio 2007 apporta molteplici cambiamenti, sia nella classificazione del requisito al fuoco degli elementi e delle strutture sia nella determinazione di tali valori. Vengono infatti introdotti ulteriori fattori di classificazione oltre alla capacità portante R, la tenuta E e l'isolamento I, tra i quali i più importanti sono l'irraggiamento W, la stabilità meccanica M e la tenuta al fumo S. Le prestazioni di resistenza al fuoco dei prodotti e degli elementi costruttivi possono essere determinate in base ai risultati di:

- prove;
- calcoli;
- confronti con tabelle.

Per le prime due categorie, il decreto rimanda alla normativa specifica che le regola.

La tabella seguente riporta i valori minimi (in mm) dello spessore s di alcune tipologie di rivestimento protettivo sufficienti a garantire il requisito R per le classi indicate di travi semplicemente appoggiate, tiranti e colonne al variare del fattore di sezione S/V (m^{-1}), con esclusione dei profili di classe IV ipotizzando per tutte le altre classi di trascurare improvvisi fenomeni di instabilità. Per le colonne valgono le seguenti limitazioni ulteriori; lunghezza effettiva della colonna (da nodo a nodo) $\leq 4,5$ m (per colonne di piani intermedi) ovvero $\leq 3,0$ m (per colonne dell'ultimo piano).

s_t è lo spessore in mm del rivestimento di travi e tiranti

s_c è lo spessore in mm del rivestimento di colonne

INTONACO NORMALE							INTONACO PROTETTIVO ANTINCENDIO						
Fattore di sezione (m^{-1})							Fattore di sezione (m^{-1})						
Classe	<50	<100	<150	<200	<250	<300	Classe	<50	<100	<150	<200	<250	<300
30	$S_t=10$ $S_c=10$	10 15	10 20	15 25	20 25	20 30	30	$S_t=10$ $S_c=10$	10 10	10 15	10 15	15 20	20 25
60	$S_t=10$ $S_c=15$	20 25	25 35	35 45	40 55	45 65	60	$S_t=10$ $S_c=10$	10 20	20 30	25 35	30 40	40 50
90	$S_t=15$ $S_c=25$	30 40	45 55	55 75	65	75	90	$S_t=15$ $S_c=20$	25 35	35 45	45 60	55 75	65
120	$S_t=20$ $S_c=30$	45 55	60	75			120	$S_t=15$ $S_c=25$	35 45	50 65	65	75	
180	$S_t=35$ $S_c=50$	65					180	$S_t=25$ $S_c=35$	55 65	75			
240	$S_t=50$ $S_c=70$						240	$S_t=35$ $S_c=50$	70				
Intonaco tipo sabbia e cemento, sabbia cemento e calce, sabbia calce e gesso e simili caratterizzato da una massa volumica compreso tra 1000 e 1400 kg/m^3							Intonaco tipo gesso, vermiculite o argilla espansa e cemento o gesso, perlite e gesso e simili caratterizzato da una massa volumica compresa tra 600 e 1000 kg/m^3						

Figura 4.5. Travi tiranti e colonne in acciaio (D.M. 16 febbraio 2007)

Come si può notare, rispetto alle tabelle della circolare n.91, viene introdotto un parametro, il fattore di sezione S/V , che assume un ruolo importante poiché regolando la velocità di riscaldamento di un elemento in acciaio esposto al fuoco governa anche la velocità d'ingresso del calore. Questo avviene in quanto l'aumento di calore è direttamente proporzionale all'area esposta all'incendio e la conseguente velocità di riscaldamento è inversamente proporzionale alla capacità termica dell'elemento. Si misura come rapporto fra il perimetro riscaldato e l'area della sezione trasversale.

4.3 Confronto tra presente e passato

In questo paragrafo verranno illustrate e messe in evidenza le problematiche legate alle modifiche apportate dalla normativa vigente.

4.3.1 Stato di classe

Il metodo per il calcolo del carico d'incendio, del combustibile presente nel compartimento e dell'energia che esso può rilasciare, è rimasto sostanzialmente il medesimo, ad eccezione che prima veniva misurato in "kg legna/m²", mentre ora si misura in "MJ/m²". Anche il calcolo del carico di incendio specifico viene effettuato in entrambe le norme con lo stesso procedimento, ma utilizzando coefficienti diversi.

Il requisito di resistenza al fuoco che doveva essere garantito, secondo la circolare n.91 era basato su una formula empirica che moltiplicava il carico di incendio per un coefficiente (riduttivo in quanto compreso tra 0,2 e 1) restituendo la classe di resistenza da garantire in minuti. Per giungere alla classe richiesta, nel D.M. 9 marzo 2007, una volta determinato il carico specifico di incendio (dove possono essere utilizzati anche coefficienti superiori a 1), si paragona tale dato con una serie di valori riportati in una tabella della normativa, che in funzione del carico di incendio specifico determina la classe di resistenza da garantire.

Proprio a causa dei differenti coefficienti per passare dal carico di incendio di progetto a quello specifico, il D.M. 9 marzo 2007 risulta più restrittivo della normativa precedente, in quanto in molti casi a parità di materiali presenti, dimensioni dell'edificio, caratteristiche di accessibilità e di impianti di spegnimento e allarme, risulta maggiore la richiesta di resistenza al fuoco. Tale differenza risulta incidere al massimo facendo cambiare di una classe il requisito richiesto.

4.3.2 Stessa classe ma requisiti chiesti differenti

È possibile che valutando il requisito di resistenza al fuoco con le due normative e ipotizzando che tale valore sia il medesimo (uguale classe di resistenza al fuoco) risultino differenti le modalità per garantire tale requisito. Ad esempio se si vuole garantire la capacità portante di una colonna in acciaio per un fissato valore temporale, e se si confrontano i requisiti richiesti dalle due normative si possono verificare le seguenti situazioni:

- I requisiti per garantire le richieste sono uguali per entrambe le normative;
- I requisiti richiesti dalla Circolare n.91 sono maggiori di quelli richiesti dal D.M. 16 febbraio 2007;

- I requisiti richiesti dalla Circolare n.91 sono minori di quelli richiesti dal D.M. 16 febbraio 2007.

Queste differenze sono dovute soprattutto all'introduzione del fattore S/V. All'aumentare di tale fattore, aumentano le probabilità di maggiori richieste da parte del D.M. 16 febbraio 2007 e viceversa.

4.3.3 La classe R15

Nella circolare n.91, nell'ipotesi che all'edificio oggetto di studio venisse richiesta una capacità portante degli elementi strutturali pari a 15 minuti, era stabilito che qualsiasi fosse la forma e la dimensione della struttura in esame, per garantire tale richiesta non fosse necessario alcun accorgimento, presupponendo che per tale durata, la capacità portante fosse sempre garantita. Questa ipotesi si basava sul fatto che l'acciaio perde le sue caratteristiche meccaniche mano a mano che la temperatura dell'elemento aumenta, e se si ipotizza che nella progettazione "a freddo" si utilizzano coefficienti di sicurezza (è ipotizzabile che la struttura sia soggetta al 50-70% dei carichi che la porterebbero al collasso), vi è un lasso di tempo che nonostante la diminuzione della resistenza della sezione, la struttura non perde la sua capacità portante. La stessa considerazione potrebbe sembrare effettuata (fino alle sezioni di classe 3), anche dal D.M. 16 febbraio 2007 che riporta solo i requisiti necessari per garantire la stabilità meccanica degli elementi a partire dalla classe R30.

La differenza tra le due normative anche se pur sottile nella sua esplicitazione è fondamentale nel campo della progettazione.

Il D.M. 16 febbraio 2007 non menzionando le protezioni per le strutture in acciaio in grado di attribuire a tali elementi il requisito di resistenza al fuoco R15, non implica il fatto che tali strutture resistano al fuoco per 15 minuti.

In sostanza lascia al progettista la facoltà di decidere se applicare il livello di prestazione II, dovendo garantire alla struttura una resistenza REI 30, oppure il livello di prestazione III demandando al progettista la valutazione del requisito di resistenza al fuoco, da garantire tramite procedure codificate dal D.M. 9 marzo 2007, che può risultare inferiore a REI 30. Nel caso in cui si ricada in questa ultima ipotesi, non è possibile da parte del progettista una certificazione degli elementi tramite confronto tabellare, in quanto non previsto dal D.M. 16 febbraio 2007, ma è necessaria una verifica con metodo analitico.

Inoltre un altro particolare non trascurabile è che le classi di sezione 4, che vengono trattate come tutte le altre nella circolare n.91 (non considerando la possibilità di collassi per instabilità), nel D.M. 16 febbraio 2007, escludendole da una verifica tramite confronto tabellare, devono essere analizzate di caso in caso tramite procedure di calcolo.

5. Possibili interventi sui capannoni esistenti

5.1 Motivi per procedere con una riqualificazione

Un edificio soggetto a prevenzione incendi al quale il Comando provinciale dei Vigili del Fuoco ha rilasciato il Certificato di Prevenzione Incendi "CPI", alla scadenza dello stesso ha l'obbligo di rinnovarlo ai sensi dell'art. 4 del D.P.R. 37/98.

In allegato alla domanda di rinnovo il titolare dell'attività deve produrre la sola dichiarazione di "nulla mutato" e le perizie di funzionalità ed efficienza degli impianti presenti al momento del rilascio del CPI.

Tale procedura può essere eseguita solo se nell'attività soggetta al controllo dei VV.F. non sono intercorse modifiche che possano influenzare la valutazione del rischio incendio approvata in precedenza, ovvero se non siano mutati i fattori di sicurezza quali le destinazione d'uso dei locali, le compartimentazione, le tipologie impiantistiche, i percorsi di esodo, ed i quantitativi e le tipologie di merci e materiali presenti. In caso contrario occorre ripercorrere la procedura prevista dal D.P.R. 37/98 partendo dall'art. 2, ovvero presentando nuovo progetto al comando Provinciale competente per territorio, valutando le variazioni tecniche e strutturali apportate all'ambiente produttivo. È proprio in questo contesto che si colloca la problematica che vuole analizzare il presente testo.

È molto probabile infatti che gli edifici industriali costruiti negli anni '70, furono progettati e valutati sulla base delle quantità di merci e prodotti trattate in quegli anni, ed allo stesso tempo è facile pensare che la produzione da quegli anni ad oggi sia notevolmente cambiata sia come modalità di lavorazione sia come quantità di prodotti lavorati.

5.2 Problematiche legate alla riqualificazione

La problematica principale che questo testo vuole analizzare è la riqualificazione degli edifici industriali aventi un basso carico di incendio che, progettati in accordo alla Circolare 91, risultassero nella classe R15 (nella quale non era richiesta alcuna verifica per determinare la resistenza delle strutture) e che a causa di modifiche descritte nel precedente paragrafo, debbano ottenere il CPI secondo la normativa vigente.

5.2.1 Procedure per l'ottenimento della riqualificazione

Le strade che si possono intraprendere per l'ottenimento del nuovo CPI secondo la normativa vigente sono essenzialmente 2;

- Progettazione con il livello II : mantenimento dei requisiti di resistenza al fuoco per un periodo sufficiente all'evacuazione degli occupanti in luogo sicuro all'esterno della costruzione; per il quale il DM. 9 marzo 2007 fissa un requisito pari a R30;
- Progettazione con il livello III: mantenimento dei requisiti di resistenza al fuoco per un periodo congruo con la gestione dell'emergenza; per il quale il D.M. 9 marzo 2007 fissa la procedura di calcolo del requisito.

A questo punto, escludendo la remota possibilità che dalla determinazione del requisito possa risultare una classe di resistenza richiesta pari a 0 (il che vorrebbe dire che la struttura potrebbe non avere caratteristiche di resistenza al fuoco), ci si trova dinnanzi ad una scelta.

Seguendo la strada dettata nel punto 1) si verifica che per adeguare gli elementi in acciaio alla classe R30 è necessario applicare un rivestimento protettivo idoneo, utilizzando o un procedimento di calcolo o il metodo tabellare riportato nel D.M. 16 febbraio 2007, il che corrisponderebbe ad un'ingente spesa dettata dal fatto che tutti gli elementi dovrebbero essere protetti.

Seguendo la strada dettata nel punto 2) e ipotizzando di ottenere una richiesta di requisito di resistenza al fuoco pari a R15 / R20, è plausibile pensare di andare ad analizzare la struttura in dettaglio tramite verifiche sezionali in primo luogo, e se si ritiene opportuno o conveniente, anche tramite analisi di sistema che interessino tutta o una parte significativa della struttura sotto l'azione del fuoco generalizzato o sotto l'azione di un fuoco localizzato in funzione dei possibili scenari di incendio.

5.2.2 Fattore di utilizzo

È importante analizzare con attenzione anche i cambiamenti che si sono verificati nella progettazione a freddo, in quanto il collasso di un elemento della struttura dipende dal raggiungimento della tensione critica nell'elemento in analisi.

È ovvio che se si prendono due elementi aventi resistenze differenti, sottoposti alle stesse azioni (sia quelle derivanti dai carichi, sia quelle derivanti dall'azione termica), arriveranno al collasso in tempi differenti. La differenza è dovuta dal rapporto tra le azioni agenti a freddo e la tensione di snervamento a freddo, che in seguito verrà denominato fattore di utilizzo. [-]

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

Dove:

μ_0 = rapporto di utilizzo [-];

$E_{fi,d}$ = carichi calcolati a freddo [N/mm²];

$R_{fi,d,0}$ = resistenza di calcolo a freddo [N/mm²].

Come si può intuire anche dai grafici nel prossimo capitoletto due sezioni aventi rapporto di utilizzo differenti hanno evidentemente due differenti tempi di raggiungimento del limite di snervamento a caldo.

Più alto è il margine che è stato previsto durante la progettazione a freddo, maggiore sarà la capacità ultima della strutture anche a caldo.

5.2.3 Cambiamenti nella progettazione a freddo

Questa considerazione se pur banale è da tenere bene in considerazione in quanto, gli edifici realizzati negli anni '70 e quasi fino ai giorni nostri, sono stati progettati secondo le tensioni ammissibili che prevedevano che la struttura rimanesse sempre in campo elastico.

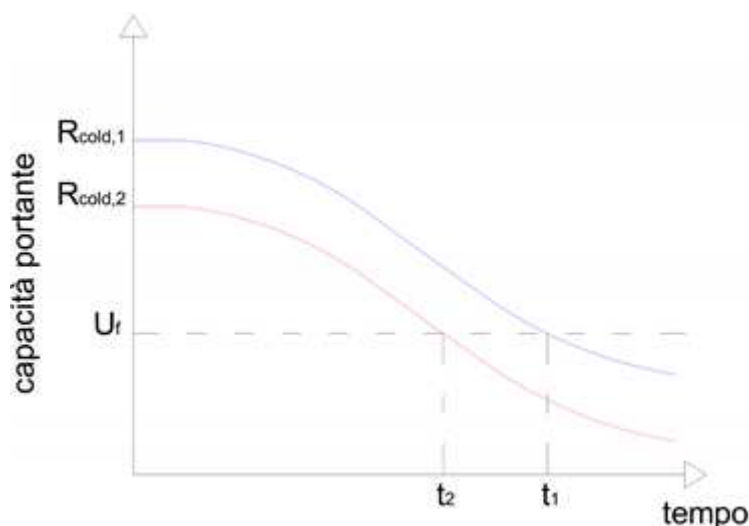


Figura 5.1. Confronto del decadimento meccanico di due sezioni aventi differenti resistenze a freddo

Grazie allo sviluppo dei macchinari di prova che hanno permesso una maggior conoscenza del comportamento dei materiali, ed ai miglioramenti apportati in fase di produzione, si è riuscito ad ottenere una caratterizzazione ben definita dei materiali, che hanno permesso e di recente imposto, tramite normativa, la progettazione agli stati limite.

I vantaggi dell'evoluzione normativa sono molteplici, tra i quali sicuramente si possono menzionare il risparmio nell'utilizzo dei materiali, grazie ad una maggiore accuratezza nei calcoli e una maggior conoscenza e utilizzo del campo plastico.

Gli edifici in analisi in questo testo, essendo stati progettati secondo le tensioni ammissibili, verificandoli tramite gli stati limiti ultimi (in quanto l'incendio è considerato come evento eccezionale e per tale motivo si punta ad evitarne solo il collasso a meno che la struttura non abbia una particolare importanza) risultano avere il vantaggio di essere stati progettati e realizzati con elementi sovradimensionati. Questo presupposto si traduce in un coefficiente di utilizzo della struttura sufficientemente basso da poter permettere un'analisi numerica avanzata pensando di non doverla obbligatoriamente proteggere.

5.2.4 Progettazione agli stati limite

Nel seguito sono riportati i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza.

Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni, sono rappresentate dai valori caratteristici, R_k e $F_{k,j}$ definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza. In genere, i frattili sono assunti pari al 5%. Per le grandezze

con piccoli coefficienti di variazione, ovvero per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare frattili al 50% (valori mediani). La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il “metodo dei coefficienti parziali” di sicurezza espresso dalla equazione formale: [-]

$$R_d \geq E_d$$

Dove:

R_d = resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

E_d = valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di

Progetto $F_{dj} = F_{kj} \gamma_{Fj}$ delle azioni, o direttamente $E_{dj} = E_{kj} \gamma_{Ej}$.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} , γ_{Fj} , associati rispettivamente al materiale i -esimo e all'azione j -esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

Nella progettazione allo stato limite ultimo, il peso proprio caratteristico è il peso della struttura calcolato dal progettista, come nel caso della progettazione alle tensioni ammissibili. I carichi caratteristici dovuti al contenuto dell'edificio sono specificati dalle norme nazionali in base all'uso dell'edificio; in genere, i valori caratteristici sono quelli che, considerando ciascun carico come variabile aleatoria, hanno probabilità del 5% di essere superati in un periodo di 50 anni (frattile 95%). Nella definizione delle combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente, i termini:

Q_{kj} rappresentano le azioni variabili della combinazione, con Q_{k1} azione variabile dominante e Q_{k2} , Q_{k3} , ... azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante.

Le azioni variabili Q_{kj} vengono combinate con i coefficienti di combinazione ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} , i cui valori sono forniti nella tabella qui sotto, per edifici civili e industriali.

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Figura 5.2. Valori dei coefficienti di combinazione

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi le norme tecniche per le costruzioni, recepimento delle norme europee, definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale generalmente (SLU):

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \gamma_{Q3}\psi_{03}Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto comprendente gli effetti dovuti all'incendio A_d :

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qi} sono dati nella seguente tabella.

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Figura 5.3. coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

6. Scenari d' incendio.

Gli scenari di incendio (in inglese fire scenarios) sono il primo punto da affrontare quando si vuole valutare con le tecniche dell'ingegneria antincendio la sicurezza di un edificio. L'ingegneria antincendio, infatti, permette di simulare un incendio con le tecniche del calcolo automatico e di valutare, sulla base dei valori numerici che la simulazione produce, se è raggiunto il livello minimo di sicurezza. E' chiaro, quindi, che quando il calcolo è svolto correttamente, il risultato della simulazione dipende, dall'oggetto di cui si simula la combustione. Per questo motivo è fondamentale scegliere l'oggetto e le condizioni più utili per il calcolo. Questo vuol dire che si deve trovare un gruppo di condizioni che sia realistico, attività molto delicata, perchè non esistono particolari metodi analitici per la loro determinazione, ma serve soprattutto una notevole esperienza professionale.

La selezione degli scenari di incendio è citata anche nel decreto 9 maggio 2007, che non solo chiede di illustrare nella relazione gli scenari utilizzati nel calcolo, ma di spiegare come si è pervenuti alla loro selezione.

Un esempio di scenario (tratto dal sito www.vigilfuoco.it) è il seguente:

- Edificio per uffici non aperto al pubblico. Presenza di locali destinati a deposito ed archivio.

Lo scenario di incendio selezionato prevede che un innesco involontario coinvolga un materiale a curva di crescita media in un locale non presidiato da impianti automatici di rilevazione o di spegnimento ne' frequentato dal personale. Si ipotizza che le aperture verso gli ambienti dell'edificio siano aperte, ma non le finestre verso l'esterno. Il personale che interviene non è in grado di utilizzare gli idranti e le persone che si trovano nell'edificio conoscono le vie di esodo alternative a quelle utilizzate per la normale attività.

La scelta dei possibili scenari di incendio è importante per definire l'andamento delle temperature all'interno degli ambienti analizzati, lo sviluppo dei fumi dell'incendio nella fase di pre-flashover che determina la possibilità di esodo delle persone presenti, l'andamento delle temperature degli elementi e quindi il decadimento delle loro caratteristiche fisiche.

Possibili scenari di incendio sono definiti dall'EC1 1991-1-2 nei quale vengono definite le curve nominali di incendio, le curve parametriche e quelle dovute agli incendi localizzati. Ciascun scenario di incendio è basato su delle ipotesi ben precise che verranno definite meglio nei paragrafi successivi.

6.1 Curve nominali.

Le curve nominali di incendio sono quelle più utilizzate dai progettisti in quanto descrivono solitamente la condizione più gravosa dell'incendio e sono di facile determinazione in quanto non dipendono da alcun fattore che può variare sulla base dell'edificio analizzato. Si basano sul fatto che all'interno del compartimento si raggiunga sempre la fase di flashover indipendentemente dai materiali presenti e aperture di aerazione.

L'EC1 1991-1-2 riporta tre curve nominali:

- La curva nominale Standard, è definita dalla seguente relazione:

$$\theta_g = 345 \log_{10}(8t + 1) + \theta_0 \quad [^{\circ}\text{C}]$$

- La curva di incendio esterno, meno gravosa, si usa nella progettazione di elementi strutturali situati all'esterno del compartimento sede dell'incendio, presupponendo che gli elementi strutturali esterni siano esposti a temperature inferiori rispetto a quelle presenti all'interno del compartimento (se non avvolti dalle fiamme). È definita dalla seguente equazione:

$$\theta_g = 660(1 - 0,687 e^{-0,32t} - 0,313 e^{-3,8t}) + 20 \quad [^{\circ}\text{C}]$$

- La curva di incendio da idrocarburi si utilizza quando un elemento strutturale è involuppato dalle fiamme provenienti dalla combustione di materiale liquido. È espressa dalla seguente relazione:

$$\theta_g = 1080(1 - 0,325 e^{-0,167t} - 0,685 e^{-2,5t}) + 20 \quad [^{\circ}\text{C}]$$

Dove:

θ_g = temperatura dei gas nel compartimento [$^{\circ}\text{C}$];

t = il tempo [min].

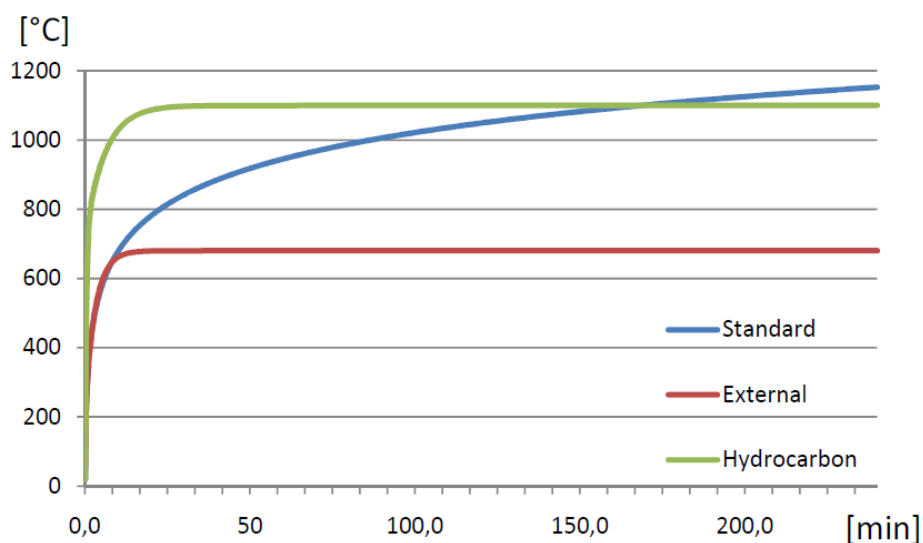


Figura 6.1. Confronto tra le curve nominali dell'EC3

6.2 Curve parametriche

L'Eurocodice (EC1 1991-1-2) dà un'equazione per gli incendi parametrici, che consente di ricavare la relazione temperatura-tempo per qualsiasi combinazione di carico d'incendio, di fattore di ventilazione e di materiale per il rivestimento delle pareti. Le curve dell'incendio parametrico dell'Eurocodice permettono di valutare la durata della fase di combustione stabilizzata. Le curve parametriche possono essere utilizzate solo sotto determinate ipotesi:

- Compartimenti antincendio fino a 500 m² di area in pianta;
- Nessuna apertura nella copertura;
- Altezza massima del compartimento pari a 4 m.
- Il carico d'incendio del compartimento sia bruciato fino ad estinzione.

Se il caso in studio rientra tra le ipotesi sopra descritte la relazione temperatura tempo, durante il periodo di combustione stabilizzata è data da:

$$\theta_g = 20 + 1325(1 - 0,324 e^{-0,2t^*} - 0,204 e^{-1,7t^*} - 0,472 e^{-19t^*})$$

Dove:

θ_g = temperatura del gas nel compartimento [°C];

$t^* = t \times \Gamma$ è un tempo fittizio [h];

Con:

t è il tempo [h];

$\Gamma = (0/b)^2 / (0,04/1160)$ [-];

$b = \sqrt{\rho c \lambda}$ con i limiti $100 \leq b \leq 2200$ [J/m²s^{1/2}K];

ρ = massa volumica della superficie esterna del compartimento [kg/m³];

c = calore specifico della superficie del compartimento [J/kg K];

λ = conducibilità termica del compartimento [J/kg K];

$0 = A_v \sqrt{h_{eq}} / A_t$ è il fattore di apertura con i limiti $0,02 \leq 0 \leq 0,20$ [m^{1/2}];

A_v = area totale delle aperture verticali sulle pareti [m²];

h_{eq} = media pesata delle altezze delle finestre [m];

A_t = area totale del compartimento [m²].

La precedente formulazione della curva d'incendio parametrico presume che le pareti e il soffitto del compartimento siano fatti di un solo strato di materiale. Se vi sono due o più strati di materiali diversi, l'Eurocodice fornisce una formula per il calcolo del valore efficace del fattore b . La massima temperatura θ_{max} nella fase di riscaldamento si verifica per il tempo

$$t^* = t^*_{max}$$

Dove:

$t_{max} = t^*_{max} \times \Gamma$ [h];

Con:

$$t_{\max} = \max [(0,2 \times 10^{-3} q_{t,d}/0; t_{\lim}] \text{ [h];}$$

Dove:

$q_{t,d}$ = valore di progetto del carico di incendio specifico relativo all'area totale A_t del compartimento di modo che $q_{t,d} = q_{f,d} A_f/A_t$ [MJ/m²], con il rispetto dei seguenti limiti: $50 \leq q_{t,d} \leq 1000$ [MJ/m²].

$q_{f,d}$ = valore di progetto del carico d'incendio specifico relativo all'area in pianta A_f del pavimento [MJ/m²].

t_{\lim} dipende dalla velocità di crescita dell'incendio [h];

- velocità di crescita bassa, $t_{\lim} = 25$ minuti;
- velocità di crescita media, $t_{\lim} = 20$ minuti;
- velocità di crescita rapida, $t_{\lim} = 15$ minuti.

Il tempo t_{\max} corrisponde alla massima temperatura raggiunta ed è fornito da t_{\lim} nel caso in cui l'incendio sia controllato dal combustibile. Se t_{\lim} è dato da $0,2 \times 10^{-3} q_{t,d}/0$, significa che l'incendio è controllato dalla ventilazione.

Quando $t_{\max} = t_{\lim}$, il valore t^* nell'equazione:

$$\theta_g = 20 + 1325(1 - 0,324 e^{-0,2t^*} - 0,204 e^{-1,7t^*} - 0,472 e^{-19t^*})$$

è sostituito da:

$$t^* = t \times \Gamma_{\lim}$$

Con:

$$\Gamma_{\lim} = (0_{\lim} / b)^2 / (0,04/1160)^2$$

Dove:

$$0_{\lim} = 0,1 \times 10^{-3} q_{t,d}/t_{\lim}$$

Le curve temperatura-tempo nella fase di raffreddamento sono date dalle seguenti relazioni: [°C]

$$\begin{aligned} \theta_g &= \theta_{\max} - 625(t^* - t_{\max}^* \cdot x) && \text{per } t_{\max}^* \leq 0,5 \\ \theta_g &= \theta_{\max} - 250(3 - t_{\max}^*)(t^* - t_{\max}^* \cdot x) && \text{per } 0,5 \leq t_{\max}^* \leq 2 \\ \theta_g &= \theta_{\max} - 250(t^* - t_{\max}^* \cdot x) && \text{per } t_{\max}^* \geq 2 \end{aligned} \quad [^{\circ}\text{C}]$$

Dove:

$$t^* = t \times \Gamma$$

$$t^*_{\max} = (0,2 \cdot 10^{-3} q_{t,d}/0) \Gamma$$

$$x = 1,0 \text{ se } t_{\max} > t_{\lim}, \text{ oppure } x = t_{\lim} \times \Gamma / t^*_{\max} \text{ se } t_{\max} = t_{\lim}$$

Di seguito vengono riportati dei grafici temperatura-tempo ricavati tramite l'utilizzo delle curve parametriche, mantenendo costante la geometria dell'edificio in esame e variando o la velocità di crescita dell'incendio o il carico di incendio.

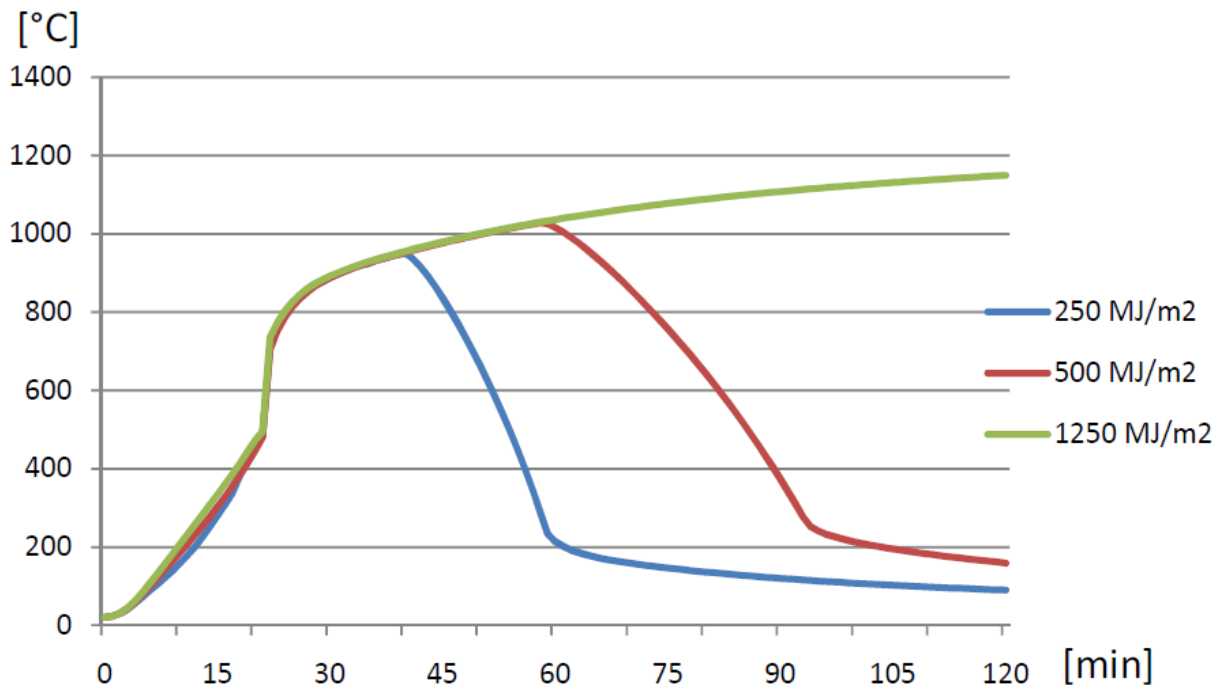


Figura 6.2. Curve temperatura-tempo al variare del carico di incendio

Il grafico sopra descrive l'andamento delle temperature in funzione del tempo al variare del carico di incendio al m². Rispetto alle curve temperatura-tempo nominali, dopo una iniziale crescita delle temperature, è presente un ramo discendente determinata dal raggiungimento della combustione del 70% del materiale presente nel compartimento. Inoltre si può evidenziare l'influenza del fattore di crescita dell'incendio, il quale fino all'inizio del ramo decrescente, mantiene le temperature dei casi analizzati pressoché identiche.

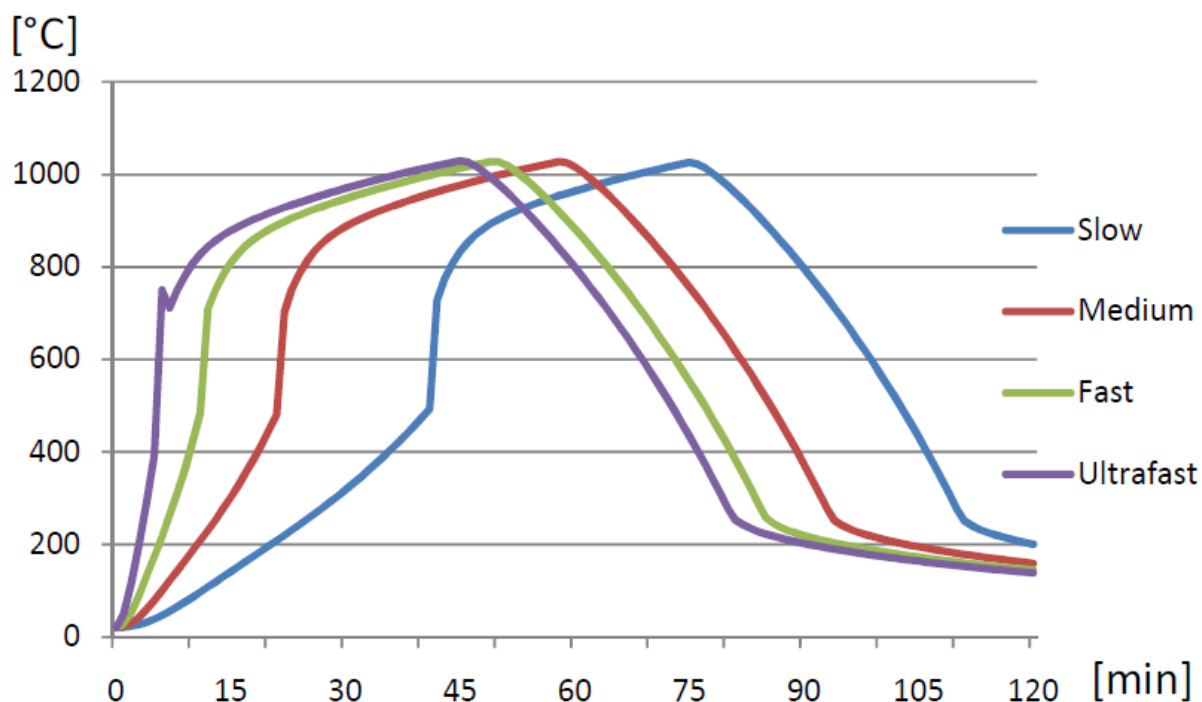


Figura 6.3. Curve temperature-tempo al variare della velocità di accrescimento dell'incendio

In questo grafico sopra, sono riportate le curve parametriche calcolate con il medesimo carico di incendio al variare della velocità di accrescimento dell'incendio. Si può notare che le temperature raggiungono tutte lo stesso livello e risultano essere scostate le une dalle altre, lungo l'asse del tempo, di un coefficiente che dipende dal fattore di accrescimento dell'incendio. Tale fattore risulta incidere solo durante la fase iniziale dell'incendio, mentre in seguito (dopo il completo sviluppo delle fiamme nel compartimento) le curve mantengono tra di esse ad una distanza pari a quella raggiunta in precedenza.

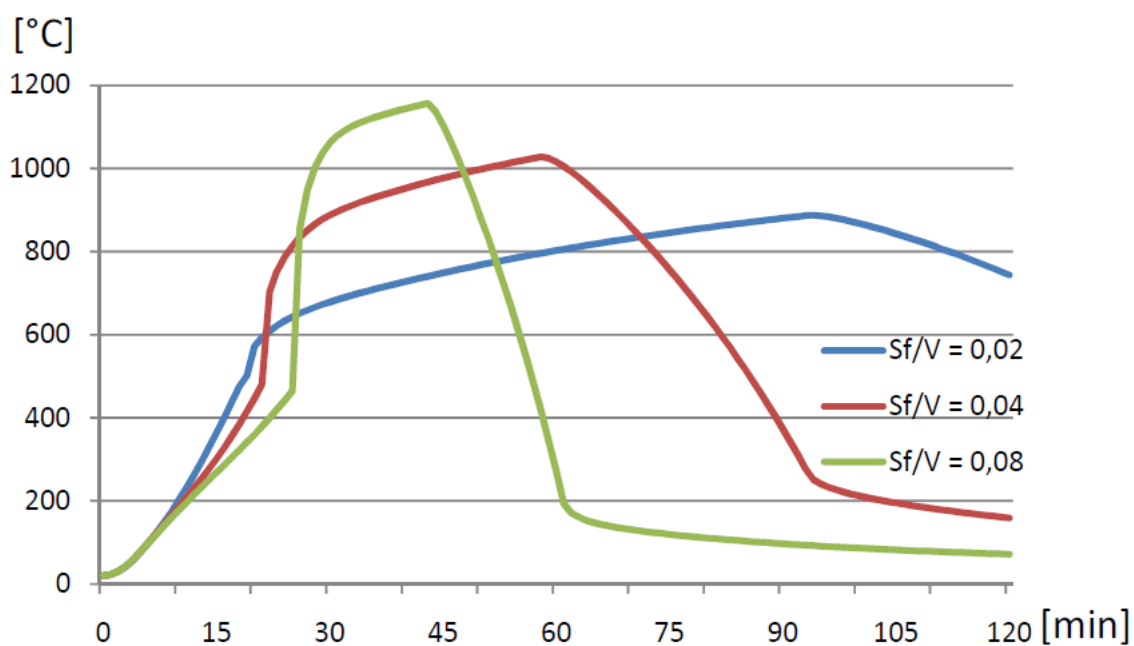


Figura 6.4. Curve temperature-tempo al variare del rapporto Sf/V

Quest' ultimo grafico focalizza l'attenzione sull'incidenza del rapporto superfici aperte/volume. Come si può notare dalle curve sopra riportate, definite da incendio con fattore di crescita medio e un carico di incendio di 500 MJ/m^2 , il fattore di ventilazione determina un più lento accrescimento delle temperature nella fase iniziale, quando l'incendio è controllato dalla combustione del materiale l'apporto di aria fresca ritarda l'innalzamento delle temperature, mentre quando l'incendio diviene controllato dalla ventilazione, ovviamente dove essa è maggiore le temperature aumentano maggiormente rispetto alle altre curve.

6.3 Curve di incendi localizzati

Le curve fino ad ora descritte presuppongono che l'incendio raggiunga il completo sviluppo, in modo da creare le stesse condizioni di temperatura in tutto il compartimento. Tuttavia, in molti casi, ad esempio in spazi grandi con poco materiale combustibile oppure in presenza di incendio confinato grazie all'intervento dei nebulizzatori, si può verificare un incendio localizzato con un effetto differente sulla struttura dell'edificio rispetto a un incendio completamente sviluppato. L'azione termica di un incendio localizzato può essere valutata utilizzando le espressioni fornite dall'EC1 1991-1-2. Alcune differenze devono essere considerate con riferimento all'altezza relativa della fiamma rispetto al soffitto.

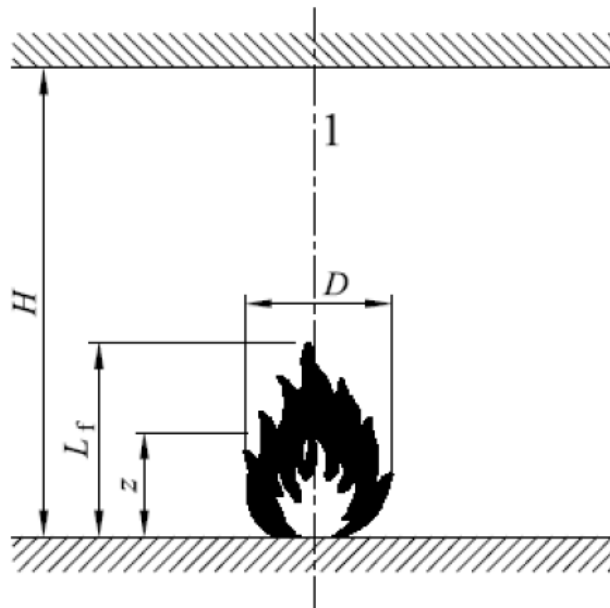


Figura 6.5. Sviluppo verticale della fiamma edistanze che influenzano le temperature(EC1 1991-1-2)

Lo sviluppo della fiamma L_f di un incendio localizzato è fornito da: [m]

$$L_f = -1,02 D + 0,00148 Q_c^{2/5} \quad [\text{m}]$$

Quando la fiamma non impatta sul soffitto del compartimento ($L_f < H$), o nel caso di incendio all'aria aperta, la temperatura $\theta_{(z)}$ nel pennacchio lungo l'asse verticale di simmetria è fornita dalla relazione: [°C]

$$\theta_{(z)} = 20 + 0,25 Q_c^{2/3} (z - z_0)^{-5/3} \leq 900 \quad [^\circ\text{C}]$$

Dove:

D = diametro dell'incendio [m];

Q = velocità di rilascio di calore [W] dell'incendio;

Q_c = parte convettiva del rilascio di calore [W], con $\gamma_p = 0,8$) per definizione;

z = altezza [m] lungo l'asse della fiamma;

H = distanza [m] tra la sorgente della fiamma e il soffitto.

L'origine virtuale z_0 dell'asse della fiamma è dato da: [m]

$$z_0 = 1,02 D + 0,00524 Q^{2/5} \quad [m]$$

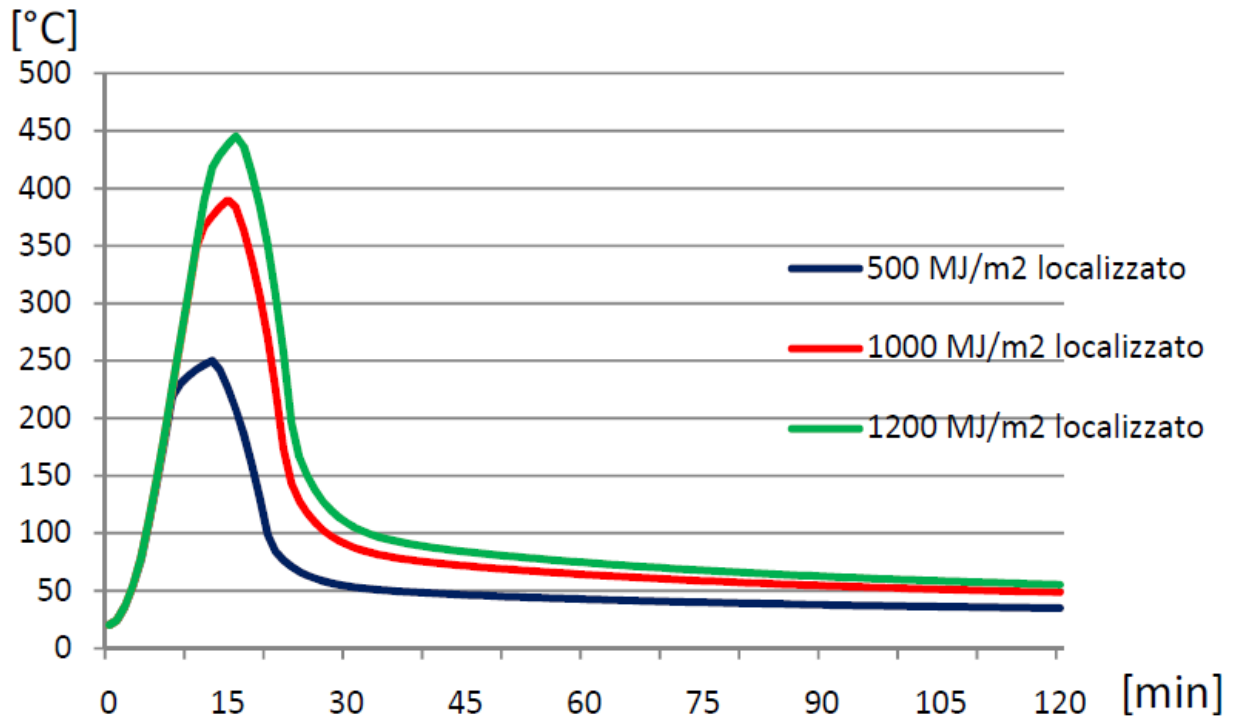


Figura 6.6 confronto tra curve di incendio localizzato al variare del carico di incendio

Dal grafico in figura dove sono riportate tre curve di incendi localizzati, ipotizzando che il fuoco sia esteso solo ad una superficie di 5 m² del compartimento, al variare del carico di incendio si nota che l'andamento delle curve mantiene sempre lo stesso andamento, con un picco iniziale seguito da successivo e veloce raffreddamento dovuto all'estinguersi dell'incendio a causa della mancanza di combustibile o all'intervento di impianti di spegnimento.

6.4 Confronto tra i casi analizzati

Il grafico riportato di seguito descrive bene l'andamento delle tre tipologie di curve temperature-tempo descritte in precedenza; la curva nominale standard:

- non presenta il ramo di temperature discendenti, ipotizzando che la combustione all'interno del compartimento continui all'infinito;
- ha una crescita iniziale molto marcata, che spesso determina temperature molto superiori delle altre curve;
- dopo una crescita iniziale molto ripida, tende ad un asintoto orizzontalmente.

Le curve parametriche:

- hanno la tendenza ad avere un ramo di crescita iniziale poco pendente, ma quando l'incendio è pienamente sviluppato le temperature raggiunte superano quella della curva nominale standard;
- fino a quando il materiale presente non è del tutto combusto, nella fase di pieno sviluppo del fuoco, mantiene un andamento molto simile a quello della curva nominale standard, mentre nella fase successiva si denota il ramo di raffreddamento.

Le curve di incendio localizzato:

- hanno un picco iniziale più marcato delle curve parametriche, a parità di carico di incendio, al quale segue quasi immediatamente un decremento delle temperature dovuto all'estinguersi dell'incendio;
- all'aumentare del carico di incendio può verificarsi che il picco iniziale di temperature raggiunte dalla curva di incendio localizzata superi le temperature dalla la curva standard, essendo quest'ultima indipendente da tale fattore;
- Per il calcolo delle temperature degli elementi in acciaio bisogna tenere in considerazione anche l'effetto dell'irraggiamento della fiamma.

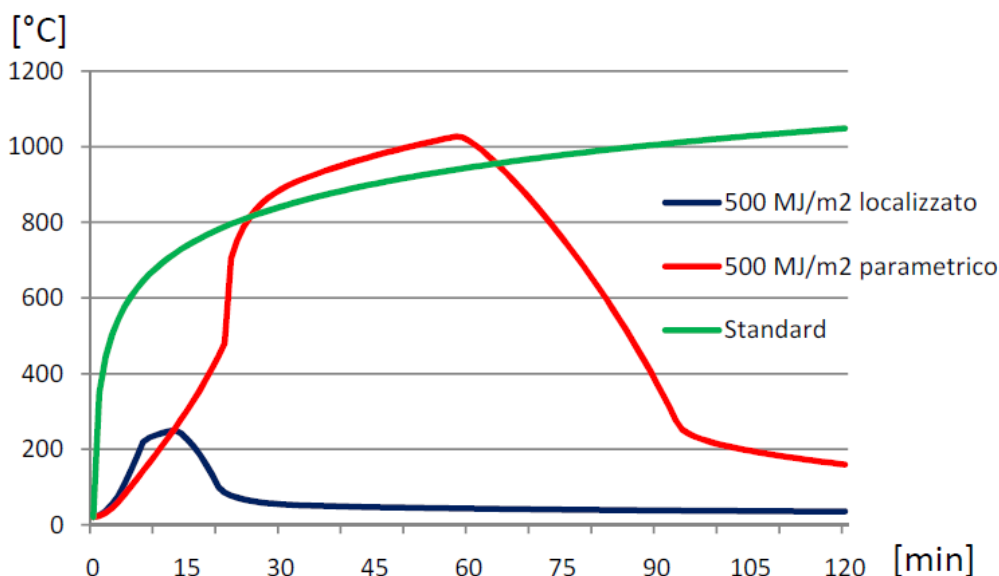


Figura 6.7. Confronto tra le curve analizzate

6.5 Velocità di rilascio di calore Q

Per qualsiasi incendio, la potenza termica rilasciata in MW può essere calcolata se si conosce la quantità di calore emessa in MJ in un certo tempo (in secondi). Pertanto il valor medio della potenza termica rilasciata Q (indicata in inglese con “velocità di rilascio del calore” - “heat release rate”) è data dalla seguente espressione: [MJ/s]

$$Q = E / t$$

Dove:

E = energia potenziale termica totale contenuta nel materiale combustibile (MJ);

t = durata della combustione stabilizzata (sec).

Non essendo di facile determinazione, l'EC1 1991-1-2 suggerisce, in fase progettuale l'utilizzo delle curve t^2 , che determinano la quantità di calore rilasciato ad ogni istante sulla base di un fattore di rilascio, della potenza termica disponibile nel compartimento e dal fattore di ventilazione. La prima parte della curva ha un andamento parabolico che segue la relazione: [W]

$$Q = 10^6 (t / t_\alpha)^2$$

Dove:

Q = velocità di rilascio di calore in [W];

t = tempo in [s];

t_α = tempo necessario a raggiungere una velocità di rilascio di calore di 1 MW.

Crescita dell'incendio	Valore di α (sec/MW ^{0.5})	Incendio tipico
Lenta	600	Oggetti di legno accatastati
Media	300	Mobili in legno massiccio (ad esempio tavoli da lavoro). Singoli mobili con finiture in plastica
Veloce	150	Mobili imbottiti (non tutti). Cataste di legname impilato Scatoloni su piattaforme di legno
Ultraveloce	75	Mobili imbottiti (la gran parte) Materiale plastico impilato. Mobili con pareti in legno sottili (ad esempio armadi)

Figura 6.6. velocità di crescita incendi t^2

Sulla base delle relazioni precedentemente descritte, la fase iniziale dell'incendio t^2 avrà un andamento di quelli riportati nel grafico seguente, che dipende unicamente dal fattore di accrescimento.

La fase di crescita è limitata da un plateau orizzontale corrispondente a uno stato stazionario e a un valore di Q fornito da:

$$Q = (RHR_{fi} \times A_{fi})$$

Dove:

A_{fi} = massima area dell'incendio [m^2] che è il compartimento antincendio nel caso di carico di incendio uniformemente distribuito, ma che può essere un valore.

RHR_{fi} = massima velocità di rilascio di calore prodotto da 1 m^2 di fuoco in caso di condizioni controllate dal combustibile [kW/m^2].

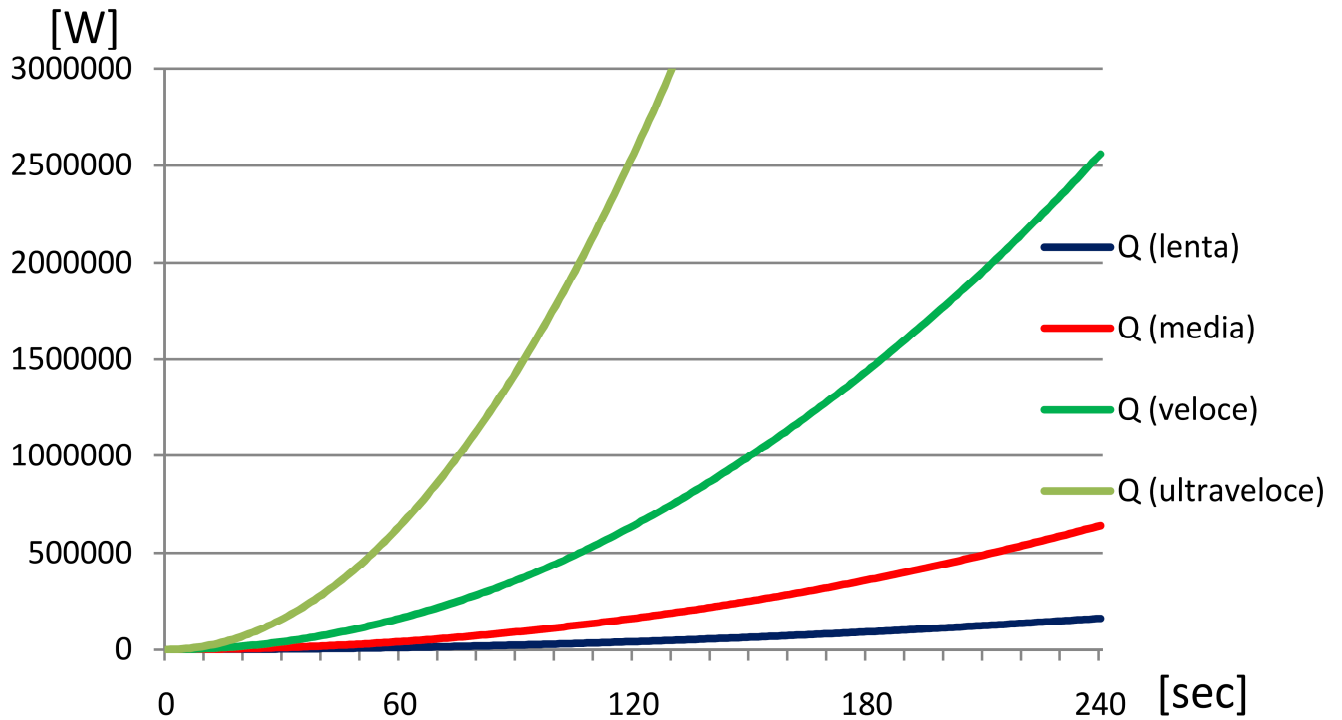


Figura 6.7. fase di accrescimento di un incendio t^2

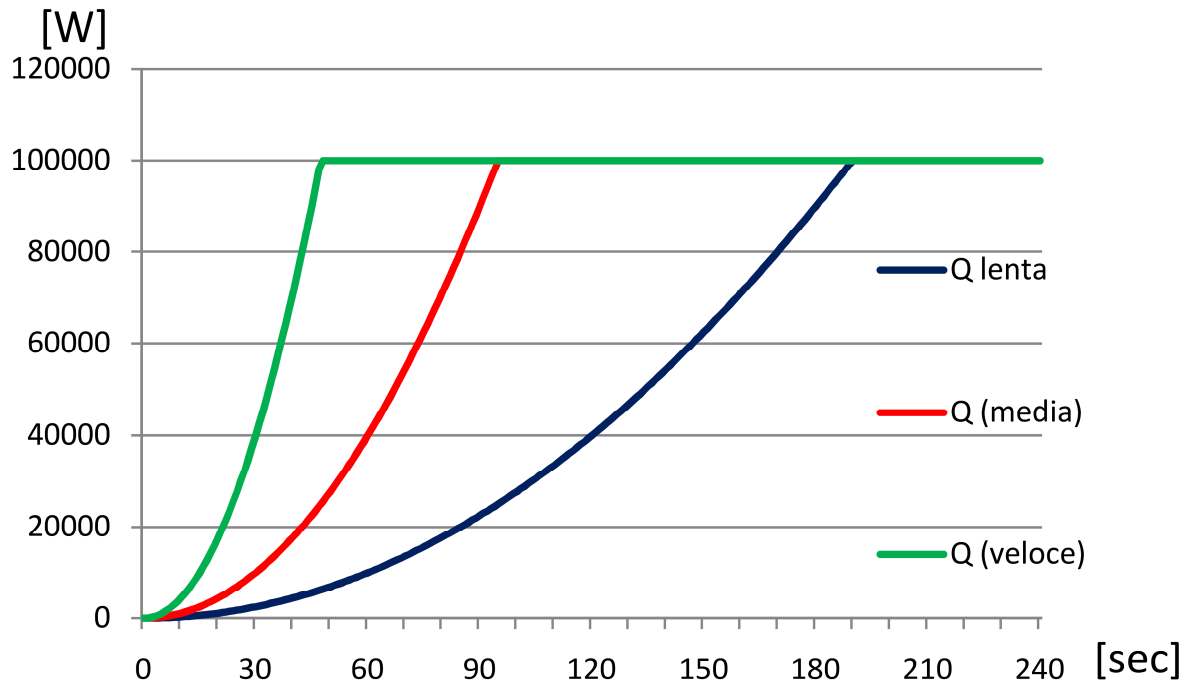


Figura 6.8. curve t2 con diverse velocità di accrescimento

in figura sopra è riportato il caso di incendi con diversi fattori di crescita, ma uguali RHR_{fi} e A_{fi} . Come si può notare, tutte le curve sono caratterizzate da avere lo stesso rilascio di calore dopo il completo sviluppo dell'incendio.

Nel caso in cui l'incendio fosse controllato dalla ventilazione, il plateau deve essere ridotto in conseguenza del contenuto d'ossigeno disponibile; tale riduzione può esser automatica, nel caso di uso di un programma di calcolo basato su di un modello a una zona, o attraverso l'espressione semplificata: [MW]

$$Q_{max} = 0,10 \cdot m \cdot \Delta H_c \cdot A_v \cdot \sqrt{h_{eq}} \quad [MW]$$

Dove:

A_v = area delle aperture [m^2];

h_{eq} = altezza media delle aperture [m];

ΔH_c = potere calorifico netto del legno, con $\Delta H_c = 17,5$ MJ/kg;

m = fattore di combustione con $m = 0,8$.

Il tratto orizzontale è limitato dalla fase di riduzione che comincia quando il 70% del carico d'incendio totale è stato consumato.

7. Comportamento dell'acciaio sotto l'azione del fuoco

7.1 Proprietà termiche

Allo scopo di eseguire i calcoli delle temperature in strutture esposte al fuoco, è necessario conoscere le proprietà termiche dei materiali. La massa volumica dell'acciaio è 7850 kg/m^3 e rimane praticamente costante con la temperatura. Il calore specifico dell'acciaio varia a seconda della temperatura come indicato nella figura sotto (EC3, 1993-1-2) dove il picco è il risultato di una trasformazione di tipo metallurgico che avviene a circa 730°C . Nel caso di calcoli semplici, il calore specifico ca (J/kgK) può essere considerato costante e pari a 600 J/kgK , ma per una maggiore precisione si possono utilizzare le seguenti equazioni:

$c_a = 425 + 7,73 \cdot 10^{-1}\theta_a^2 + 2,22 \cdot 10^{-6}\theta_a^3$	$20^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 600^\circ\text{C}$	[J/kgK]
$c_a = 666 + 13002/(738 - \theta_a)$	$600^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 735^\circ\text{C}$	
$c_a = 545 + 17820/(\theta_a - 731)$	$735^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 900^\circ\text{C}$	
$c_a = 650$	$900^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}$	

Dove:

θ_a = temperatura dell'acciaio ($^\circ\text{C}$).

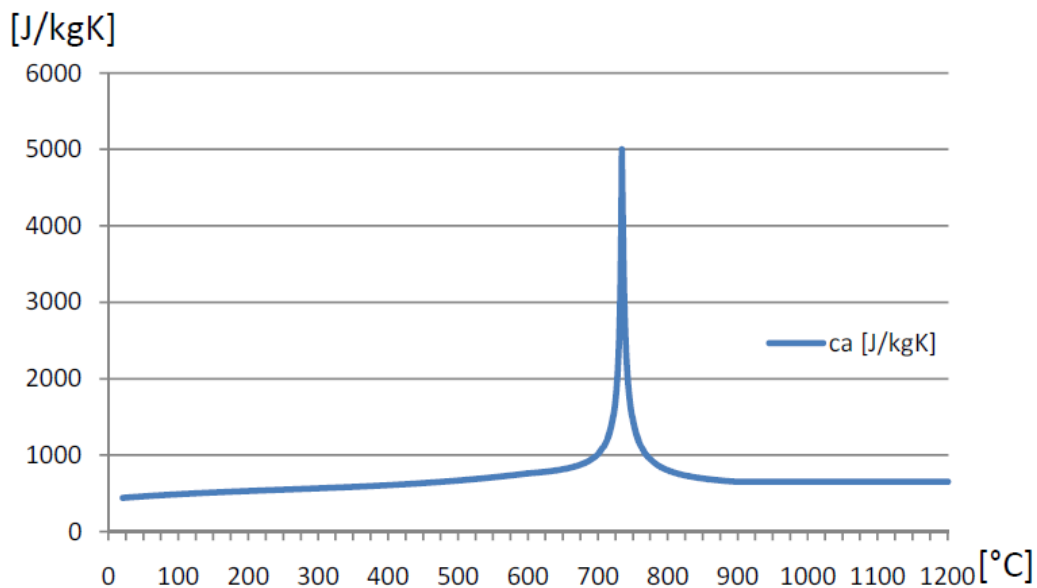


Figura 7.1 . Calore specifico in funzione della temperature

La conducibilità termica dell'acciaio varia con la temperatura come indicato nella figura seguente, riducendosi linearmente da 54 W/mK a 20°C fino a $27,3 \text{ W/mK}$ a 800°C (EC3, 1993-1-2). Nei casi più semplici, la conducibilità termica λ_a (W/mK) può essere considerata uguale a 45 W/mK ma si ottengono risultati più precisi utilizzando le seguenti equazioni:

$$\begin{aligned} \lambda_a &= 54 - 3,33 \cdot 10^{-2}\theta_a & 20^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 800^\circ\text{C} \\ \lambda_a &= 27,3 & 800^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ\text{C} \end{aligned} \quad [\text{W/mK}]$$

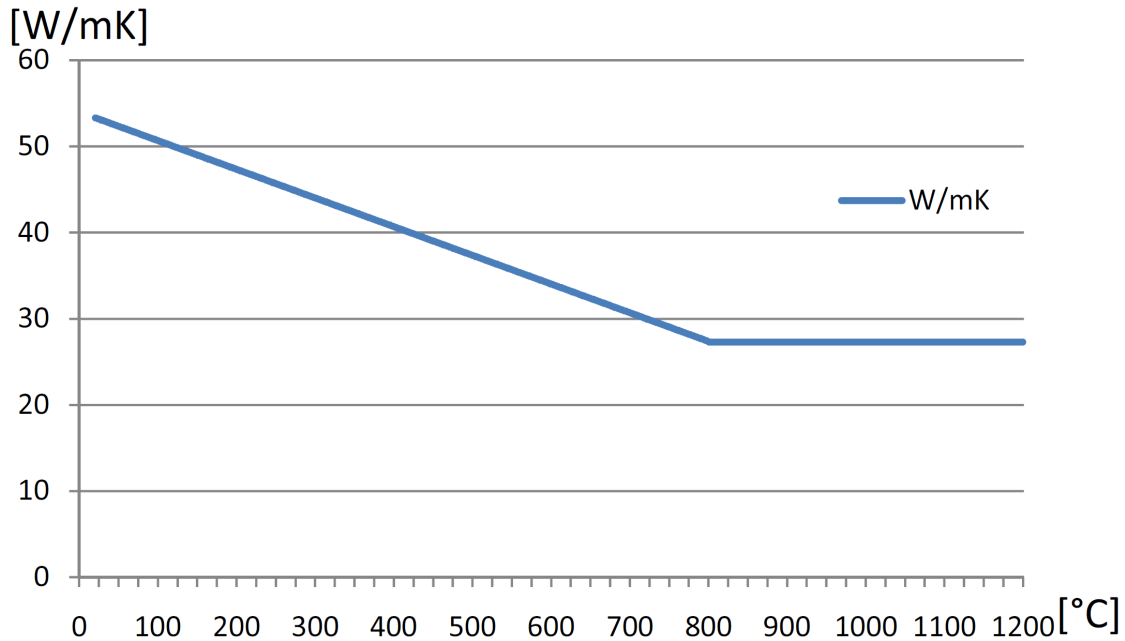


Figura 7.2. Conducibilità termica in funzione della temperatura

7.2 Proprietà meccaniche

Questa sezione tratta gli effetti che le proprietà meccaniche dell'acciaio alle alte temperature hanno sul comportamento al fuoco delle strutture in acciaio.

7.2.1 Componenti della deformazione

La deformazione dell'acciaio a temperatura elevata è solitamente descritta supponendo che intervengano tre componenti:

$$\Delta \varepsilon = \varepsilon - \varepsilon_i = \varepsilon \sigma(\sigma, \theta) + \varepsilon_{th}(\theta) + \varepsilon_{cr}(\sigma, \theta, t) \quad [m]$$

dove ε è la deformazione totale al tempo t , ε_i è la deformazione iniziale al tempo $t = 0$, ε_{th} è la deformazione termica funzione solo della temperatura θ , ε_{σ} è la deformazione meccanica, funzione sia della tensione applicata σ che della temperatura θ e ε_{cr} la deformazione di tipo viscoso, funzione della tensione, della temperatura e del tempo.

Queste tre componenti della deformazione sono qui di seguito trattate in maggior dettaglio. Nel caso di elementi strutturali semplici come le travi isostatiche, occorre prendere in considerazione solo la deformazione meccanica, potendo così calcolare la resistenza ridotta a temperatura elevata senza riferimento alle deformazioni. Nel caso di sistemi strutturali più complessi, soprattutto quando gli elementi sono vincolati ad altre parti della struttura, occorre prendere in considerazione anche la deformazione termica e quella dovuta alla viscosità, ricorrendo al calcolo automatico per l'analisi strutturale.

7.2.2 Deformazione termica

La deformazione termica consegue alla dilatazione termica tipica della maggior parte dei materiali riscaldati. A temperatura ambiente, il coefficiente di dilatazione termica è di solito $11,7 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$. A temperatura elevata, il coefficiente aumenta e una discontinuità si verifica tra 700 e 800°C , in concomitanza con la trasformazione metallurgica già citata a proposito del calore specifico. Per scopi di normale progettazione, l'Eurocodice 3 (EC3, 2005) suggerisce tre valori per il coefficiente di dilatazione termica sulla base della fascia di temperature raggiunte dall'acciaio:

$$\begin{aligned} \Delta l/l &= 1,2 \cdot 10^{-5} \theta_a + 0,4 \cdot 10^{-8} \theta_a^2 - 2,416 \cdot 10^{-4} & 20^{\circ}\text{C} \leq \theta_a \leq 750^{\circ}\text{C} \\ \Delta l/l &= 1,1 \cdot 10^{-2} & 750^{\circ}\text{C} \leq \theta_a \leq 860^{\circ}\text{C} \\ \Delta l/l &= 2 \cdot 10^{-5} \theta_a - 6,2 \cdot 10^{-3} & 860^{\circ}\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^{\circ}\text{C} \end{aligned} \quad [-]$$

Dove:

l = lunghezza alla temperatura di 20°C ,
 Δl = allungamento dovuto alla temperatura,
 θ_a = temperatura dell'acciaio.

La figura in basso riporta l'andamento della deformazione termica in funzione della temperatura utilizzando le formule sopra descritte:

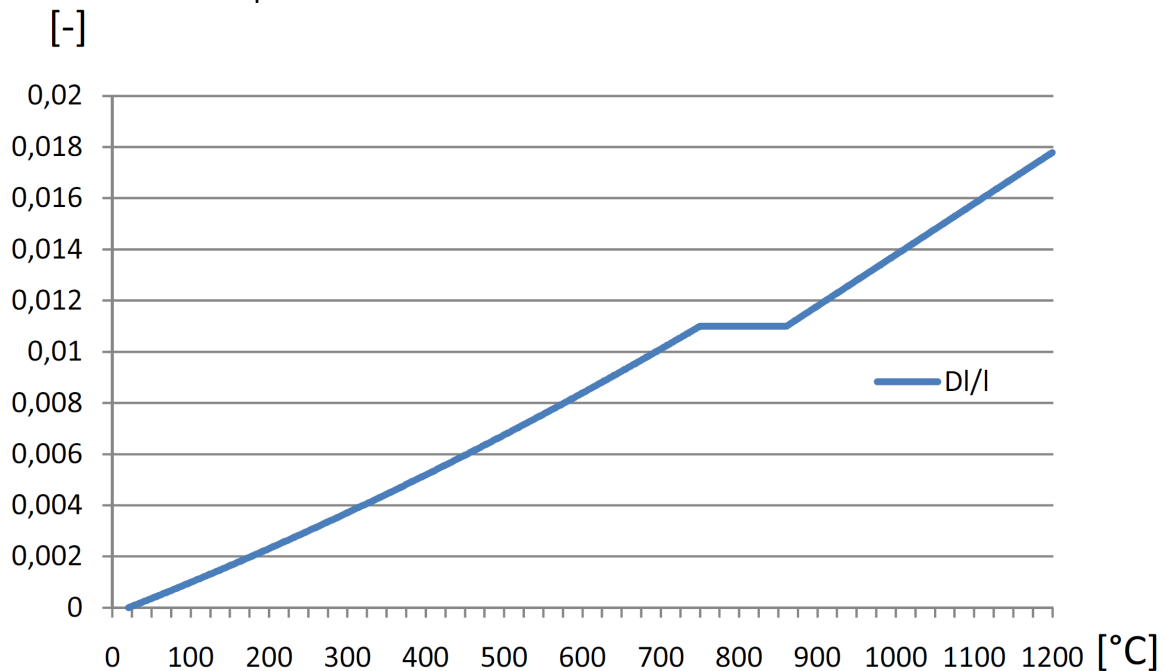


Figura 7.3. Variazione della dilatazione termica in funzione della temperatura

7.2.3 Deformazione dovuta alla viscosità

A temperatura normale la viscosità nell'acciaio strutturale è trascurabile, ma diventa molto importante a temperature superiori a 400 o 500°C. Nonostante la grande importanza delle deformazioni di tipo viscoso nelle strutture in acciaio esposte al fuoco che siano prossime al collasso, della viscosità di solito non si tiene esplicitamente conto nel processo di progettazione antincendio, neanche qualora si ricorra ai metodi basati sul calcolo automatico, e questo per la mancanza di dati e per la difficoltà dei calcoli. Di solito si utilizzano delle leggi sforzo-deformazione che includono implicitamente le deformazioni viscoso prevedibili alle tipiche velocità di riscaldamento strutturale in caso di incendio (2-50°C/min, EC3, 2005).

7.2.4 Deformazione meccanica

Le leggi sforzo-deformazione ad alta temperatura possono essere ottenute direttamente da prove in condizioni stazionarie a temperature prefissate o possono essere ricavate da prove di tipo transitorio. Le tipiche leggi sforzo-deformazione per l'acciaio strutturale a temperature elevate sono riportate in figura nel capitoletto successivo, dove si può vedere che la tensione di snervamento e il modulo elastico diminuiscono entrambi con l'aumento della temperatura, ma la resistenza ultima a trazione aumenta leggermente a temperature moderate prima di diminuire a temperature più elevate.

7.2.5 Resistenza allo snervamento e resistenza convenzionale

La progettazione di elementi in acciaio strutturale a temperature normali richiede la conoscenza della resistenza allo snervamento dell'acciaio. La maggior parte dei normali acciai da costruzione presenta una resistenza allo snervamento ben definita a temperature normali, ma ciò non è più vero a temperature elevate, come indicato nella figura seguente. Anche per la progettazione a temperature elevate è necessario disporre del valore della resistenza allo snervamento

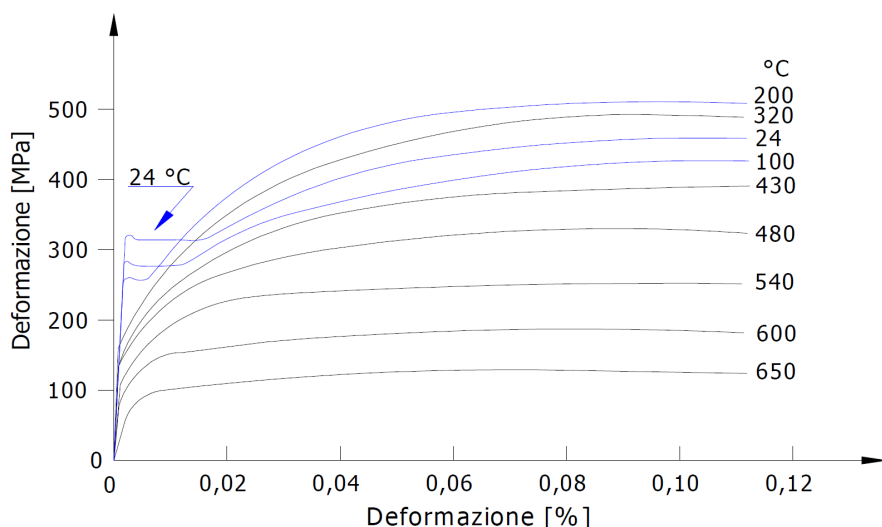


Figura 7.4. Curve sforzo deformazione a temperatura elevata per acciaio laminato a caldo

7.2.6 Modulo elastico

Il decadimento del modulo elastico ha effetti importanti sull'instabilità strutturale e sulle deformazioni elastiche. Queste ultime sono però relativamente poco importanti ad alta temperatura, ove assumono ben altro rilievo le deformazioni plastiche. La riduzione del modulo elastico mostra lo stesso andamento qualitativo della riduzione della resistenza allo snervamento. Tuttavia, L'Eurocodice 3 prevede un decadimento più sensibile del modulo nel campo di temperature di interesse per le applicazioni strutturali, il che può rendere l'elemento strutturale più sensibile ai fenomeni di instabilità. In particolare, nell'attribuzione della classe di duttilità di una sezione in condizioni di incendio la norma citata fa riferimento ad un minor valore della snellezza convenzionale calcolato mediante il coefficiente riduttivo 0,85, costante con la temperatura (in modo da non rendere necessari aggiornamenti della classe di duttilità di una stessa sezione durante l'evolvere dell'incendio).

$$\epsilon = 0,85[235/f_y]^{0,5} \quad [-]$$

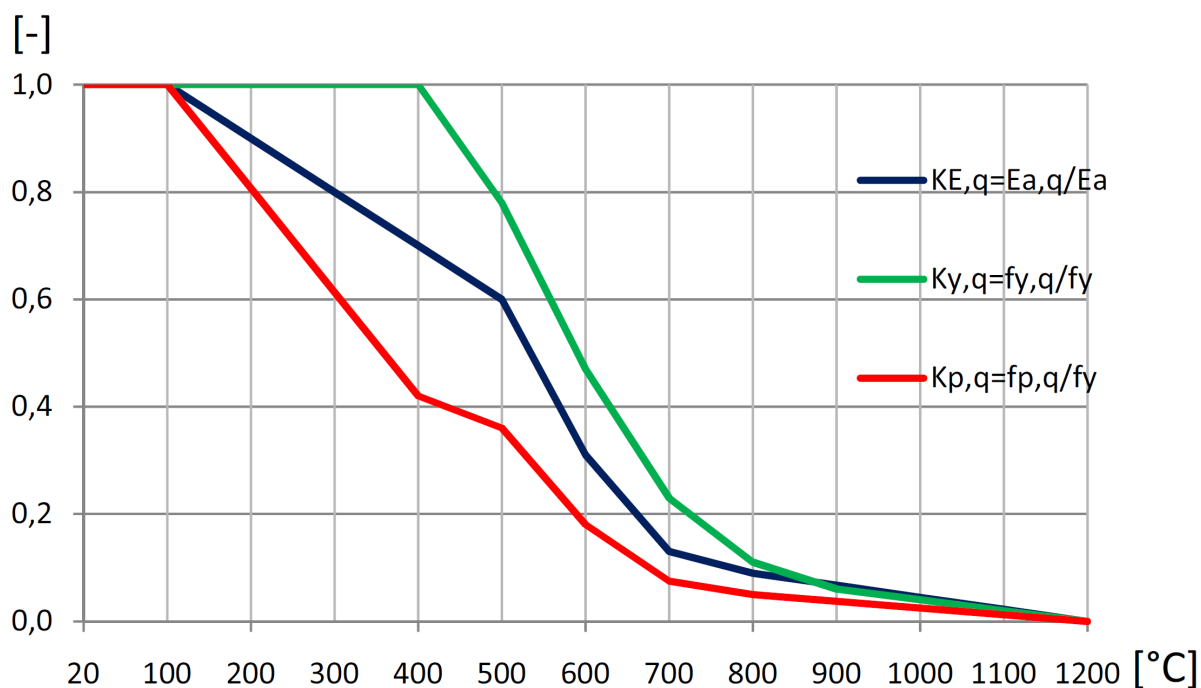


Figura 7.5. Fattori di riduzione del modulo elastico, della tensione di snervamento e del relativo limite di proporzionalità

7.2.7 Valori di progetto

A scopo di progetto l'EC3 riporta come indicato nella tabella sotto, la deformazione e la resistenza allo snervamento dell'acciaio all'aumentare della temperatura, per incendi con aumento di calore compresi tra 2 e 50 °C/min.

Steel Temperature θ_a	Reduction factors at temperature θ_a relative to the value of f_y or E_a at 20°C		
	Reduction factor (relative to f_y) for effective yield strength $k_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y$	Reduction factor (relative to f_y) for proportional $k_{p,\theta} = f_{p,\theta}/f_y$	Reduction factor (relative to f_y) for the slope of the linear elastic range $k_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a$
20 °C	1,0000	1,0000	1,0000
100 °C	1,0000	1,0000	1,0000
200 °C	1,0000	0,8070	0,9000
300 °C	1,0000	0,6130	0,8000
400 °C	1,0000	0,4200	0,7000
500 °C	0,7800	0,3600	0,6000
600 °C	0,4700	0,1800	0,3100
700 °C	0,2300	0,0750	0,1300
800 °C	0,1100	0,0500	0,0900
900 °C	0,0600	0,0375	0,0675
1000 °C	0,0400	0,0250	0,0450
1100 °C	0,0200	0,0125	0,0225
1200 °C	0,0000	0,0000	0,0000

NOTE: for intermediate values of the steel temperature, linear interpolation may be used

Figura 7.6. fattori di riduzione della resistenza allo snervamento e del modulo elastico all'aumentare della temperatura da EC3

Dove:

- θ_a = temperatura dell'acciaio [°C];
- $k_{y,\theta}$ = fattore di riduzione del campo di snervamento [-];
- $k_{p,\theta}$ = fattore di riduzione del campo elastico [-];
- $k_{E,\theta}$ = fattore di riduzione del modulo elastico [-];
- f_y = tensione di snervamento a 20°C [N/mm²];
- E_a = modulo elastico a 20°C [N/mm²].

Nella figura precedente "Fattori di riduzione del modulo elastico, della tensione di snervamento e del relativo limite di proporzionalità" è mostrata la riduzione della tensione di snervamento, del relativo limite di proporzionalità e del modulo elastico in funzione della temperatura secondo l'Eurocodice 3, dove si prevedono valori non nulli di resistenza e rigidezza fino a 1200°C.

Di seguito vengono riportate le tabelle dettate dall' EC 1993-1-1 per il calcolo a freddo della classe di sezione; l'unica differenza che si deve effettuare per il medesimo calcolo effettuato a caldo è quello di sostituire il coefficiente ϵ riportato nelle tabelle con quello calcolato nell'equazione sopra riportata.

$$\epsilon = 0,85[235/f_y]^{0,5} \quad [-]$$

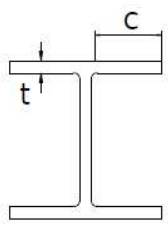
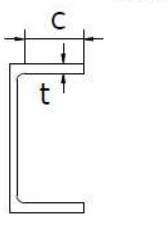
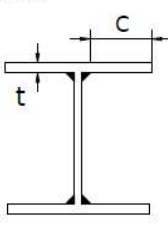
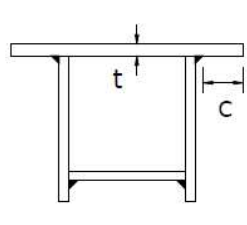
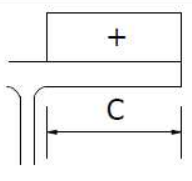
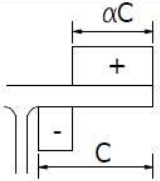
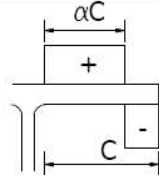
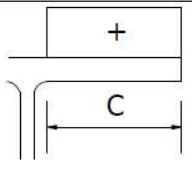
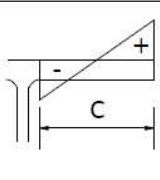
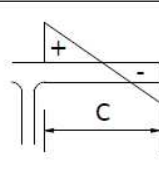
Piattabande esterne						
						
Profili laminati a caldo						Sezioni saldate
Classe	Piattabande esterne soggette a compressione		Piattabande esterne soggette a flessione e a compressione			
			Con estremità in compressione		Con estremità in trazione	
Distribuzione delle tensioni. (positivi di compressione)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
2	$c/t \leq 10\epsilon$		$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
Distribuzione delle tensioni. (positivi di compressione)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$		$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Figura 7.7. Verifica della classe di sezione per le piattabande esterne

Parti interne in compressione

Classe	Parte soggetta a momento	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a momento e compressione			
Distribuzione delle tensioni. (positivi di compressione)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	se $\alpha > 0,5$:	$c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$		
			se $\alpha \leq 0,5$:	$c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$		
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	se $\alpha > 0,5$:	$c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$		
			se $\alpha \leq 0,5$:	$c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$		
Distribuzione delle tensioni. (positivi di compressione)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	Se $\psi > -1$	$c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 033\psi}$		
			$\psi \leq -1^*)$	$c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$		
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
*) si applica se la tensione di compressione $\sigma < f_y$ o la deformazione a trazione $\varepsilon_y < f_y/E$						

Figura 7.8. Verifica della classe di sezione per parti interne soggette a compressione

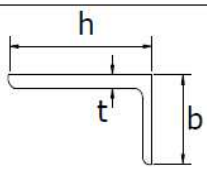
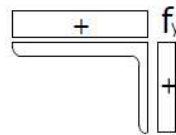
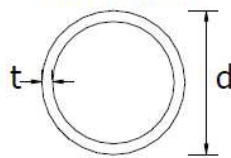
Angolari						
			<ul style="list-style-type: none"> - Riferirsi anche alle piattabande esterne - Non si applica agli angoli in contatto continuo con altri componenti 			
Classe	Sezione in compressione					
Distribuzione delle tensioni. (positivi di compressione)						
3	$h/t \leq 15\varepsilon$			$\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\varepsilon$		
Sezioni tubolari						
						
Classe	Sezione inflessa e/o compressa					
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$					
Per $d/t > 90\varepsilon^2$ riferirsi alla EN 1993-1-6						
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Figura 7.9. Verifica della classe di sezione per gli angolari

7.3 Calcolo della temperature per elementi in acciaio non protetti

Gli elementi in acciaio non protetti possono riscaldarsi rapidamente in presenza di incendio, soprattutto se sono sottili e presentano una grande superficie esposta al fuoco.

Nel seguito sono riportati due metodi per il calcolo della temperatura basati sulla “massa concentrata”. L’Eurocodice 3 (1993-1-2) ammette, nel calcolo di elementi inflessi con l’approccio semplificato, di considerare ugualmente una temperatura uniforme e di tenere conto successivamente dell’effetto dei gradienti termici sulla resistenza della sezione mediante opportuni coefficienti correttivi.

7.3.1 Fattore di sezione

La velocità di riscaldamento di un elemento in acciaio strutturale protetto o non protetto esposto al fuoco dipende dal *fattore di sezione*, o *fattore di massività*, misurato come rapporto fra il perimetro riscaldato e l’area della sezione trasversale. Il fattore di sezione è importante poiché la velocità d’ingresso del calore è direttamente proporzionale all’area esposta all’incendio e la conseguente velocità di riscaldamento è inversamente proporzionale alla capacità termica dell’elemento (uguale al prodotto del calore specifico, della densità e del volume del segmento di acciaio).

Il fattore di sezione può essere espresso in uno dei modi seguenti:

- il rapporto tra l’area della superficie laterale esposta all’incendio e il volume dell’elemento F/V [m^{-1}];
- il rapporto tra il perimetro riscaldato e l’area della sezione, A_m/V , [m^{-1}].

Nel caso di profili aventi sezione trasversale uniforme l’area F (m^2) e il volume V (m^3) possono essere riferiti ad una lunghezza unitaria dell’elemento strutturale, venendo quindi a coincidere rispettivamente con il perimetro riscaldato A_m (m) e l’area V della sezione (m^2). La superficie riscaldata è rappresentata (a) dall’effettiva area laterale del profilo metallico per elementi non protetti e per elementi dotati di protezione antincendio aderente, e (b) dall’area laterale del più piccolo prisma rettangolare racchiudente la sezione, in presenza di protezione scatolare. In entrambi i casi vanno trascurate le eventuali superfici non esposte.

7.3.2 Impiego di formule semiempiriche

Un’espressione empirica approssimata per prevedere il tempo t in minuti necessario affinché un elemento in acciaio non protetto raggiunga una temperatura limite θ_{cr} ($^{\circ}C$) in presenza di incendio standard è:

$$t = 0,54(\theta_{cr} - 50)/(A_m/V)^{0,6} \quad [\text{min}]$$

Dove:

A_m/V = fattore di sezione (m^{-1}) già definito in precedenza.

Questa espressione è valida per A_m/V nell'intervallo da 10 a 300 m^{-1} e θ_{cr} nell'intervallo da 400°C a 600°C, per tempi tra 10 e 80 min. Questa formula fornisce risultati ragionevolmente vicini alle previsioni con gli elementi finiti e il suo campo di applicabilità può essere esteso a un intervallo da 100°C a 800°C per le dimensioni delle comuni sezioni. L'equazione può essere invertita per ottenere la temperatura prevista ad una data durata di incendio.

Nel caso di progettazione più accurata, si raccomanda di calcolare le temperature utilizzando un metodo agli elementi finiti o il metodo passo-passo descritto qui di seguito.

7.3.3 Metodo passo-passo

Il metodo di calcolo passo-passo per strutture in acciaio non protette si basa sul principio che il flusso di calore entrante nell'elemento in acciaio attraverso la superficie esposta nel tempuscolo Δt è uguale al calore richiesto per innalzare la temperatura dell'acciaio di $\Delta\theta_{a,t}$ supponendo che la sezione dell'acciaio sia una massa concentrata a temperatura uniforme, cosicché:

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh} \frac{A_m/V}{c_a \rho_a} h_{net} \Delta t \quad [^{\circ}C]$$

Dove:

k_{sh} = fattore di correzione dovuto agli effetti di ombreggiamento [-];

A_m/V = fattore di sezione [m^{-1}];

c_a = calore specifico dell'acciaio [J/kgK];

h_{net} = valore di progetto del flusso netto di calore per unità di area [W/m^2];

Δt = intervallo di tempo [sec];

ρ_a = massa volumica dell'acciaio [kg/m^3];

Per le sezioni ad "I" esposte all'azione del fuoco nominale, il fattore di correzione dovuto all'ombreggiamento k_{sh} è definito:

$$k_{sh} = 0,9 [A_m/V]_b / [A_m/V] \quad [-]$$

Dove:

$[A_m/V]_b$ = rapporto tra il perimetro esposto del più piccolo contorno convesso che circonda la sezione e l'effettivo perimetro esposto del profilato [-].

Per tutte le altre sezioni:

$$k_{sh} = [A_m/V]_b / [A_m/V] \quad [-]$$

Calcolo del flusso netto per incendi nominali e parametrici

Il flusso di calore entrante nell'acciaio, a sua volta è la somma di due termini come riportato nell'equazione sotto; il flusso netto convettivo che è in funzione della temperatura dei gas nell'intorno dell'elemento e del moto dei gas nelle vicinanze dell'elemento, e il flusso netto radiativo che dipende anche dal fattore di vista tra una superficie emittente (il fuoco) ed una ricevente. Il flusso di calore si calcola con le seguenti relazioni:

$$h_{\text{net}} = h_{\text{net,c}} + h_{\text{net,r}} \quad [\text{W/m}^2]$$

$h_{\text{net,c}}$ = flusso netto convettivo (W/m^2);

$h_{\text{net,r}}$ = flusso netto radiativo (W/m^2).

Il flusso netto convettivo è determinato dalla seguente espressione:

$$h_{\text{net,c}} = \alpha_c (\theta_g - \theta_m) \quad [\text{W/m}^2]$$

Dove:

α_c = coefficiente di trasferimento del calore per convezione [$\text{W/m}^2\text{K}$];

θ_g = temperatura dell'ambiente nelle vicinanze dell'elemento esposto al fuoco [$^{\circ}\text{C}$];

θ_m = temperatura della superficie dell'elemento [$^{\circ}\text{C}$].

Il valore del coefficiente α_c deve essere assunto pari a:

$\alpha_c = 25$ [$\text{W/m}^2\text{K}$] qualora si utilizzino le curva nominali temperatura-tempo standard e da fuoco esterno, per un elemento esposto al fuoco;

$\alpha_c = 50$ [$\text{W/m}^2\text{K}$] qualora si utilizzi la curva nominale temperatura-tempo da idrocarburi, per un elemento esposto al fuoco;

$\alpha_c = 4$ [$\text{W/m}^2\text{K}$] quando si calcola il flusso netto convettivo sul lato di un elemento non esposto al fuoco;

$\alpha_c = 9$ [$\text{W/m}^2\text{K}$] quando si calcola il flusso netto convettivo sul lato di un elemento non esposto al fuoco, assumendo che esso comprenda anche il flusso radiativo.

Il flusso netto radiativo è determinato dalla seguente espressione:

$$h_{\text{net,r}} = \phi \epsilon_m \epsilon_f \sigma [(\theta_r + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4] \quad [\text{W/m}^2]$$

Dove:

ϕ = fattore di configurazione;

ϵ_m = emissività dell'elemento;

ϵ_f = emissività del fuoco;

σ = costante di Stephan Boltzmann ($=5,65 \times 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4$);

θ_r = effettiva temperatura dell'ambiente [$^{\circ}\text{C}$];

θ_m = temperatura superficiale dell'elemento [$^{\circ}\text{C}$].

Se non è nota l'emissività del materiale, l'EC1 1991-1-2, suggerisce di utilizzare $\epsilon_m = 0,8$, mentre per quella del fuoco, $\epsilon_f = 1$.

Il fattore configurazione ϕ è definito come la frazione di energia irradiata dalla generica superficie A e incidente su B, dipende dalla dimensione della superficie radiante, dalla distanza e dall'orientamento delle due superfici, come è illustrato in figura sotto; l'EC1 suggerisce di utilizzare $\phi = 1$ quando non si ha la certa posizione esatta della superficie emittente (localizzazione del fuoco).

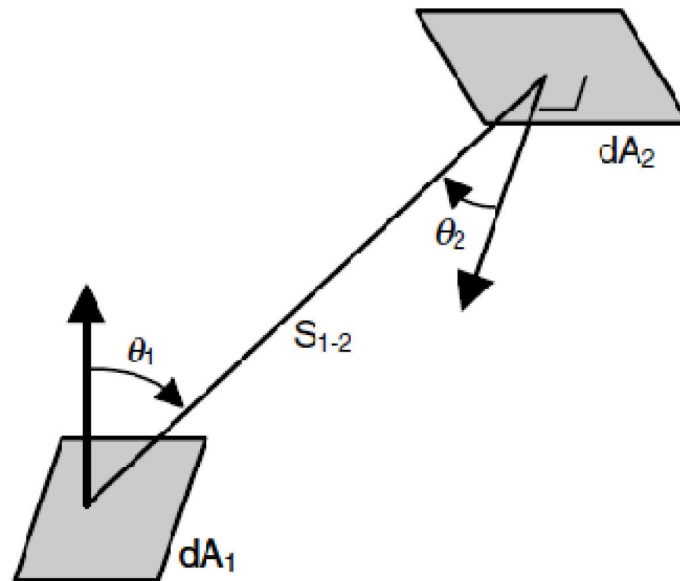


Figura 7.10. Trasferimento del calore per irraggiamento tra due aree infinitesime

Matematicamente è definita dalla seguente relazione:

$$dF_{d1-d2} = \frac{\cos \theta_1 \cos \theta_2}{\pi S_{1-2}^2} dA_2 \quad [W/m^2]$$

Per l'applicazione del metodo di calcolo delle temperature degli elementi in acciaio, l'Eurocodice 3 suggerisce un intervallo di tempo di non oltre 5 sec, mentre per soddisfare l'ipotesi di uniformità della temperatura all'interno della sezione viene richiesto un valore minimo del fattore di forma A_m/V pari a 10 m^{-1} , condizione verificata per tutti i profili di comune impiego.

All'estremo opposto c'è il caso in cui il fattore di sezione sia molto elevato, rendendo lo scambio termico così efficace da poter assumere per la temperatura dell'acciaio lo stesso valore della temperatura dei gas nel comparto incendiato (per $A_m/V > 300 \text{ m}^{-1}$).

Dal grafico seguente si nota come al variare del fattore di sezione, nei primi minuti, le diverse sezioni mantengono un andamento distaccato le une dalle altre, mentre una volta superati i 60 minuti non si riesce più a distinguere l'andamento delle differenti sezioni in acciaio.

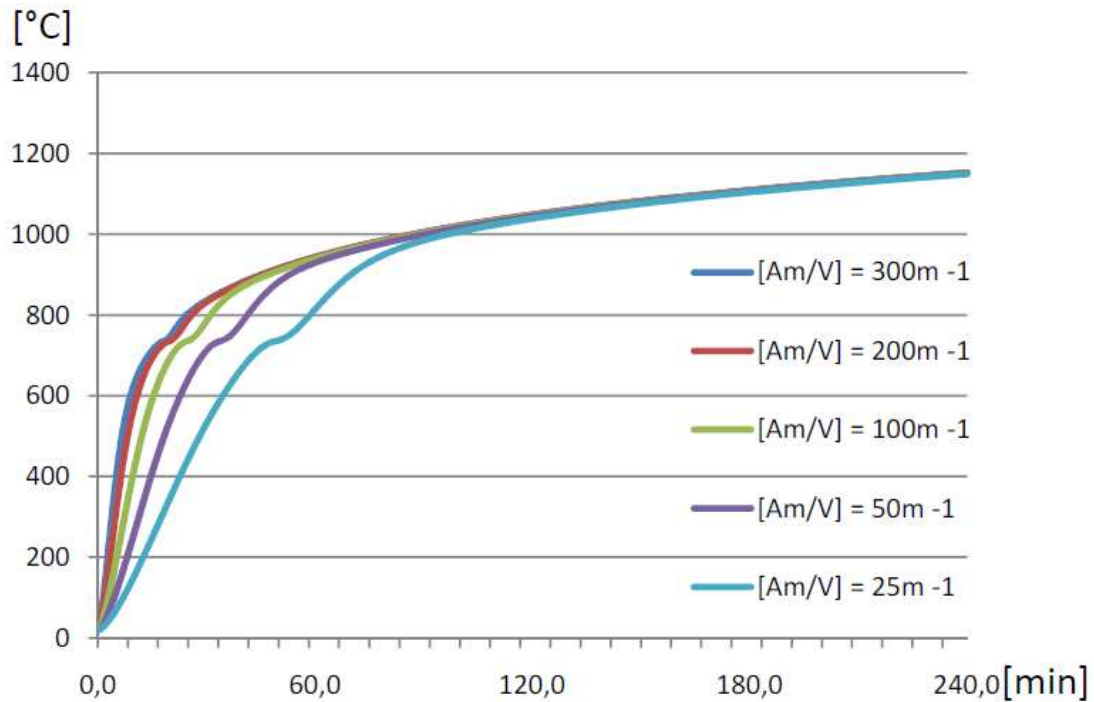


Figura 7.11. Andamento delle temperature di elementi in acciaio esposti alla curva nominale standard al variare del fattore A_m/V ; fondo scala pari a 240 minuti.

Il grafico sotto concentra l'attenzione nei primi 60 minuti di esposizione all'incendio nominale standard, evidenziando con quale facilità al variare del fattore di sezione si possono ottenere differenze di temperature superiore a 200°C, inoltre si può notare che tutte le curve hanno un cambio di flesso tra i 700°C e gli 800°C dovuto all'andamento del calore specifico dell'acciaio.

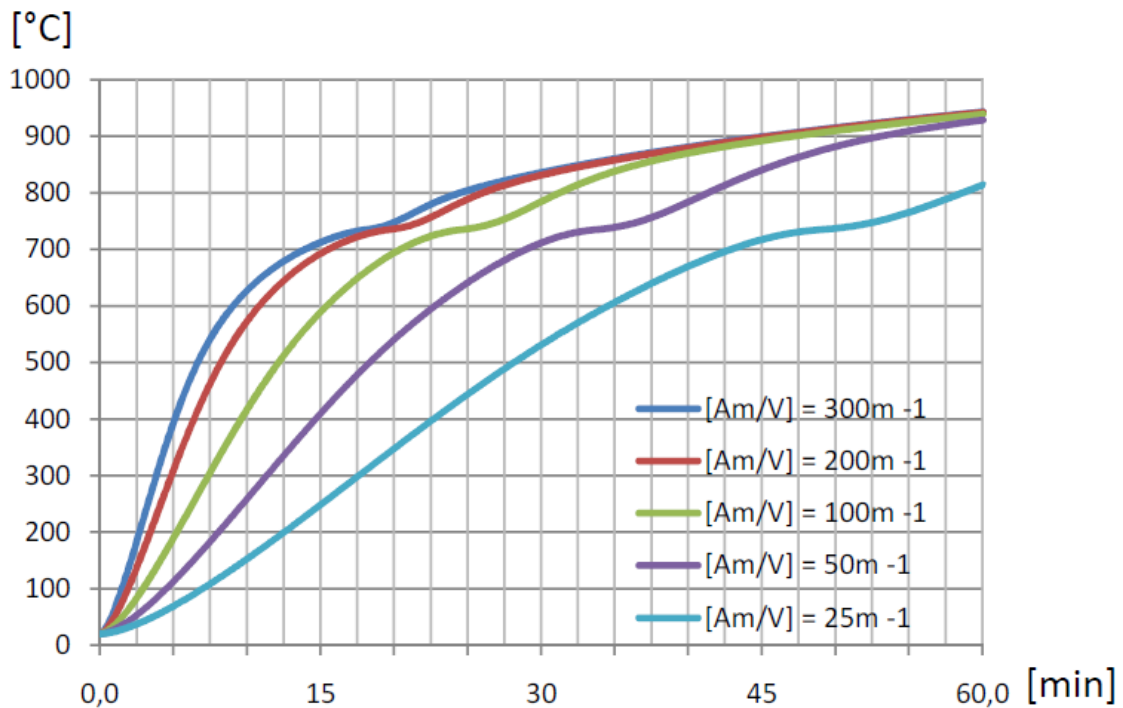


Figura 7.12. Andamento delle temperature di elementi in acciaio esposti alla curva nominale standard al variare del fattore A_m/V ; fondo scala pari a 60 minuti.

Calcolo del flusso termico netto per incendi localizzati

Il calcolo del flusso termico netto per incendi localizzati viene determinato sulla base di differenti considerazioni, e più precisamente sul fatto di conoscere l'altezza della fiamma, il diametro che coinvolge l'incendio e lo sviluppo delle fiamme.

Quando la fiamma tocca il soffitto ($L_f < H$), il flusso termico h [W/m^2] ricevuto dalla superficie unitaria del soffitto esposto alla fiamma, è dato da:

$$h = 100000 \quad \text{Se } y \leq 0,30$$

$$h = \text{da } 136000 \text{ a } 121000y \quad \text{Se } 0,30 \leq y \leq 1,0 \quad [W/m^2]$$

$$h = 15000y^{-3,7} \quad \text{Se } y \geq 1,0$$

Dove:

y = parametro adimensionale [-] fornito dalla relazione:

$$y = \frac{r + H + z'}{L_h + H + z'} \quad [-]$$

Dove:

r = distanza orizzontale [m] tra l'asse verticale dell'incendio e il punto appartenente al soffitto nel quale viene calcolato il flusso di calore;

H = distanza [m] tra la sorgente dell'incendio e il soffitto.

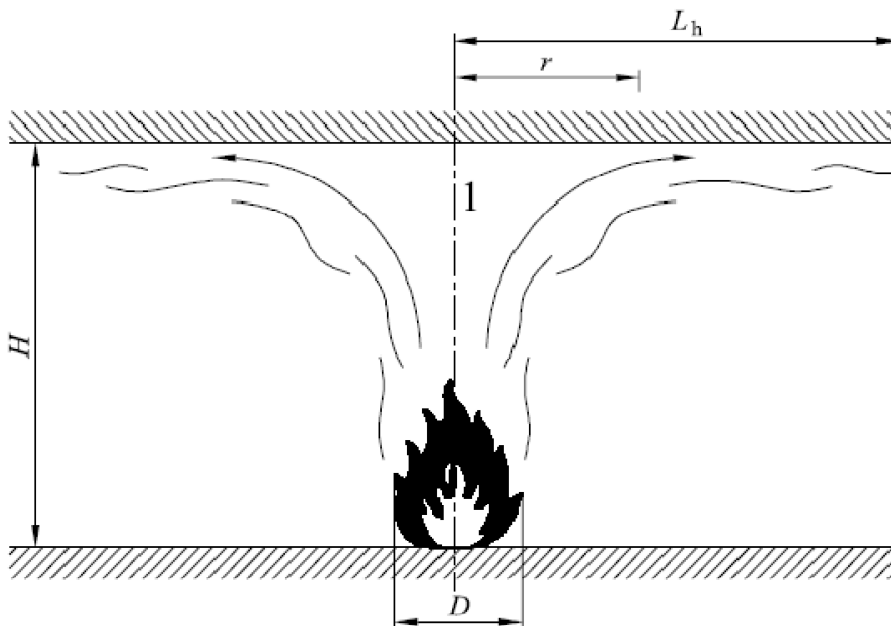


Figura 7.13. Sviluppo orizzontale della fiamma e distanze che influenzano le temperature (EC1 1991-1-2)

1 - Asse di simmetria della fiamma

L'ingombro orizzontale della fiamma L_h è dato dalla seguente relazione:

$$L_h = (2,9 H (Q_H)^{0,33}) - H \quad [m]$$

Dove:

Q_H = velocità adimensionale di rilascio di calore fornita dalla relazione:

$$Q_H = Q / (1,1 \cdot 10^6 \cdot H^{2,5}) \quad [-]$$

z' = posizione della sorgente di calore virtuale [m] ed è data:

$$\begin{aligned} z' &= 2,4 D (Q_D^{2/5} - Q_D^{2/3}) && \text{Quando } Q_D < 1,0 \\ z' &= 2,4 D (1 - Q_D^{2/5}) && \text{Quando } Q_D \geq 1,0 \end{aligned} \quad [m]$$

Dove:

$$Q_D = Q / (1,11 \cdot 10^6 \cdot D^{2,5}) \quad [-]$$

Le equazioni fino ad ora riportate sono valide solo sotto l'ipotesi che:

- il diametro del fuoco è limitato a $D \leq 10$ m;
- la velocità di rilascio del fuoco è limitata a $Q \leq 50$ MW.

Il flusso termico netto h_{net} ricevuto dall'area esposta di superficie unitaria posta a livello del soffitto, è data da:

$$h_{net} = h - \alpha_c (\theta_m - 20) - \varphi \varepsilon_m \varepsilon_f \sigma [(\theta_m + 273)^4 - (293)^4] \quad [W/m^2]$$

8. Progettazione e verifiche delle strutture in acciaio soggette all'azione del fuoco.

La progettazione della resistenza al fuoco richiede di verificare che la resistenza al fuoco garantita dalla struttura superi la gravità dell'incendio di progetto. La verifica può avvenire nel *dominio del tempo*, nel *dominio della temperatura* o nel *dominio della resistenza*. Tutti e tre i domini sono utilizzabili per valutare la resistenza al fuoco di strutture in acciaio. Viene descritto per primo il metodo più tradizionale, basato sull'attribuzione di classi di resistenza al fuoco nel dominio del tempo.

Nel **dominio del tempo**, la resistenza al fuoco richiesta può essere prescritta da una norma o, se sono noti il carico d'incendio e la ventilazione, può essere calcolata mediante le formule che forniscono il tempo equivalente di un incendio standard della stessa gravità. La resistenza al fuoco richiesta può allora essere confrontata con la durata della resistenza al fuoco dell'assieme prescelto, spesso indicata come *classe di resistenza*. Quest'ultima si può ottenere da elenchi generici, relativi a configurazioni e materiali ordinari, da elenchi di valori sperimentali legati a specifici prodotti commerciali o da valori fondati su pareri di esperti qualificati, tutti basati sulla prova d'incendio standard. In alternativa, la classe di resistenza al fuoco di un assieme strutturale può essere ottenuta mediante il calcolo del tempo necessario per raggiungere la temperatura limite durante l'esposizione all'incendio standard di riferimento.

La verifica nel **dominio della temperatura** viene condotta confrontando la temperatura limite dell'acciaio con la massima temperatura raggiunta nell'esposizione all'incendio di progetto. La temperatura limite dell'acciaio è quella in corrispondenza della quale la capacità portante dell'elemento è esattamente uguale ai carichi di progetto oppure la temperatura al di sopra della quale è previsto il collasso dell'elemento. L'Eurocodice 3 fornisce la temperatura limite in funzione del grado di sollecitazione del materiale, per il progetto antincendio di elementi singoli non soggetti a fenomeni di instabilità. Questo tipo di calcolo serve soprattutto quando si suppone che la sezione d'acciaio si trovi a temperatura uniforme.

Infine, nel **dominio della resistenza** la capacità portante è confrontata con i carichi previsti sull'elemento al momento dell'incendio. Diversamente dai precedenti consente di valutare con precisione (a) il comportamento strutturale in presenza di gradienti di temperatura nelle sezioni e (b) la risposta all'incendio di intere strutture.

8.1 Progettazione di singoli elementi esposti al fuoco

Esistono due metodi principali per la progettazione strutturale di strutture in acciaio esposte al fuoco: il *metodo semplificato* per elementi singoli e il *metodo generale* per elementi vincolati, assieme più complessi o grandi strutture (EC3 1993-1-2, 2005). In questa sezione è descritto il metodo semplificato.

Verifica

Come per gli elementi di qualsiasi materiale, la verifica nel dominio della resistenza richiede che:

$$E_{fi,d} \leq R_{fi,d,t}$$

Dove:

$E_{fi,d}$ = effetto delle azioni di progetto;

$R_{fi,d,t}$ = resistenza di progetto dell'elemento, con riferimento alle condizioni di incendio al tempo t

L'effetto delle azioni di progetto viene determinato mediante la normale analisi strutturale. Di seguito sono descritti i calcoli per la determinazione della capacità portante, basati sulle proprietà meccaniche dell'acciaio a temperatura elevata. L'effetto delle azioni $E_{fi,d}$ può essere una forza assiale $N_{fi,Ed}$, un momento flettente $M_{fi,Ed}$ o una forza di taglio $V_{fi,Ed}$ presenti singolarmente o in varie combinazioni. Di conseguenza la capacità portante $R_{fi,d,t}$ sarà calcolata come forza assiale $N_{fi,t,Rd}$, momento flettente $M_{fi,t,Rd}$ o forza di taglio $V_{fi,t,Rd}$ nella medesima combinazione.

Come detto le raccomandazioni per la progettazione di elementi strutturali, presentate qui di seguito, sono basate sul metodo semplificato dell'Eurocodice 3 (EC3, 2005). Il metodo semplificato segue il metodo della progettazione della capacità portante ultima per le temperature normali, tranne per il fatto di tenere conto di carichi inferiori e di valori ridotti del modulo elastico e della resistenza allo snervamento dell'acciaio a temperature elevate. Non vengono però presi in considerazione gli effetti dei vincoli in presenza di deformazioni termiche.

È possibile tenere conto della continuità flessionale attraverso la formazione delle cerniere plastiche e del conseguente cinematisimo di collasso.

La progettazione delle strutture in acciaio si basa sull'ipotesi che l'acciaio sia duttile, con un lungo tratto plastico, cosicché in condizioni d'incendio la legge sforzo-deformazione segue la bilatera tratteggiata nella seguente, invece della curva reale continua. Tale modo di procedere è conservativo se la curva reale sale di molto al di sopra del ramo orizzontale, in funzione dei criteri adottati per ricavare la "resistenza nominale di snervamento" dalla legge reale sforzo-deformazione.

La progettazione strutturale a temperatura normale richiede di evitare il collasso (stato limite ultimo) e le deformazioni eccessive (stato limite di esercizio). La progettazione all'incendio si preoccupa soprattutto di evitare il collasso. Nonostante si possano prevedere grandi deformazioni in caso di esposizione all'incendio, queste di solito non si calcolano, a meno che non influiscano sulle prestazioni strutturali.

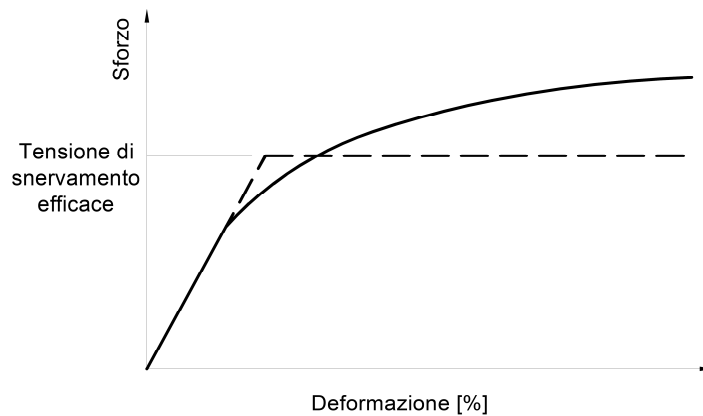


Figura 8.1. Curva sforzo-deformazione con approssimazione di tipo elasto-plastico

8.1.1 Elementi in trazione

Gli elementi singoli soggetti a trazione sono relativamente semplici da progettare poiché non vi sono rischi d'instabilità e le tensioni sono uniformi su tutta la sezione. La disequazione di progetto è:

$$N_{fi,Ed} < N_{fi,\theta,Rd} \quad [N/mm^2]$$

La progettazione antincendio deve tener conto se la temperatura sia uniforme o meno nella sezione. Se la temperatura è uniforme, la capacità portante dell'elemento sottoposto a trazione si ottiene da:

$$N_{fi,\theta,Rd} = A k_{y,\theta} f_y \quad [N/mm^2]$$

Dove:

A = area della sezione [mm^2];

$k_{y,\theta}$ = fattore di riduzione della resistenza allo snervamento dell'acciaio alla temperatura θ ;

f_y = resistenza allo snervamento dell'acciaio a 20°C [MPa].

Nell'improbabile caso che esista un gradiente di temperatura sulla sezione, la resistenza dell'elemento può essere ottenuta sommando i contributi delle diverse parti, considerando la riduzione della resistenza allo snervamento per effetto della temperatura di ciascuna parte. Questa equazione, come altre a seguire, si basa sull'ipotesi che l'acciaio sia un materia duttile, cosicché sia possibile per ogni fibra di allungarsi abbastanza da sviluppare la sua resistenza allo snervamento. L'equazione è:

$$N_{fi,\theta,Rd} = \sum_{i=1}^n A_i k_{y,\theta,i} f_y \quad [N/mm^2]$$

Dove:

A_j = area della fibra elementare della sezione con una temperatura θ_j

$K_{y,\theta,i}$ = fattore di riduzione della resistenza allo snervamento dell'acciaio alla temperatura θ_j

La figura sottostante mostra la distribuzione delle forze interne al carico ultimo per un elemento di acciaio rettangolare ideale sottoposto a trazione con temperatura uniforme e non uniforme.

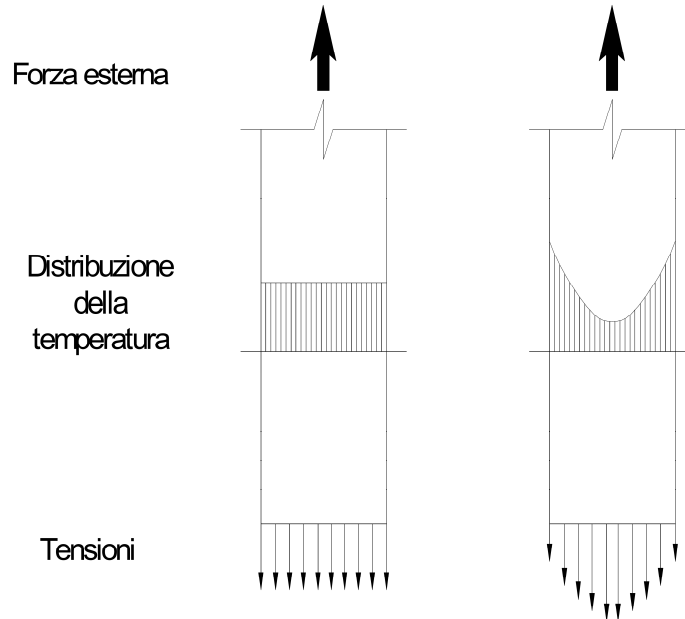


Figura 8.2. Tensioni in un elemento di acciaio sottoposto a trazione

8.1.2 Elementi di classe 1 e 2 soggetti a flessione

La disequazione di progetto per la flessione è data da:

$$M_{fi,Ed} < M_{fi,\theta,Rd} \quad [N/mm]$$

Come nel caso degli elementi in trazione, la resistenza degli elementi in flessione in caso d'incendio dipende dal fatto che la temperatura sia o meno uniforme nella sezione.

Nel caso delle travi, occorre in più tenere conto della suscettibilità della sezione a fenomeni d'instabilità locale.

Se la temperatura è uniforme, la capacità portante di progetto si ottiene da:

$$M_{fi,\theta,Rd} = W_{el} k_{y,\theta,i} f_y \quad \text{Progetto elastico} \quad [Nmm]$$

Oppure:

$$M_{fi,\theta,Rd} = W_{pl} k_{y,\theta,i} f_y \quad \text{Progetto plastico} \quad [Nmm]$$

Dove:

W_{el} = modulo di resistenza a flessione in campo elastico [mm^3];

W_{pl} = modulo di resistenza a flessione in campo plastico [mm^3];

$k_{y,\theta,i}$ = fattore di riduzione della resistenza allo snervamento dell'acciaio alla temperatura θ [-];

f_y = resistenza allo snervamento dell'acciaio a 20°C [MPa].

La decisione se utilizzare l'equazione di progetto in campo elastico o in campo plastico dipende dalla compattezza della sezione prescelta. La figura seguente mostra i diagrammi momento flettente-freccia a metà campata per una trave in acciaio semplicemente appoggiata, evidenziando come un eccellente comportamento plastico si possa raggiungere per sezioni compatte, ma non per altre.

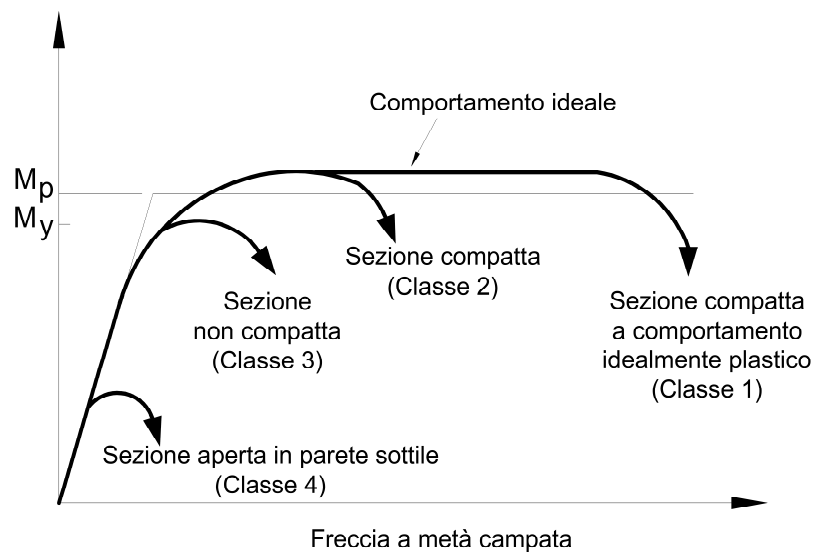


Figura 8.3. Diagrammi momento flettente-freccia per una trave in acciaio

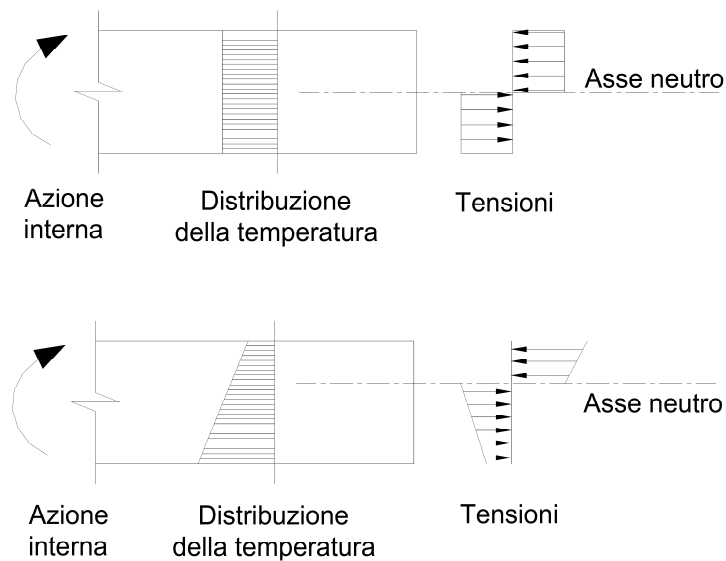
L'equazione per la progettazione plastica si applica se la forma della sezione in acciaio è tale che si possa raggiungere il massimo momento plastico senza che si verifichino fenomeni d'instabilità locale (sezione di classe 1 o classe 2 negli Eurocodici).

L'equazione per il progetto elastico andrebbe utilizzata per sezioni in acciaio dove è possibile raggiungere solo il momento elastico senza che si verifichino instabilità locali (sezione di classe 3 o "non compatta"). Nel caso delle sezioni leggere laminate a freddo soggette a instabilità locali (classe 4), un semplice criterio di progettazione è quello di garantire che la temperatura dell'acciaio non superi i 350°C.

Se sulla sezione esiste un gradiente termico, esistono diverse opzioni di progettazione. Il metodo più preciso per sezioni di classe 1 e 2 è quello di calcolare la temperatura di ciascuna porzione, cosicché la resistenza dell'elemento possa essere ottenuta sommando i contributi delle rispettive parti, considerando la resistenza allo snervamento ridotta per effetto termico in ciascuna parte, secondo l'equazione:

$$M_{fi,\theta,Rd} = \sum_{i=1}^n A_i z_i k_{y,\theta,i} f_y \quad [\text{Nmm}]$$

La figura seguente mostra la distribuzione delle tensioni in un elemento rettangolare semplice sottoposto a flessione con una temperatura uniforme e non uniforme.



8.1.3 Instabilità torsionale laterale

Per le travi va presa in considerazione l'instabilità flessio-torsionale. Le travi snelle senza vincoli laterali al lembo compresso possono cedere per instabilità prima che si raggiunga il momento resistente di progetto della sezione.

L'instabilità flessio-torsionale non si manifesta se il bordo in compressione è vincolato lateralmente o se la sezione è ragionevolmente compatta e la snellezza non è eccessiva. Nella normale progettazione delle travi in acciaio si tiene conto dell'instabilità attraverso il fattore d'instabilità χ_{LT} che riduce la resistenza di progetto di una quantità dipendente dal carico critico elastico della trave (e quindi dalla sua lunghezza di libera inflessione) e dalle imperfezioni (che dipendono dal tipo di sezione).

In condizioni di incendio l'Eurocodice 3 (EC3, 2005) prevede una formulazione analoga, dove il fattore di instabilità tiene conto del decadimento delle proprietà meccaniche (aumenta così la snellezza adimensionale della trave).

Il momento resistente dell'instabilità flessio-torsionale di progetto è:

$$M_{bfi,t,Rd} = \chi_{LT,fi} W_{pl,y} k_{y,\theta,com} f_y \quad [Nmm]$$

Dove:

χ_{LT} = fattore di riduzione per instabilità flessio-torsionale nella situazione di progetto all'incendio;
 $k_{y,\theta,com}$ = fattore di riduzione della resa della sezione, riferito alla massima temperatura raggiunta nella flangia compressa raggiunta al tempo t.

Nel caso in cui fosse conservativo, $\theta_{a,com}$ può essere assunta pari alla temperatura uniforme nella sezione θ_a .

Il valore di $\chi_{LT,fi}$ è matematicamente determinato dalla seguente relazione:

$$\chi_{LT,fi} = \frac{1}{\Phi_{LT,\theta,com} + \sqrt{[\Phi_{LT,\theta,com}]^2 - [\bar{\lambda}_{LT,\theta,com}]^2}}$$

Con:

$$\Phi_{LT,\theta,com} = \frac{1}{2} \left[1 + \alpha \bar{\lambda}_{LT,\theta,com} + (\bar{\lambda}_{LT,\theta,com})^2 \right]$$

E:

$$\alpha = 0,65 \sqrt{235/f_y}$$

$$\bar{\lambda}_{LT,\theta,com} = \bar{\lambda}_{LT} [k_{y,\theta,com}/k_{E,\theta,com}]^{0,5}$$

Dove:

$K_{E,\theta,com}$ = fattore di riduzione della sezione, dovuto al decadimento del modulo elastico, riferito alla massima temperatura raggiunta nella flangia compressa $\theta_{a,com}$ al tempo t.

8.1.4 Elementi di classe 3 soggetti a flessione

Per sezioni di classe 3, l'EC3 permette di progettarle fino al raggiungimento del limite elastico della sezione, in quanto si potrebbero verificare fenomeni di instabilità locale. Il calcolo per sezioni soggette a temperatura uniforme è:

$$M_{fi,\theta,Rd} = W_{el} k_{y,\theta} f_y \quad [\text{Nmm}]$$

Mentre per le sezioni a temperature non uniformi:

$$M_{fi,\theta,Rd} = W_{el} k_{y,\theta,max} f_y / k_1 k_2 \quad [\text{Nmm}]$$

Dove:

k_1 = fattore di riduzione per temperature non uniformi nella sezione;

k_2 = fattore di riduzione per temperature non uniformi lungo l'asse della trave.

Il fattore di riduzione k_1 per temperature non uniformi nella sezione è:

- $k_1 = 1$ per le travi esposte al fuoco su tutti 4 i lati;
- $k_1 = 0,7$ per una trave non protetta esposte su 3 lati e con un rivestimento o una lastra in calcestruzzo sull'altra;
- $k_1 = 0,85$ per una trave protetta esposte su 3 lati e con un rivestimento o una lastra in calcestruzzo sull'altra;

Il fattore di riduzione k_2 per temperature non uniformi lungo l'asse della trave, dovrebbe essere preso:

- $k_2 = 0,85$ per una staticamente indeterminata dotata di continuità agli appoggi;
- $k_2 = 1$ in tutti gli altri casi.

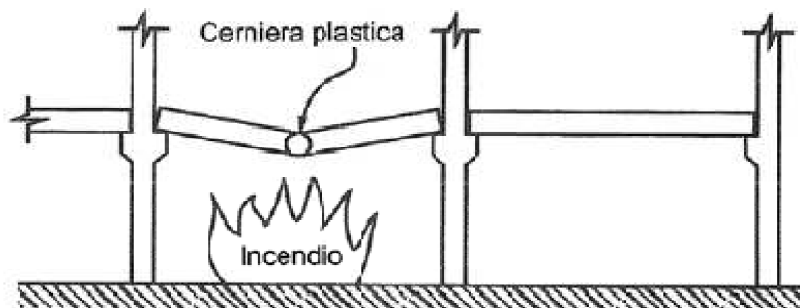


Figura 8.4. Meccanismo di collasso per travi semplicemente appoggiate

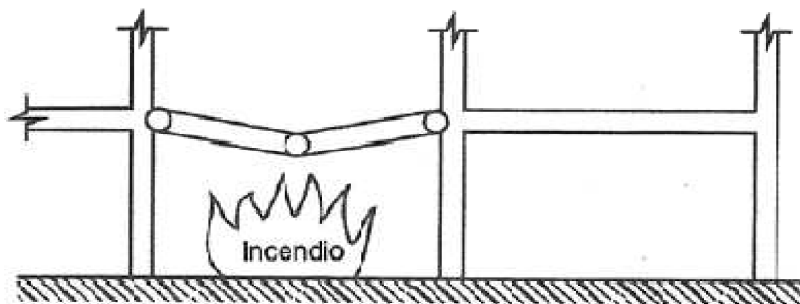


Figura 8.5. Meccanismo di collasso per travi semplicemente continue

8.1.5 Elementi compressi di classe 1, 2 e 3

La progettazione delle colonne è spesso più difficile di quella delle travi poiché occorre tenere conto dell'instabilità laterale, ragion per cui la previsione del comportamento può essere meno affidabile. La disequazione di progetto per elementi compressi, soggetti a instabilità laterale è:

$$N_{fi,Ed} < N_{b,fi,t,Rd} \quad [N/mm^2]$$

Dove la resistenza di progetto all'instabilità è data da:

$$N_{b,fi,t,Rd} = \chi_{fi} A k_{y,\theta} f_y \quad [Nmm^2]$$

Dove:

χ_{fi} = fattore di riduzione per instabilità flessione nelle condizione di incendio;

$k_{y,\theta}$ = fattore di riduzione della resistenza allo snervamento dell'acciaio alla temperatura θ .

Il valore di χ_{fi} deve essere preso pari al minore tra $\chi_{y,fi}$ e $\chi_{z,fi}$ calcolato come segue:

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_{\theta} + \sqrt{\varphi_{\theta}^2 - \bar{\lambda}_{\theta}^2}}$$

Con:

$$\varphi_{\theta} = \frac{1}{2} [1 + \alpha \bar{\lambda}_{\theta} + \bar{\lambda}_{\theta}^2]$$

E:

$$\alpha = 0,65 \sqrt{235/f_y}$$

La snellezza adimensionale λ_{θ} in funzione della temperatura θ_a è data da:

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \bar{\lambda} [k_{y,\theta}/k_{E,\theta}]^{0,5}$$

Come per le travi soggette a instabilità flessione-torsionale, il fattore d'instabilità viene calcolato modificando la snellezza adimensionale sulla base del decadimento del modulo elastico e della resistenza allo snervamento alla temperatura del profilato.

La lunghezza di libera inflessione di una colonna andrebbe calcolata nello stesso modo utilizzato per la progettazione a temperatura normale. Tuttavia, in un telaio controventato la lunghezza libera d'inflessione può essere determinata considerando le colonne riscaldate come perfettamente incastrate in corrispondenza dei piani contigui, come indicato nella figura seguente, a condizione che l'incendio non sia in grado di propagarsi a un piano superiore.

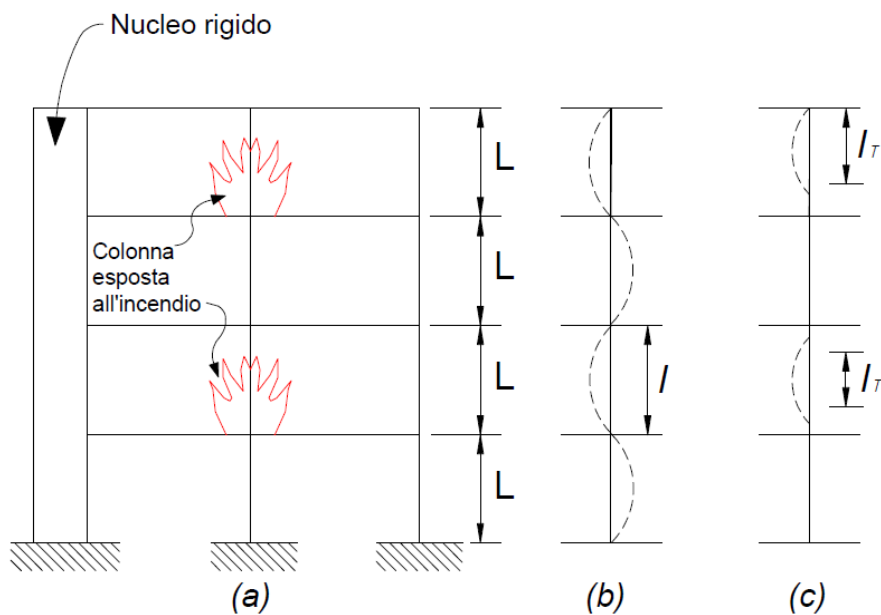


Figura 8.6. Lunghezze di libera inflessione di colonne esposte al fuoco in una struttura multipiano (EC3 2005). (a) Sezione dell'edificio (b) Deformazione a temperatura ambiente (c) Deformazione a temperatura elevata

8.1.6 Elementi di classe 1, 2 e 3 soggetti a presso-flessione

La resistenza all'instabilità $R_{fi,t,d}$ al tempo t di un elemento soggetto all'azione combinata di una forza assiale di compressione e di un momento deve essere calcolata tramite le prime 2 espressioni seguenti per gli elementi aventi classi di sezione 1 e 2, o con le ultime 2 espressioni per gli elementi aventi classi di sezione 3.

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{min,fi} A k_{y,\theta} f_y} + \frac{k_y M_{y,fi,Ed}}{W_{pl,y} k_{y,\theta} f_y} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_{pl,z} k_{y,\theta} f_y} \leq 1 \quad [-]$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A k_{y,\theta} f_y} + \frac{k_{LT} M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} W_{pl,y} k_{y,\theta} f_y} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_{pl,z} k_{y,\theta} f_y} \leq 1 \quad [-]$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{min,fi} A k_{y,\theta} f_y} + \frac{k_y M_{y,fi,Ed}}{W_{el,y} k_{y,\theta} f_y} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_{el,z} k_{y,\theta} f_y} \leq 1 \quad [-]$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A k_{y,\theta} f_y} + \frac{k_{LT} M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} W_{el,y} k_{y,\theta} f_y} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_{el,z} k_{y,\theta} f_y} \leq 1 \quad [-]$$

Dove:

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A k_{y,\theta} f_y} \leq 1 \quad [-]$$

Con:

$$\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_{z,\theta} - \beta_{M,LT} - 0,15 \leq 0,9 \quad [-]$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{fi,Ed}}{\chi_{y,fi} A k_{y,\theta} f_y} \leq 3 \quad [-]$$

Con:

$$\mu_y = (1,2 \beta_{M,y} - 3) \bar{\lambda}_{y,\theta} + 0,44 \beta_{M,y} - 0,29 \leq 0,8 \quad [-]$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A k_{y,\theta} f_y} \leq 3 \quad [-]$$

Con:

$$\mu_z = (2 \beta_{M,z} - 5) \bar{\lambda}_{z,\theta} + 0,44 \beta_{M,z} - 0,29 \leq 0,8 \quad [-]$$

$$\bar{\lambda}_{z,\theta} \leq 1,1 \quad [-]$$

I valori del fattore del momento equivalente β_M si può ricavare dalla seguente tabella riportata nell'EC3.

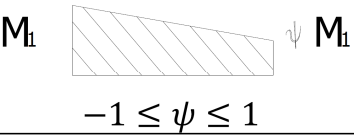
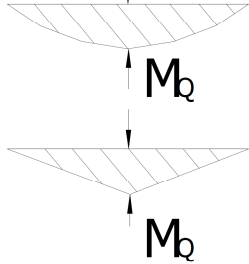
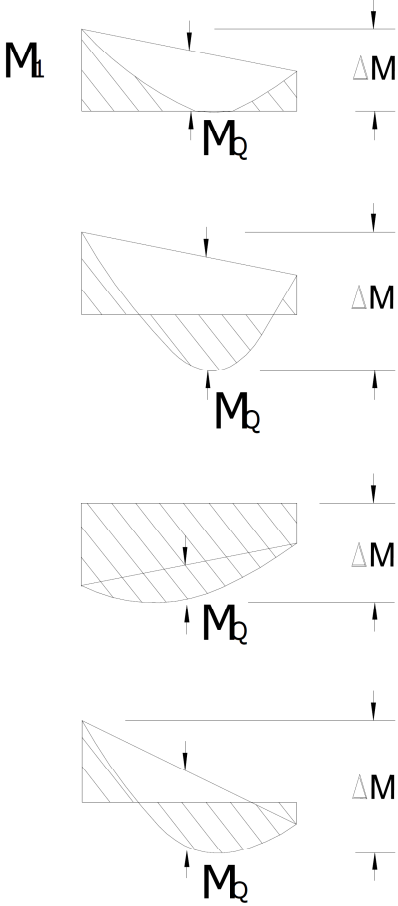
<i>Distribuzione del momento flettente del momento flettente</i>	<i>Fattore correttivo del momento equivalente</i>
<p>End moment</p>  <p>M_l ψM_l</p> <p>$-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moments due to in-plane lateral loads</p>  <p>M_Q</p> <p>M_Q</p>	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moments due to in-plane lateral loads plus end moments</p>  <p>M_l M_Q ΔM</p> <p>M_Q ΔM</p> <p>M_Q ΔM</p> <p>M_Q ΔM</p>	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $\beta_Q = \max M \text{ due to lateral load only}$ $\Delta M \begin{cases} \max M \\ \max M + \min M \end{cases}$ <ul style="list-style-type: none"> - The first for moment diagram without change of sign - The second for moment diagram with change of sign

Figura 8.7. Valori del fattore del momento equivalente in funzione della tipologia di diagramma (EC 1993-1-2)

8.2 Progettazione di insiemi strutturali esposti al fuoco

La trattazione precedente ha riguardato singoli elementi. Questa sezione descrive come il comportamento strutturale di un elemento esposto al fuoco possa risultare migliore per effetto dell'appartenenza ad un insieme strutturale.

8.2.1 Telai

Il comportamento dei telai resistenti a flessione è più complesso di quello dei singoli elementi (travi e pilastri), a causa della continuità fra elementi adiacenti, dei vincoli assiali, e dell'influenza che le deformazioni degli elementi direttamente coinvolti dall'incendio hanno sugli altri elementi, vicini e lontani, non soggetti a riscaldamento. Per esempio, la figura sotto mostra le deformazioni calcolate per un edificio multipiano soggetto ad incendio in un compartimento al piano terra. Di norma, la continuità a flessione aumenta la resistenza al fuoco dei singoli elementi di un telaio, cosicché la progettazione elemento per elemento con i metodi sopra descritti è a favore di sicurezza.

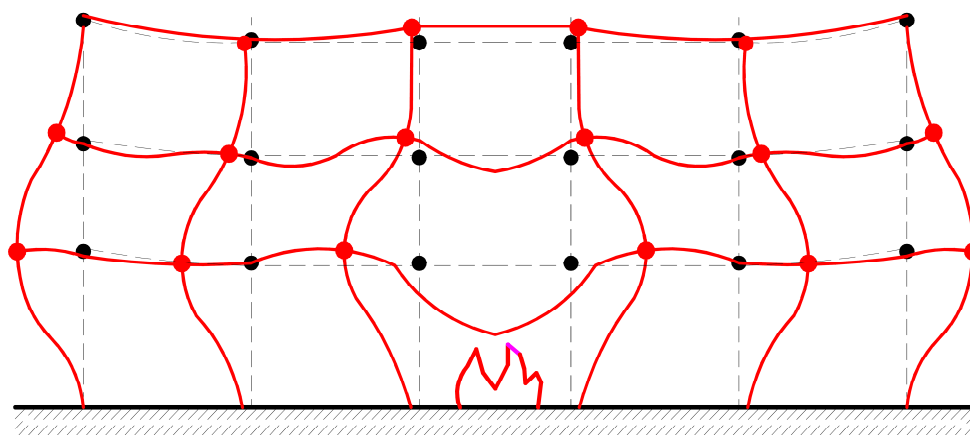


Figura 8.8. Deformazioni di travi e colonne in una struttura multipiano soggetta ad incendio al piano terra

In genere, la progettazione all'incendio di grandi strutture o di strutture speciali (contenenti ad esempio telai multipli, piani o spaziali) richiede l'utilizzo di specifici codici di calcolo, tanto più se i telai non sono controventati, in quanto in tale caso occorre considerare anche gli effetti del 2° ordine.

8.2.2 Iperstaticità

Molte strutture presentano basso grado di *iperstaticità* e quindi il collasso di un singolo elemento può provocare il collasso dell'intera struttura. Viceversa, le strutture molteplicemente *iperstatiche* sono capaci di una notevole redistribuzione del carico, cosicché il cedimento di un elemento è accompagnato dalla trasmissione dei suoi carichi ad altri elementi più rigidi e resistenti. Questo processo è concettualmente simile alla redistribuzione dei momenti all'interno di un singolo elemento strutturale, anche se qui si tratta di una redistribuzione dei carichi da elemento a

elemento. Quanto maggiore è il grado di iperstaticità, tanto più numerosi sono i percorsi alternativi della redistribuzione del carico, e tanto più improbabile è il collasso dell'intero edificio a causa di un incendio localizzato, che provochi il collasso di uno o più elementi strutturali.

Iperstaticità e rapporto di utilizzo sono correlati, in quanto, se i carichi totali agenti su una struttura all'atto dell'incendio sono molto inferiori al carico di progetto (basso rapporto di utilizzo), è sufficiente una minore iperstaticità, a condizione che esistano sufficienti percorsi alternativi per la redistribuzione dei carichi agli elementi non danneggiati dall'incendio.

L'iperstaticità è sempre considerata vantaggiosa nella progettazione strutturale ad alte temperature, ma mentre nelle costruzioni in calcestruzzo l'iperstaticità è connaturata alla loro monoliticità, nelle costruzioni metalliche ed in quelle in legno l'iperstaticità va realizzata attraverso un attento progetto dei collegamenti fra elemento ed elemento. Per strutture molto iperstatiche esposte al fuoco, e quindi con una molteplicità di percorsi alternativi per la redistribuzione dei carichi, come nei moderni edifici multipiano con struttura in acciaio, l'insorgere di grandi deformazioni non conduce a significative perdite di capacità portante, a condizione che la struttura disponga di una sufficiente duttilità per adattarsi alle suddette grandi deformazioni. Pertanto, in tali edifici definire il collasso come perdita di capacità portante o come eccessiva deformazione di un qualsivoglia elemento strutturale non ha più significato, poiché i carichi possono essere portati da altri elementi strutturali.

8.2.3 Collasso “a catena” o “incontrollabile”

Il collasso a catena od incontrollabile è concettualmente l'opposto del collasso in presenza di iperstaticità strutturale. Mentre una struttura iperstatica può sopportare il collasso di una o più delle sue parti senza crollare nella sua globalità, altre strutture (in genere isostatiche o con parti isostatiche) sono suscettibili di collasso con conseguenze a catena, cioè incontrollabili, tali da essere molto più gravi delle conseguenze dirette dell'evento iniziale (in altri termini, gli effetti finali sono sproporzionati rispetto alla causa prima). In Gran Bretagna questo tipo di collasso ha destato grandi preoccupazioni negli anni sessanta del secolo scorso, in occasione del disastro della torre di Ronan Point nel 1968, dove l'esplosione avvenuta in un locale d'angolo provocò il collasso progressivo di un'intera ala dell'edificio, con perdita di numerose vite umane. Per prevenire questo tipo di collasso, il progettista deve prevedere una certa “robustezza” strutturale con percorsi alternativi per i carichi nel caso di collasso di uno o più elementi strutturali.

Il collasso a catena od incontrollabile può avvenire anche in presenza di vincoli laterali a travi e colonne, qualora gli elementi che garantiscono il vincolo laterale siano distrutti dall'incendio e permettano quindi il successivo collasso dell'elemento principale.

8.2.4 Continuità

La continuità flessionale delle travi continue, migliora in generale la resistenza al fuoco di una trave inflessa.

La trave continua è infatti un elemento staticamente indeterminato (iperstatico), il cui collasso avviene solo dopo il cedimento di un numero di sezioni pari al grado dell'iperstaticità flessionale aumentato di una unità. Se il grado di iperstaticità flessionale è zero come nella trave semplicemente appoggiata, basta il cedimento della sezione più sollecitata (in generale quella di mezzzeria) per provocare il collasso dell'elemento strutturale. Viceversa, se il grado di iperstaticità

è n (trave su $2 + n$ appoggi, oppure vincolata a colonne appartenenti ad un telaio), il collasso avviene solo dopo il cedimento di $n + 1$ sezioni (le più sollecitate), ed il cedimento progressivo delle suddette sezioni è accompagnato da una redistribuzione dei carichi, con variazione dell'andamento delle azioni interne. Tutto ciò avviene anche nelle strutture esposte al fuoco, man mano che le zone interessate dal calore perdono resistenza.

I vantaggi della continuità flessionale si hanno soprattutto nel caso di elementi duttili, in grado di sopportare grandi rotazioni in corrispondenza delle "cerniere plastiche".

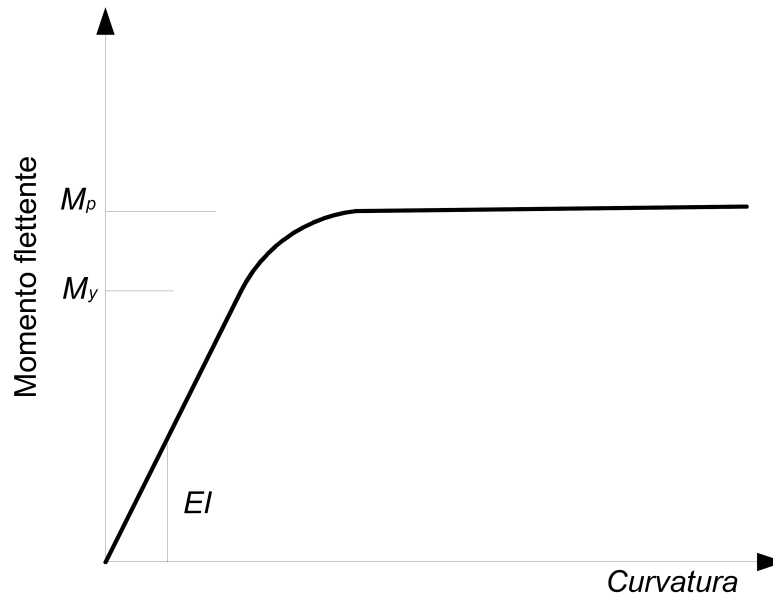


Figura 8.9. Diagramma momento-curvatura per una trave di materiale duttile

Le cerniere plastiche sono costituite da altrettanti conci di trave dove avvengono grandi rotazioni senza aumento significativo del momento flettente, e ciò grazie alla plasticizzazione dell'acciaio a trazione- compressione. La figura sopra mostra il diagramma momento-curvatura nel caso di una trave di materiale duttile come l'acciaio.

Per bassi valori del momento flettente, la relazione tra momento e curvatura è di tipo lineare e la pendenza della retta è data dal prodotto EI . Infatti la curvatura elastica k di una trave è espressa dalla ben nota relazione:

$$k = M/EI \quad [l/m]$$

Dove:

M = momento flettente

E = modulo elastico del materiale

I = momento d'inerzia della sezione.

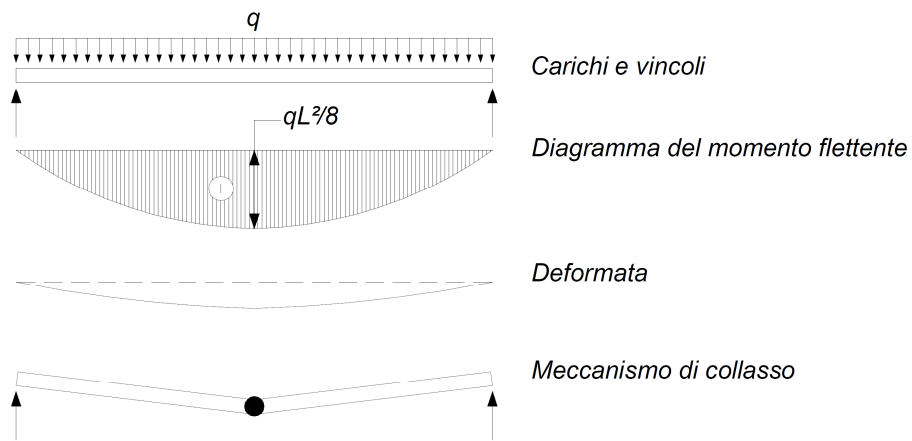
La relazione diventa non lineare all'atto dello snervamento delle fibre più lontane dall'asse neutro (momento flettente $M = f_y bd^2/6$ nel caso di sezione rettangolare). Il massimo momento flettente sostenibile dalla sezione retta è il momento plastico $M = f_y bd^2/4$ sempre nel caso di sezione rettangolare).

Per determinare i possibili vantaggi della redistribuzione dei momenti, occorre prendere in considerazione il cinematiso di collasso. La figura seguente mostra tre diverse condizioni di vincolo per una trave uniformemente caricata (carico q) di luce L . Le tre condizioni di vincolo sono: (a) semplici appoggi alle estremità; (b) continuità con incastri ad entrambe le estremità; e (c) continuità ad un'estremità ed appoggio semplice all'altra estremità. I casi (b) e (c) rappresentano rispettivamente una qualsiasi campata interna ed una delle campate di estremità in una trave continua su molti appoggi. Per ciascuno dei tre casi di vincolo sono riportati il diagramma del momento flettente e la deformata, nonché il cinematiso di collasso con le cerniere plastiche (qualora i carichi aumentassero fino al collasso strutturale oppure la resistenza diminuisse a causa dell'esposizione al fuoco). Si noti che nella figura è riportata una sola deformata per ciascun caso, in quanto le deformate in campo elastico ed al collasso sono qualitativamente simili, benché la seconda comporti spostamenti molto maggiori.

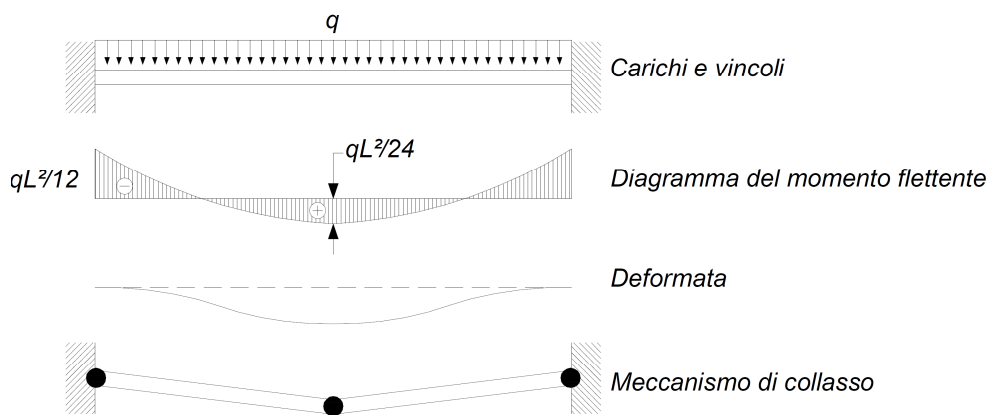
Nella figura seguente (a), la trave semplicemente appoggiata arriva al collasso quando la capacità resistente viene raggiunta e superata a metà campata, ove si crea una cerniera plastica. Come già si è detto, in assenza di iperstaticità il collasso della sezione più sollecitata comporta il collasso dell'intera struttura.

Nella figura seguente (b), la trave arriva al collasso quando la capacità resistente viene raggiunta in tre sezioni, con la formazione di altrettante cerniere plastiche. Se la capacità resistente di progetto è la medesima per tutte le sezioni, ed è uguale al positivo ed al negativo, il diagramma del momento flettente all'atto del collasso comporta valori uguali in corrispondenza delle tre cerniere plastiche, a differenza del diagramma del momento flettente in campo elastico, ove il momento positivo in mezzeria è il 50% del momento flettente negativo alle estremità. Dato che il raggiungimento del collasso avviene per progressivo aumento del carico, o per progressiva diminuzione della resistenza nel caso di incendio, si formano per prime le due cerniere plastiche agli estremi, e poi segue la formazione della terza cerniera plastica in mezzeria (nel caso di distribuzione termica uniforme, come succede in generale negli elementi metallici).

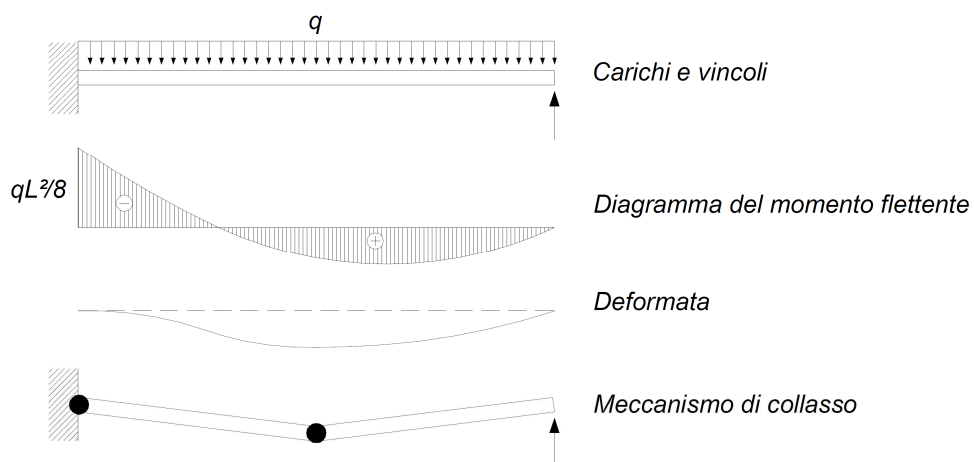
Nella figura seguente (c), la situazione vincolare è intermedia fra i due casi precedenti: la trave arriva al collasso quando la capacità resistente viene raggiunta in due sezioni, con la formazione di altrettante cerniere plastiche. Se, come nel caso precedente, la capacità resistente di progetto è la medesima per tutte le sezioni, ed è uguale al positivo ed al negativo, il diagramma del momento flettente all'atto del collasso comporta valori uguali in corrispondenza delle due cerniere plastiche a differenza del diagramma del momento flettente in campo elastico, ove il momento positivo in prossimità della mezzeria (ma in una sezione leggermente spostata verso l'appoggio) è circa il 60% del momento flettente negativo all'estremità incastrata. In analogia con il caso precedente, si forma per prima la cerniera plastica all'estremità incastrata, e poi segue la formazione della seconda cerniera plastica in prossimità della mezzeria.



(a) TRAVE SEMPLICEMENTE APPOGGIATA



(b) TRAVE CONTINUA



(c) CAMPATA TERMINALE

Figura 8.10. Travi variamente vincolate agli estremi: (a) appoggi semplici; (b) incastri simulanti la continuità a flessione; e (c) incastro ed appoggio semplice

Il cambiamento nel diagramma del momento flettente fra la situazione elastica e quella all'atto del collasso è noto come redistribuzione del momento. La redistribuzione del momento è tanto più pronunciata, quanto maggiore è il grado di iperstaticità della struttura.

La redistribuzione del momento flettente è trattata in maggior dettaglio con riferimento alle figure qui sotto, ove è mostrata la generica campata di una trave continua su più appoggi. Si consideri la prima figura, che presenta la stessa situazione indicata nella figura precedente (b). A freddo in presenza della combinazione dei carichi permanenti e di nevecil momento flettente in fase elastica è rappresentato dalla curva continua contrassegnata da M_{cold} . Questa curva ha esattamente la stessa forma della curva di una trave vincolata su due appoggi, ma la presenza del vincolo di incastro alle estremità fa sì che la curva si sposti in modo tale che il momento alle estremità sia doppio di quello in mezzeria.

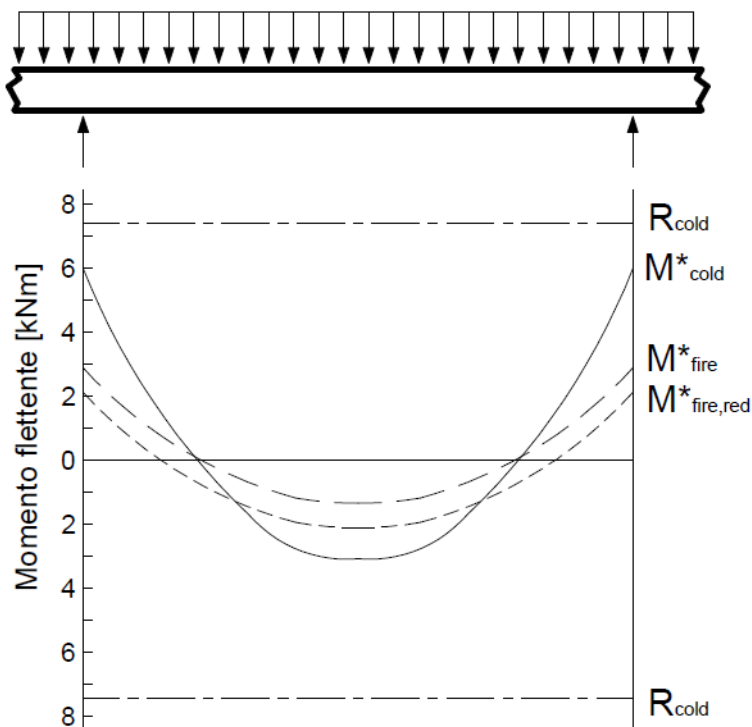


Figura 8.11. Ridistribuzione del momento nel caso di momenti resistenti uguali al positivo ed al negativo

Prevedendo carichi ridotti in caso d'incendio, il momento flettente si riduce a quell indicato dalla curva M_{fire} . Se la trave presenta sezione a doppia simmetria, come nel caso delle sezioni a I, i momenti resistenti di progetto al positivo ed al negativo sono uguali in condizioni ambientali ordinarie, e sono rappresentati dalle rette orizzontali a punto e tratto contrassegnate: $M_{fi,Rd} = M_{fi,Rd}^- = M_{fi,Rd}^+$. Nel caso di incendio, allorché il momento resistente diminuisce rispetto al valore $M_{fi,Rd}$, si crea una cerniera plastica in corrispondenza degli appoggi, quando il momento resistente raggiunge il valore M_{fire} . Successivamente, al diminuire del momento resistente a causa dell'aumento di temperatura, si verificano rotazioni plastiche in corrispondenza degli appoggi ed il momento flettente a metà campata aumenta a causa della redistribuzione di cui si è detto. Il collasso si verifica quando si crea una cerniera plastica a metà campata e il diagramma dei momenti flettenti diviene quello indicato con $M_{fire,red}$, ove i valori massimi al positivo ed al negativo sono uguali rispettivamente ai momenti resistenti plastici della trave riscaldata $M_{fi,\theta,Rd}$.

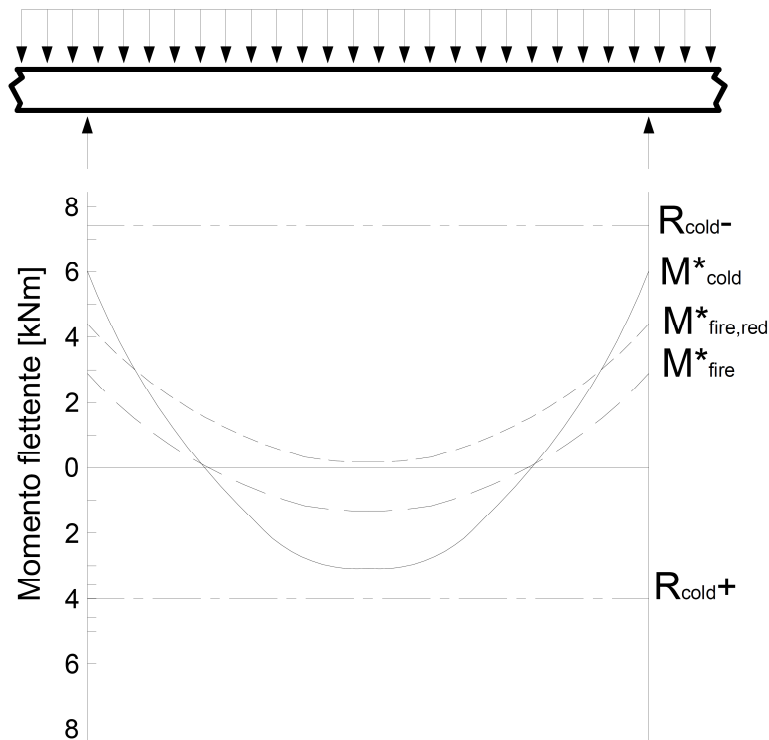


Figura 8.12. Ridistribuzione dei momenti nel caso di momenti resistenti diversi al positivo ed al negativo

Questa situazione cambia se la trave presenta momenti resistenti di progetto diversi nella flessione positiva ed in quella negativa. Nella figura sopra la curva continua M_{cold} e quella tratteggiata M_{fire} sono esattamente le stesse della figura precedente. Tuttavia, le rette contrassegnate con $M_{fi,Rd}$ presentano valori diversi nella flessione positiva e negativa, $M_{fi,Rd}^- = M_{fi,Rd}^+$ in quanto si presuppone che durante la progettazione sia scelta una sezione, che tramite il momento di inerzia, possa corrispondere al diagramma del momento flettente M_{cold} . Se l'esposizione al fuoco fa sì che il momento resistente al positivo $M_{fi,\theta,Rd}$ della trave si azzeri a metà campata, la trave non crollerà fin tanto che il momento resistente al negativo $M_{fi,Rd}^-$ raggiunga il valore $M_{fire,red}$ in corrispondenza degli appoggi. Nel caso limite $M_{fi,Rd}^- = M_{fire,red}$, la trave porta l'intero carico a sbalzo a partire dagli appoggi. Il diagramma del momento flettente $M_{fire,red}$ è uguale al diagramma M_{fire} , ma è spostato più in alto per tenere conto della redistribuzione dei momenti.

Pertanto, il diagramma dei momenti flettenti M_{fire} può spostarsi in alto o in basso (sempre nel rispetto della resistenza sezionale), man mano che si creano le cerniere plastiche.

Infine, è utile conoscere l'andamento del diagramma dei momenti flettenti nel caso della campata d'estremità in una trave a più campate (figura seguente).

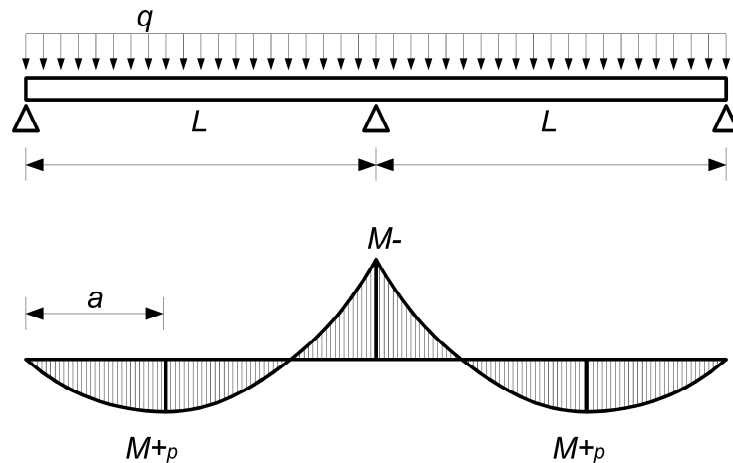


Figura 8.13. Diagramma del momento flettente in una trave continua a due campate

Se è nota la capacità resistente al positivo in regime plastico M_{pl}^+ (kNm), il momento negativo M^- (kNm) in corrispondenza dell'appoggio di continuità è espresso dalla seguente relazione:

$$M^- = qL^2/2 - qL^2 \sqrt{2M_{pl}^+/qL^2} \quad [\text{kNm}]$$

Dove:

q = carico uniformemente distribuito sulla trave (kN/m),

L = luce della trave (m)

M_{pl}^+ = capacità resistente a flessione positiva (kNm).

La distanza "a" (m) della sezione di momento positivo massimo dall'appoggio di estremità è espressa dalla seguente relazione:

$$\alpha = (2M_{pl}^+/q)^{0,5} \quad [\text{m}]$$

Pertanto, al diminuire di M_{pl}^+ a causa dell'aumento della temperatura durante l'incendio, la capacità resistente della trave è assicurata fin tanto che $M^- \leq M_{pl}^+$.

Allorché risulti $M^- = M_{pl}^+$ si ha il collasso della trave.

8.2.5 Progettazione in campo plastico

Come già in parte anticipato, nel calcolo strutturale all'incendio riferito al dominio delle resistenze, risulta di uso particolarmente agevole il metodo cosiddetto "delle cerniere plastiche", basato sul teorema cinematico della teoria della plasticità e sull'uso del principio dei lavori virtuali. Tale metodo permette di ricavare la capacità portante della struttura in esame, trave o telaio che sia, all'evolvere dell'incendio e del corrispondente campo termico.

La capacità portante è espressa spesso in termini di "carico resistente", con cui occorre confrontare il carico applicato durante l'incendio.

La figura sotto mostra una trave di luce L con le estremità incastrate e soggetta ad un carico uniformemente distribuito q . E' rappresentata sia la con figurazione indeformata, che quella deformata in regime di grandi deformazioni plastiche.

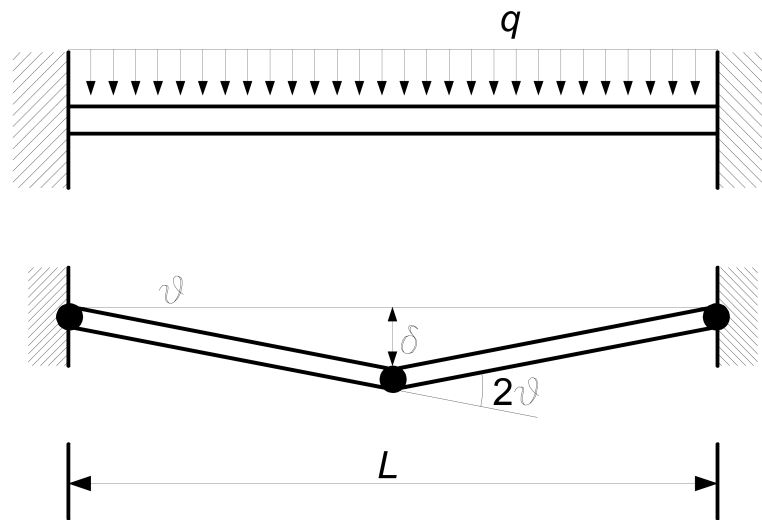


Figura 8.14. Comportamento rigido-plastico di una trave incastrata alle estremità

Le deformazioni plastiche prevalgono nelle sezioni più sollecitate ed anzi sono ritenute concentrate in tali sezioni nel metodo delle cerniere plastiche, mentre nelle altre zone, prevalendo le (piccole) deformazioni elastiche, le deformazioni sono ritenute trascurabili. Pertanto, nello stato di deformazione plastica la trave può essere considerata come composta da due barre rigide ciascuna soggetta ad una rotazione θ , e cui corrisponde una freccia a metà campata pari $\delta = \theta L/2$.

Il principio dei lavori virtuali permette, sotto larghe ipotesi, di studiare l'equilibrio di un sistema di carichi e tensioni attraverso il suo lavoro indiretto per un sistema qualsiasi ma congruente di spostamenti e deformazioni (*spostamenti e deformazioni virtuali*).

Negli elementi monodimensionali oggetto di questa sezione, il carico è incognito (si tratta del carico resistente in condizioni di incendio q_r), le tensioni sono rappresentate dai momenti plastici trasmessi dalle cerniere plastiche, le deformazioni sono rappresentate dalle rotazioni plastiche in corrispondenza delle cerniere plastiche e gli spostamenti sono quelli conseguenti alle rotazioni plastiche. L'equazione risolvente consiste nello scrivere che il lavoro indiretto esterno compiuto dai carichi per gli spostamenti dei propri punti di applicazione è uguale al lavoro indiretto interno compiuto dai momenti plastici per le rotazioni plastiche.

Nel caso in figura precedente il carico resistente totale sulla trave è $q_r L$ e lo spostamento verticale medio è $\delta/2$. Le due cerniere plastiche in corrispondenza delle estremità sono sede del momento plastico M_{pl}^- e della rotazione θ , mentre la cerniera plastica centrale è sede del momento plastico M_{pl}^+ e della rotazione 2θ . L'equazione dei lavori virtuali si scrive nel modo seguente:

lavoro esterno = lavoro interno

$$q_r L * \delta/2 = 2\theta M_{pl}^- + 2\theta M_{pl}^+ \quad [m]$$

Sostituendo δ con $\theta L/2$ si ottiene:

$$q_r = 8(M_{pl}^- + M_{pl}^+) \quad [kN/m]$$

Se i momenti plastici positivo e negativo sono uguali, risulta $q_r = 16 M_{pl}/L^2$. Se i momenti plastici sono diversi, l'uno può essere determinato in funzione dell'altro.

Il metodo delle cerniere plastiche è utilizzabile per qualsiasi sistema di travi continue e di telai, purché il comportamento delle sezioni sia *illimitatamente* duttile, il che di fatto si verifica nel caso di materiali duttili (ad esempio l'acciaio) e nella gran parte delle sezioni composte, in cui almeno un componente sia duttile (ad esempio l'armatura metallica nel caso del c.a.). Occorre inoltre che nelle colonne l'azione assiale non sia tale da ridurre troppo la duttilità delle sezioni. Se il cinematismo di collasso non è noto con esattezza, si può tentare con diversi cinematismi alternativi, e quello che fornisce la minima quantità di lavoro interno (o il minimo carico resistente) costituisce la risposta corretta, seppure in un ambito di valutazione per eccesso del "vero" carico resistente.

In genere, la posizione delle cerniere plastiche non è nota a priori, salvo che nei casi di vincoli di estremità, di carichi concentrati, e di simmetria geometrica e di carico. La corretta posizione delle cerniere plastiche va determinata attraverso la minimizzazione del lavoro interno, scrivendo tante condizioni di minimo quanti sono i parametri indipendenti che caratterizzano il cinematismo di collasso. Tuttavia, nel caso di carichi distribuiti uniformemente e di vincoli di estremità di incastro o semi-incastro è sufficiente ipotizzare che le cerniere plastiche positive si trovino a metà campata, facilitando così la soluzione del problema. Costituisce un'eccezione la campata d'estremità di una trave continua, dove la cerniera plastica positiva si trova più vicina all'appoggio. Tuttavia, anche in tal caso ritenere la cerniera plastica in mezzeria non comporta un grave errore. Come ulteriore esempio di trave continua, si consideri il caso di un estremo incastrato e di un appoggio interno (figura seguente). Occorre prendere in considerazione due diversi cinematismi di collasso, di cui il primo "parziale" (collassa solo la parte a sbalzo) ed il secondo "globale" (collassa l'intera trave). L'eventualità di differenti cinematismi di collasso è molto frequente, specialmente nelle strutture bidimensionali (piastre, muri di sostegno, platee di fondazione), per le quali il metodo delle cerniere plastiche viene generalizzato nel "metodo delle linee di plasticizzazione".

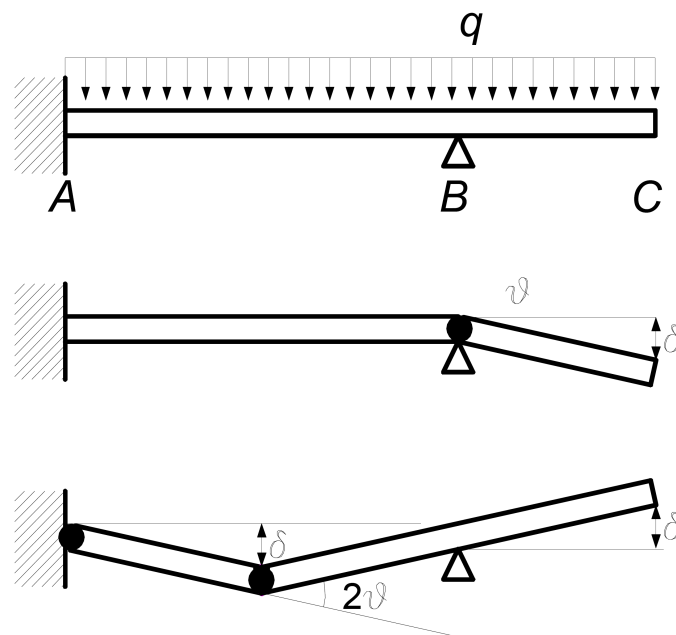


Figura 8.15. Cinematismi di collasso in una trave iperstatica

9. Analisi analitiche avanzate

9.1 Applicazione del metodo avanzato con curva standard ISO 834

9.1.1 Oggetto

Oggetto del presente studio è la valutazione e differenze tra la resistenza al fuoco delle strutture esistenti in calcestruzzo armato, delle volte di copertura in laterocemento e delle pareti di compartimentazione e la resistenza al fuoco delle volte di copertura in mattoni di alcuni edifici situati all'interno del complesso industriale sito in *via Capo Rizzuto 57 – 20151, Milano (MI)*.

9.1.2 Obiettivo

Obiettivo della valutazione è la determinazione della classe di resistenza al fuoco attribuibile alle strutture esistenti. In particolare l'analisi è stata condotta con la finalità di verificare, in funzione del carico d'incendio previsto per gli ambienti in esame, se sulla base delle consistenze edilizie ad oggi in essere, la struttura dell'edificio è ascrivibile o meno alla classe di resistenza al fuoco R/EI 45-60 richiesta per gli elementi portanti e di compartimentazione presenti all'interno dell'edificio in oggetto senza la necessità di intervenire sugli elementi costruttivi con opere di riqualifica, fatto salvo le pareti di compartimentazione con altra attività per le quali è necessario attribuire una classe di resistenza al fuoco EI 120. Inoltre nel presente studio si propone ai fini di un eventuale incremento di resistenza al fuoco delle strutture in intervento di riqualificazione delle stesse mediante trattamenti di protezione passiva.

I dati di progetto ci sono stati forniti dallo studio; FSC ENGINEERING SRL Fire & Structural Consulting, questi dati sono stati individuati sulla base dei sopralluoghi condotti, durante i quali è stato condotto un rilievo della struttura esistente e sono state fatte delle indagini (distruttive e non) per valutare la geometria e posizione delle armature negli elementi strutturali in c.a., non avendo a disposizione ulteriori dati del progetto originario.

9.1.3 Tipologia strutturale

Gli edifici in oggetto si inseriscono all'interno di un complesso industriale in cui sono presenti differenti attività. Attualmente i capannoni in oggetto sono adibiti a deposito attrezzeria e laboratorio scenografico per la Fondazione Teatro alla Scala e sono costituito da tre unità edilizie distinte, così definite:



Figura 9.1. Planimetria generale – Inquadramento dei capannoni in oggetto (edifici 1-2-3 evidenziati in arancione).

- Edificio 1: edificio isolato su tutti e quattro i lati a pianta rettangolare avente dimensioni pari a circa 80x52 m, con strutture in elevazione in c.a. (travi e pilastri) e copertura a volta in latero cemento (volta tipo V1: tavelloni e travetti prefabbricati in calcestruzzo), avente luce di circa 23 m e ribassi ad altezza sfalsata con lucernari pari rispettivamente a circa 3,6 e 5,8 m. In corrispondenza di una porzione perimetrale è presente un solaio di copertura in latero cemento intonacato avente copriferro delle armature longitudinali non inferiore a 30 mm (solaio tipo S01);

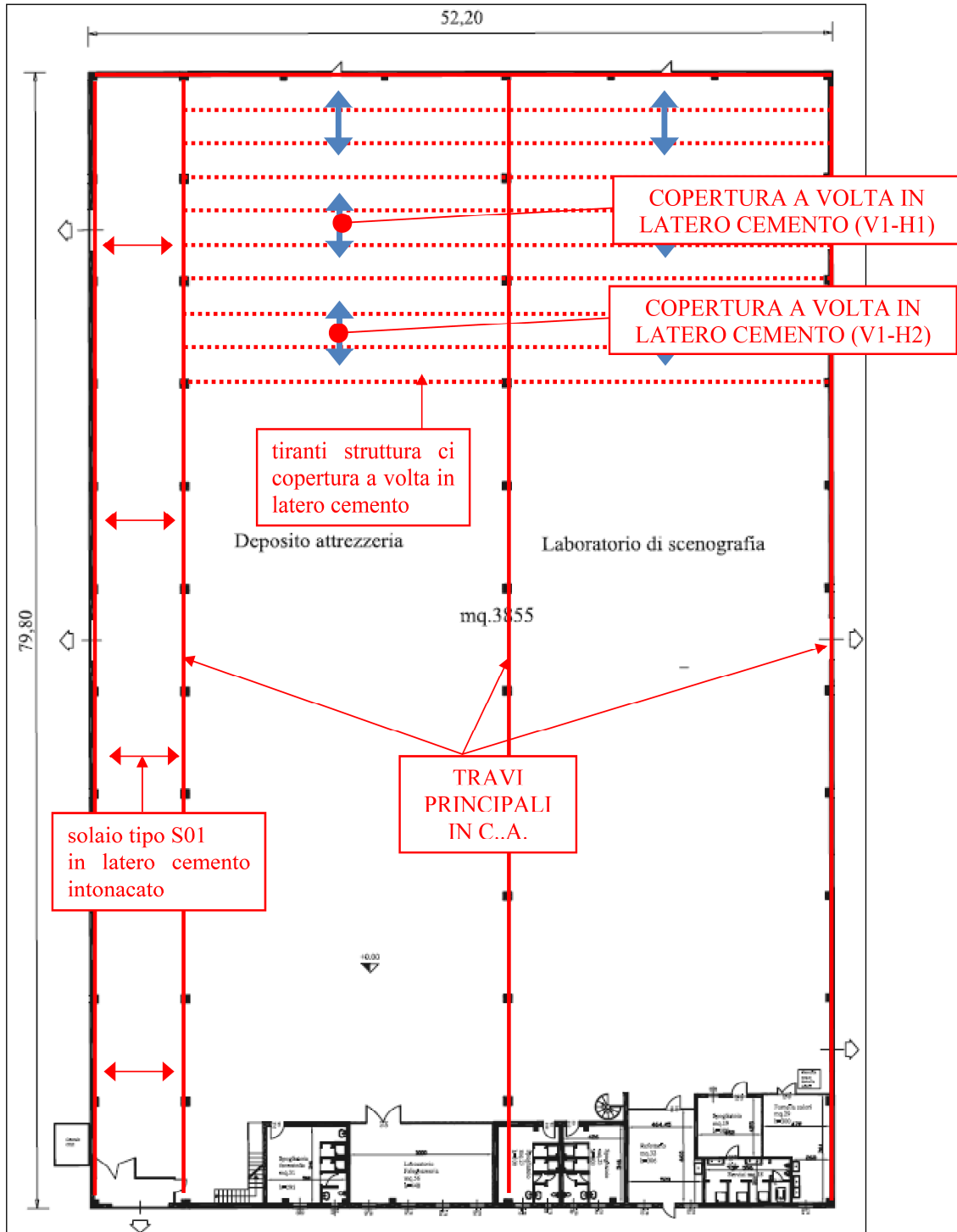


Figura 9.2. Pianta Edificio 1

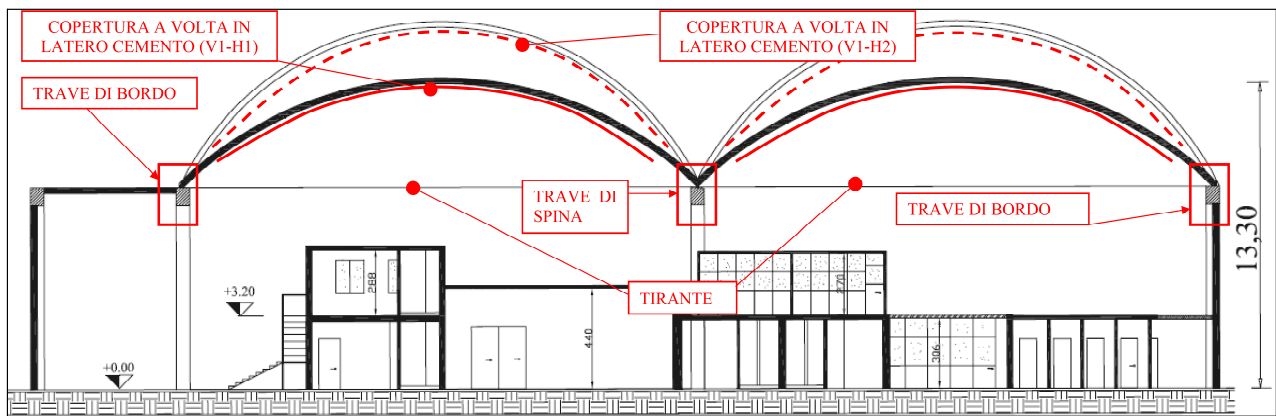


Figura 9.3. Sezione Edificio 1

- Edificio 2: edificio confinante su un lato lungo con altra attività avente pianta rettangolare di dimensioni pari a circa 23x87 m con struttura in elevazione in c.a. (travi e pilastri) e copertura a volta in laterocemento (volta tipo V2: pignatte e travetti gettati in opera), avente luce di circa 23 m e ribassi ad altezza sfalsata con lucernari pari rispettivamente a circa 3,6 e 5,8 m. In corrispondenza della porzione di separazione con l'altra attività l'edificio è strutturalmente dipendente. La parete di separazione con l'altra attività è realizzata in blocchi in calcestruzzo forato a due camere (muratura tipo M04) aventi dimensioni indicative pari a circa 20x50x20 cm e costola di spessore medio pari a circa 30 mm con un'altezza complessiva pari a circa 7 m.

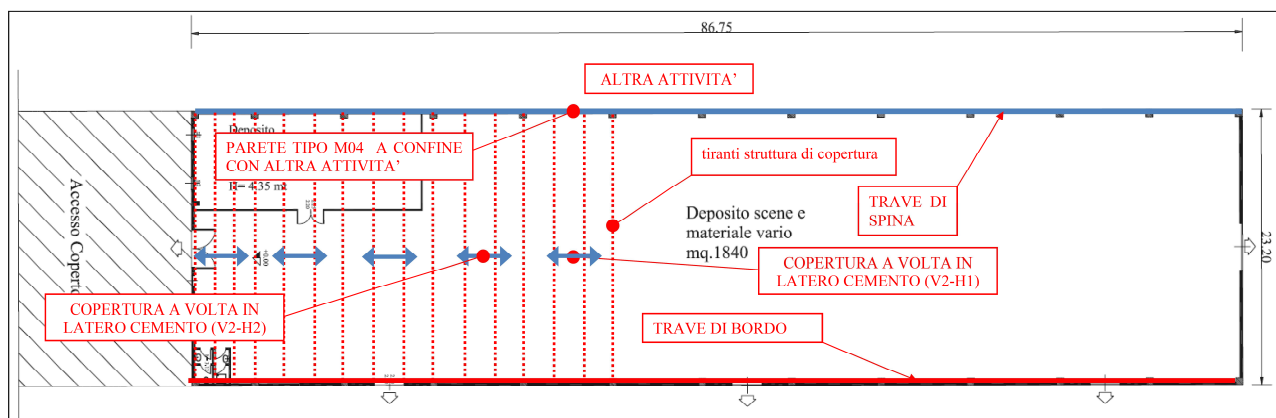


Figura 9.3. Pianta Edificio 2

- Edificio 3 (vedi fig. 5-6-7): l'edificio è composto da due blocchi, una porzione adibita a deposito di materiale scenico (corpo principale) e una adibita a spogliatoi del personale ed archivi che si sviluppa su tre livelli fuori terra (corpo secondario) ed un locale centrale termica al piano terra adiacente al corpo secondario. La struttura del corpo principale è realizzata con travi e pilastri in c.a. con solai di copertura a volta in laterocemento (volta tipo V2: pignatte e travetti gettati in opera) avente luce di circa 23 m e ribassi ad altezza sfalsata con lucernari pari rispettivamente a circa 3,6 e 5,8 m. La struttura del corpo secondario è realizzata con travi e pilastri in c.a. e solai in latero cemento intonacati (solai

tipo S02), la struttura di copertura del corpo secondario è realizzata con una volta in latero cemento avente luce pari a circa 12 m e ribasso pari a circa 2,7 m di dimensioni inferiori rispetto a quella del corpo principale. Le pareti di separazione tra il corpo principale e quello secondario e la centrale termica sono realizzate con mattoni pieni a due teste intonacati aventi spessore non inferiore a 25 cm (murature tipo M01 e M02). Il corpo principale è suddiviso longitudinalmente in corrispondenza del giunto di isolamento strutturale mediante una parete realizzata con blocchi in calcestruzzo a due fori aventi dimensioni pari a 25x50x20 cm e spessore medio della costola pari a circa 50 mm. La parete presenta un'altezza di circa 8 m risultando interrotta alla quota di imposta delle volte di copertura e non è strutturalmente legata in sommità (muratura tipo M03).

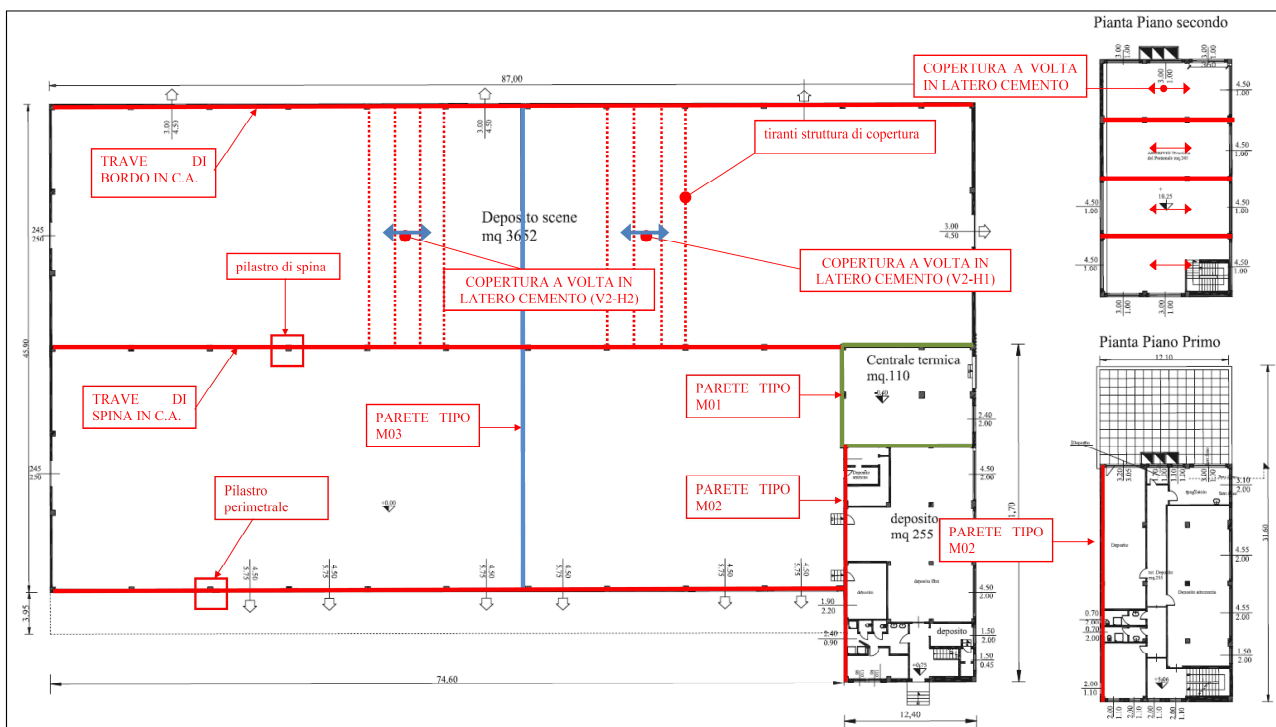


Figura 9.4 Pianta Edificio 3

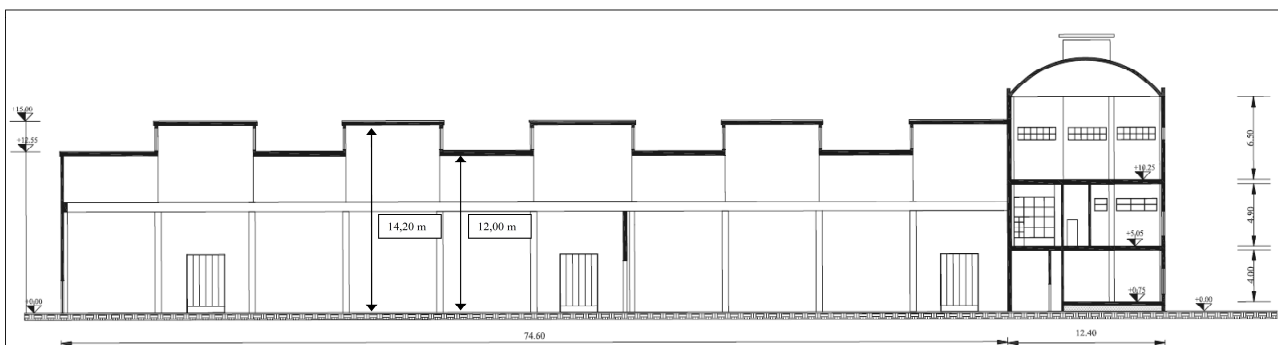


Figura 9.5. Sezione longitudinale edificio 3

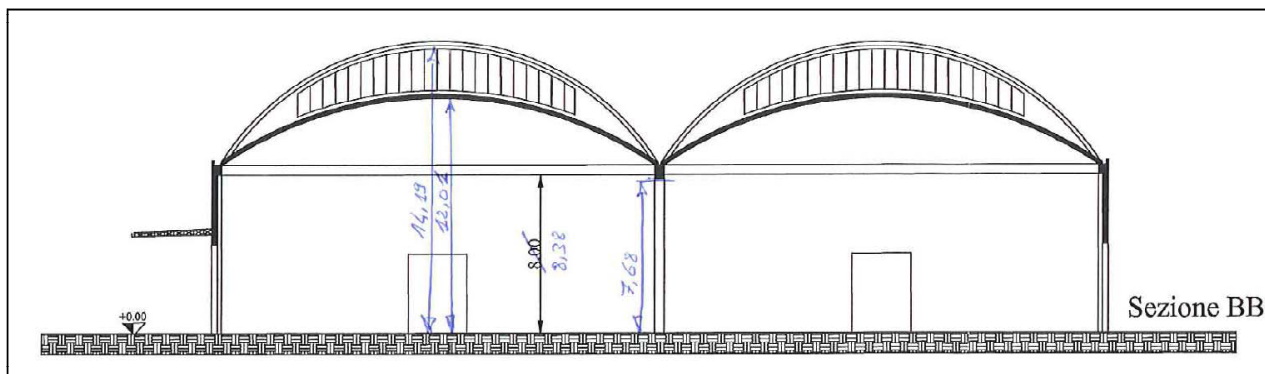


Figura 9.6. Sezione trasversale edificio 3

Di seguito vengono riportate per un migliore comprensione delle tipologie edilizie in esame alcune fotografie significative scattate durante i sopralluoghi.



Figura 9.7. Vista dell'ingresso del complesso edilizio (fronte Edificio 3)



Vista 9.8. Volta dell'edificio 1.



Figura 9.8. Vista interna edificio 1.



Figura 9.9. Travetti prefabbricati edificio 1



Figura 9.10. Tiranti rivestiti con lana minerale.

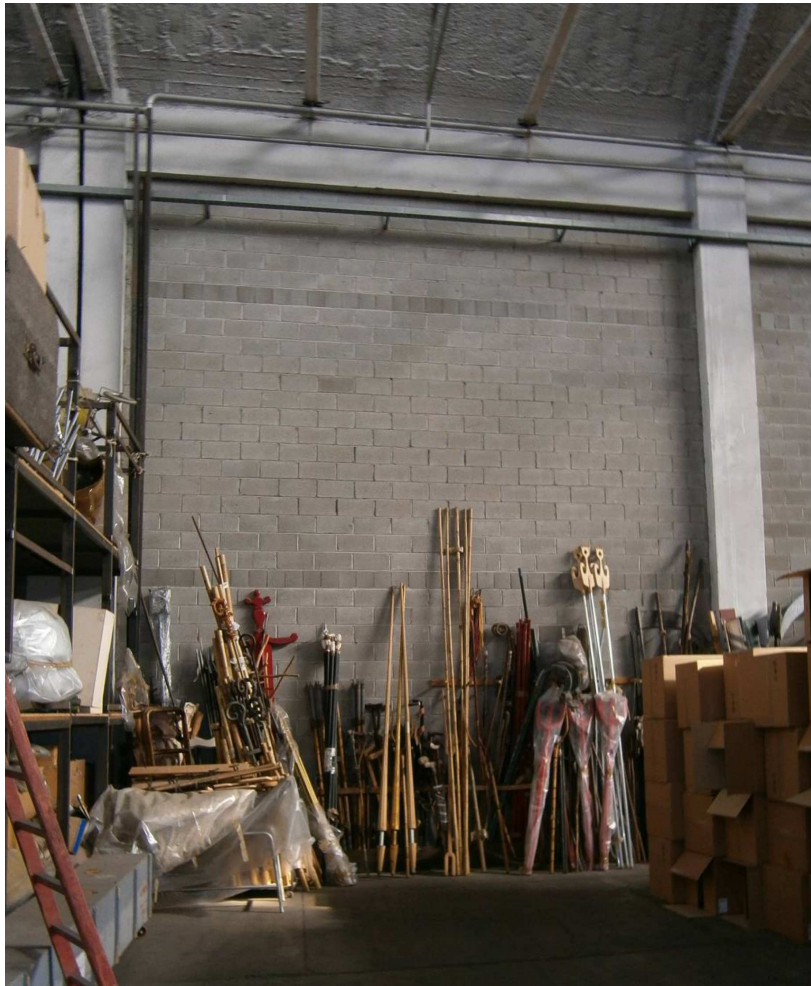


Figura 9.11. Parete di separazione dell'edificio 2 a confine con altra attività.



Figura 9.12. Vista interna edificio 3.



Figura 9.13. Edificio 3: Parete in muratura di separazione tra corpo principale e secondario.



Figura 9.14. Edificio 3: Copertura a volta corpo secondario.



Figura 9.15. Vista frontale della parete di separazione in blocchi in cls vibrocompressato all'interno del corpo principale dell'edificio 3.



Figura 9.16. Particolare della parete in blocchi in calcestruzzo in corrispondenza della sommità.



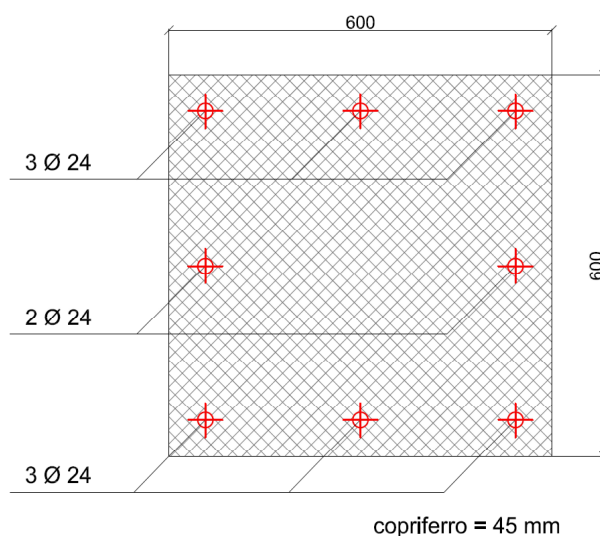
Figura 9.17. Corpo secondario edificio 3 con adiacente centrale termica.

9.1.4 Elementi significativi ai fini delle verifiche al fuoco

Si riportano di seguito in sintesi l'elenco degli elementi più significativi individuati ai fini delle verifiche al fuoco con una breve descrizione delle caratteristiche principali rilevate in sito e considerate per le analisi in oggetto.

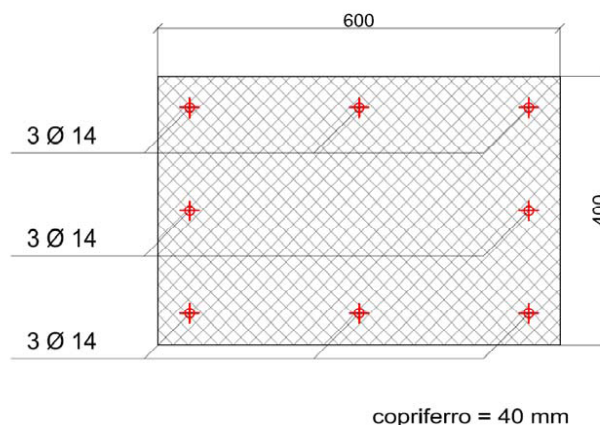
Pilastro di spina in c.a (figura 9.18.), a sostegno delle travi principali tra le due navate dei depositi. (edifici 1-2-3).

Pilastro in c.a. gettato in opera di dimensioni 60x60 cm armato con barre in acciaio liscio diametro 24 mm aventi distanza minima da asse armatura alla superficie esposta al fuoco pari a 45 mm.



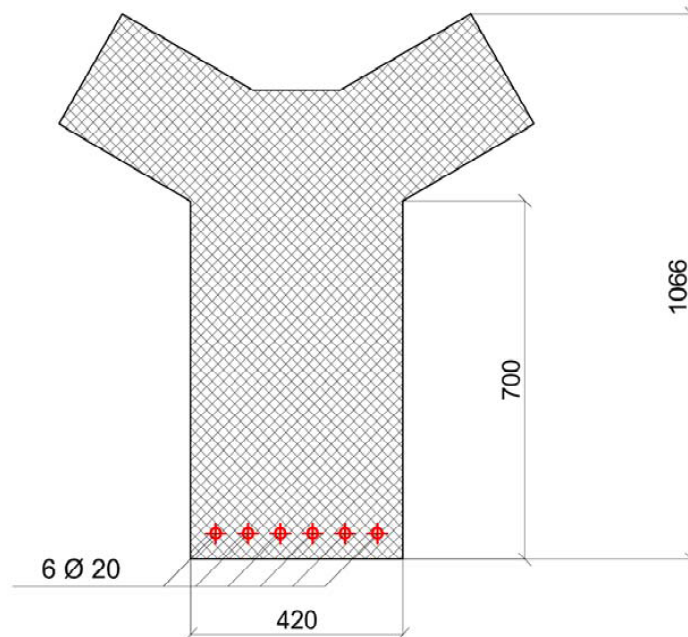
Pilastro perimetrale in c.a.(Figura 9.19.).(Edifici 1-2-3).

Pilastro in c.a. gettato in opera di dimensioni 60x40 cm armato barre in acciaio liscio diametro 14 mm aventi distanza minima da asse armatura alla superficie esposta al fuoco pari a 30 mm.



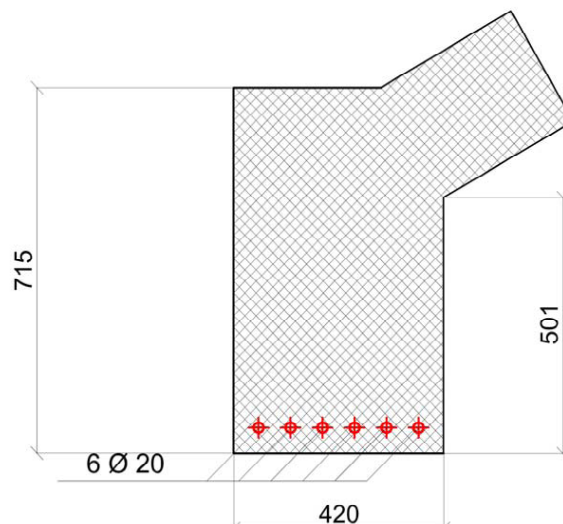
Trave di spina in c.a. figura (figura 9.20) (*Edifici 1-2-3*)

Travi in c.a. gettato in opera avente sezione a Y, con altezza del ribasso pari a 70 cm, base pari a 42 cm, distanza da asse armatura a superficie esposta al fuoco pari a 40 mm.



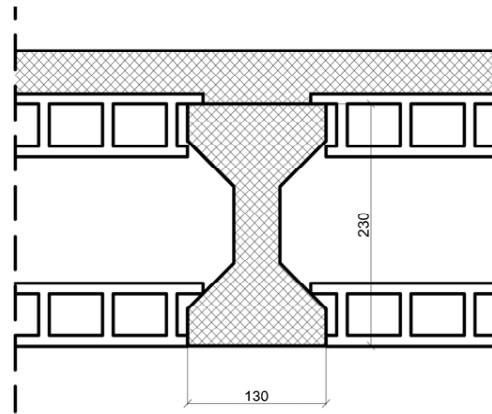
Trave di bordo in c.a. (figura 9.21.)(*edifici 1-2-3*)

Travi in c.a. gettato in opera con altezza del ribasso pari a 50 cm, base pari a 42 cm, distanza da asse armatura a superficie esposta al fuoco pari a 40 mm.



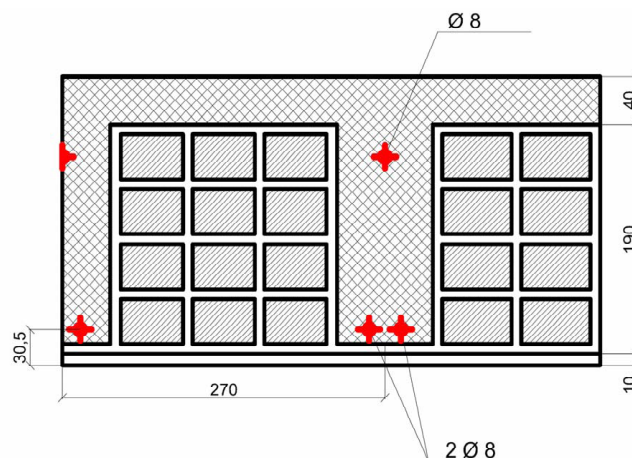
Copertura a volta tipo V1 (figura 9.22.) (Edificio 1)

Volta realizzata con travetti prefabbricati in c.a. e tavelloni di alleggerimento con getto in opera di completamento in calcestruzzo, intonacata all'intradosso con copriferro delle armature longitudinali inferiori non inferiore a 20 mm.



Copertura a volta tipo V2 (figura 9.23.) (Edifici 2 e 3)

Volta realizzata con travetti gettati in opera in c.a. e pignatte in laterizio con getto in opera di completamento in calcestruzzo, intonacata all'intradosso con copriferro delle armature longitudinali inferiori non inferiore a 30 mm (vedi fig. 25).



Copertura a volta tipo V3 (figura 9.24.) (Edificio 3 corpo secondario)

Volta in latero cemento intonacata all'intradosso con copriferro delle armature longitudinali non inferiore a 25 mm.

Solai in latero cemento tipo S01 e S02 (rispettivamente edificio 1 ed edificio 3 corpo secondario)
Solaio in latero cemento intonacato avente copriferro delle armature longitudinali non inferiore a 30 mm e altezza non inferiore a 20 cm (solaio tipo S01 e S02).

Parete in muratura in mattoni pieni tipo M01 (*edificio 3*)

Parete di tamponamento in mattoni pieni a separazione tra edificio 3 e il locale centrale termica avente spessore non inferiore a 25 cm con intonaco su entrambe i lati e altezza tra un irrigidimento orizzontale e l'altro non superiore a 4 m.

Parete in muratura in mattoni pieni tipo M02 (*edificio 3*)

Parete di tamponamento in mattoni pieni a separazione con il corpo secondario dell'edificio 3 avente spessore non inferiore a 25 cm con intonaco su entrambe i lati e altezza tra un irrigidimento orizzontale e l'altro non superiore a 4 m.

Parete in blocchi in calcestruzzo vibrocompresso tipo M03. (*edificio 3*)

Parete in blocchi in calcestruzzo a due fori aventi dimensioni pari a 25x50x20 cm e spessore medio della costola pari a circa 50 mm. La parete presenta un'altezza di circa 8 m risultando interrotta alla quota di imposta delle volte di copertura e non è strutturalmente legata in sommità.

Parete in blocchi in calcestruzzo vibrocompresso tipo M04. (*edificio 2*)

Parete di separazione con l'altra attività realizzata in blocchi in calcestruzzo forato a due camere (muratura tipo M04) aventi dimensioni indicative pari a circa 20x50x20 cm e costola di spessore medio pari a circa 30 mm con un'altezza complessiva pari a circa 7 m.

9.1.5 Verifica della resistenza al fuoco

Travi e pilastri in C.A.

La valutazione della resistenza al fuoco degli elementi strutturali in esame è condotta per via analitica in accordo al D.M. 16/02/2007 calcolando con modelli ad elementi finiti il transitorio termico del singolo elemento strutturale e verificando che sia soddisfatta la seguente condizione:

$$R_{fi,d,t} \geq E_{fi,d,t}$$

ossia che la resistenza di progetto dell'elemento struttura al tempo di durata dell'incendio ($R_{fi,d,t}$), sia superiore alla sollecitazione di progetto indotta dal carico applicato in condizioni d'incendio al tempo di durata dell'incendio ($E_{fi,d,t}$).

L'analisi del transitorio termico viene condotta considerando l'elemento esposto, secondo le reali condizioni al contorno, a una curva di incendio standard tipo ISO 834, sulla base dell'equazione di Fourier:

$$\text{div} (\lambda_c \cdot \text{grad } \theta) + w = C_c \cdot \rho_c \cdot \frac{\delta \theta}{\delta t}$$

Considerando la condizione al contorno su una superficie elementare si ottiene la seguente uguaglianza:

$$\text{div} (\lambda_c \cdot \text{grad } \theta)_n = h_{net,d}$$

Dove:

ϑ = Temperatura del fuoco [°C]

t = Temperatura della superficie [min]

λ_c = Conducibilità termica del calcestruzzo [W/m°C]

C_c = Calore specifico del calcestruzzo [J/kg°C]

ρ_c = Massa volumica del calcestruzzo [kg/m³]

w = Potenza generata nell'unità di volume [W/m³]

Per le caratteristiche termofisiche del calcestruzzo oltre che alla documentazione tecnica disponibile in letteratura, si è fatto riferimento alle citate norme UNI 9502 e UNI EN 1992-1.2.

Lo scambio termico tra le superfici dell'elemento e l'ambiente è per ipotesi di tipo convettivo e radiante. Il flusso di calore netto trasmesso per convezione e irraggiamento su una superficie a contatto con il gas è dato dalla seguente relazione:

$$h_{net,d} = \alpha_c \cdot (\theta_g - \theta_m) + \alpha_r \cdot [(\theta_g + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4] \quad [\text{W/m}^2\text{°C}]$$

Dove:

α_c = Coefficiente di scambio di calore per convezione [W/m² °C]

α_r = B ε res è il coefficiente di scambio di calore per irraggiamento [W/m² °C]

θ_g = Temperatura dei gas del compartimento [°C]
 θ_m = Temperatura di superficie dell'elemento [°C]
 ϵ_{res} = Fattore di emissività risultante [-]
 $B = 5,7 \cdot 10^{-8}$ è la costante di Stefan-Boltzmann [W/m² K⁴]

Per le superfici esposte al fuoco sono stati assunti i seguenti valori dei coefficienti di scambio termico:

$\alpha_c = 25$ coefficiente di scambio di calore per convezione [W/m² °C]
 $\epsilon_{res} = 0,56$ fattore di emissività risultante per il coefficiente di irraggiamento $\alpha_r = B \epsilon_{res}$

Per le superfici non esposte al fuoco sono stati assunti i seguenti valori dei coefficienti di scambio termico:

$\alpha_c = 9$ coefficiente di scambio di calore per convezione [W/m² °C]
 $\epsilon_{res} = 0,56$ fattore di emissività risultante per il coefficiente di irraggiamento $\alpha_r = B \epsilon_{res}$

Le analisi sono condotte con il codice ad elementi finiti *Mapptemp*, in grado di effettuare analisi nel transitorio termico di strutture esposte al fuoco.

Pilastrini in C.A.

La valutazione della resistenza al fuoco dei pilastri in c.a. è condotta per via analitica calcolando con modelli ad elementi finiti il transitorio termico del singolo elemento strutturale, individuando la temperatura delle barre d'armatura e del calcestruzzo e valutando il degrado meccanico della sezione in c.a. al tempo t di resistenza richiesto.

L'analisi statica a caldo del pilastro in c.a. è stata condotta secondo il metodo della sezione ridotta trascurando in via cautelativa il contributo del calcestruzzo al di sopra dei 500°C e considerando perfettamente integro il calcestruzzo al di sotto di tale limite di temperatura.

Per la verifica sono stati analizzati i pilastri più significativi per l'analisi statica a caldo le cui caratteristiche sono indicate in tabella.

Riferimento saggio	Tipologia	Sezione			Armatura			A_{eff} [m ²]	$N_{fi,d}$ [kN]	$M_{fi,d}$ [kNm]
		[cm x cm]								
P2	pilastro centrale	60	x	60	8	Φ	24	168	704.4	17.6
P6	pilastro perimetrale	60	x	40	8	Φ	14	84	352.3	8.8

Per quanto riguarda le caratteristiche dei materiali costituenti la struttura esistente, si è fatto riferimento agli elaborati costruttivi forniti dal committente e a quanto rilevato durante i sopralluoghi effettuati.

Proprio a tal fine gli scriventi non avendo attualmente alcuna informazione sui materiali ipotizzano in via preliminare cautelativamente una resistenza a compressione media del calcestruzzo pari a circa 200 kg/cm² e per le barre d'armatura un acciaio liscio di tipo semiduro con una sollecitazione massima di progetto pari a circa 2200 kg/cm².

I carichi agenti sui solai sono stati dedotti sulla base delle informazioni ricavate dalla documentazione di progetto dell'epoca e dai rilievi condotti in situ dai rilievi in sito e della documentazione di progetto disponibile.

- Impalcato a volta dei Depositi 1, 2 e 3

- Peso proprio 350 kg/m²
- Carichi permanenti (G_k) 50 kg/m²
- Sovraccarico accidentale (Q_k) 100 kg/m²

Le azioni sollecitanti in caso di incendio sono state valutate considerando l'area di influenza di competenza del pilastro, secondo la seguente relazione:

$$E_{f,d} = \gamma_{G,A} \cdot G_K + \psi_{1,1} \cdot Q_{K,1} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{K,i} + \sum A_d(t)$$

Dove:

G_k = valore caratteristico delle azioni permanenti;

Q_{k,1} = valore caratteristico dell'azione variabile considerata come principale;

Q_{k,i} = valore caratteristico delle altre azioni variabili;

A_d(t) = valori di progetto delle azioni derivanti dalla esposizione all'incendio;

γ_{G,A} = coefficiente parziale di sicurezza per le azioni permanenti per situazioni eccezionali (in caso di incendio posto pari a 1);

ψ_{1,1} = coefficiente di combinazione relativo all'azione variabile considerata come principale;

ψ_{2,i} = coefficiente di combinazione generico delle azioni variabili considerate come secondarie.

Per quanto riguarda la valutazione del momento sollecitante è stato considerato cautelativamente un'eccentricità accidentale come indicato nelle D.M. 14/01/2008.

Nella seguente tabella di sintesi si riporta per la tipologia del pilastro analizzato, la geometria, l'armatura presente, l'area di influenza (A_{eff}), l'azione assiale sollecitante in caso di incendio N_{fi,d} e l'azione flettente in caso di incendio M_{fi,d}.

E' stata successivamente condotta l'analisi del transitorio termico per i pilastri in esame individuando la mappatura termica al tempo di esposizione al fuoco di 90' minuti, secondo curva d'incendio standard ISO 834 e considerando cautelativamente il pilastro esposto al fuoco su tutti i lati.

Nelle seguenti figure si riportano le mappature termiche a seguito delle analisi condotte

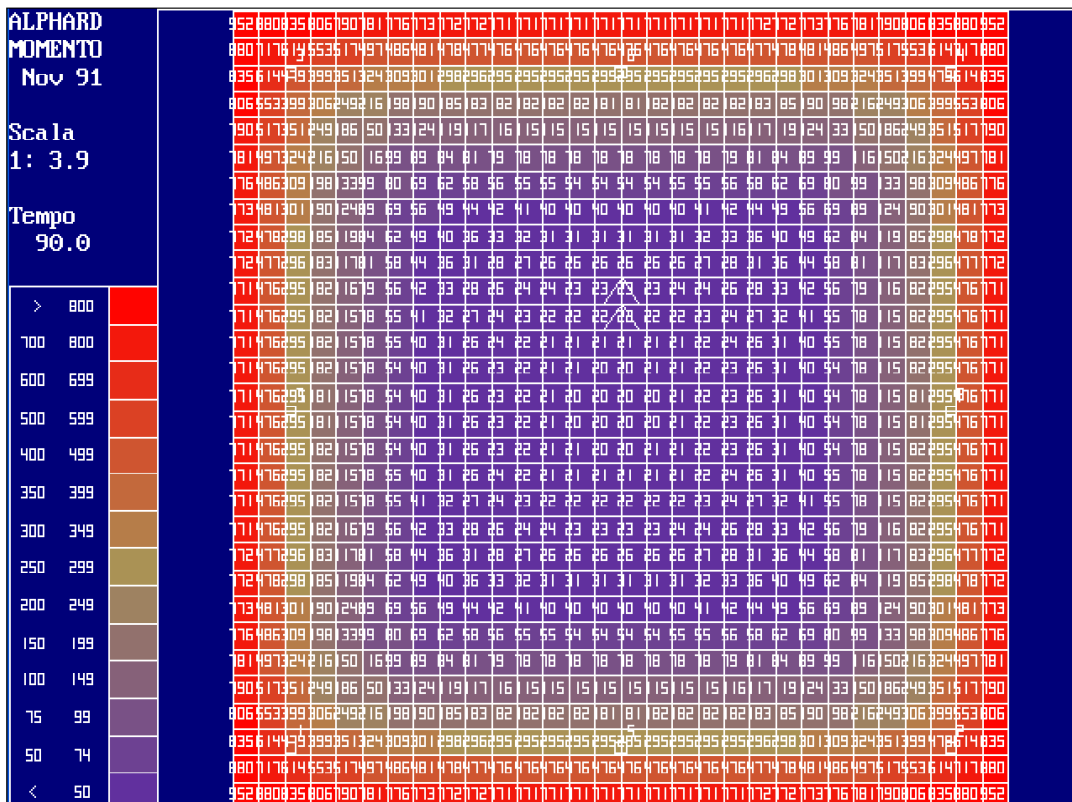


Figura 9.24. Pilastro centrale dei depositi.

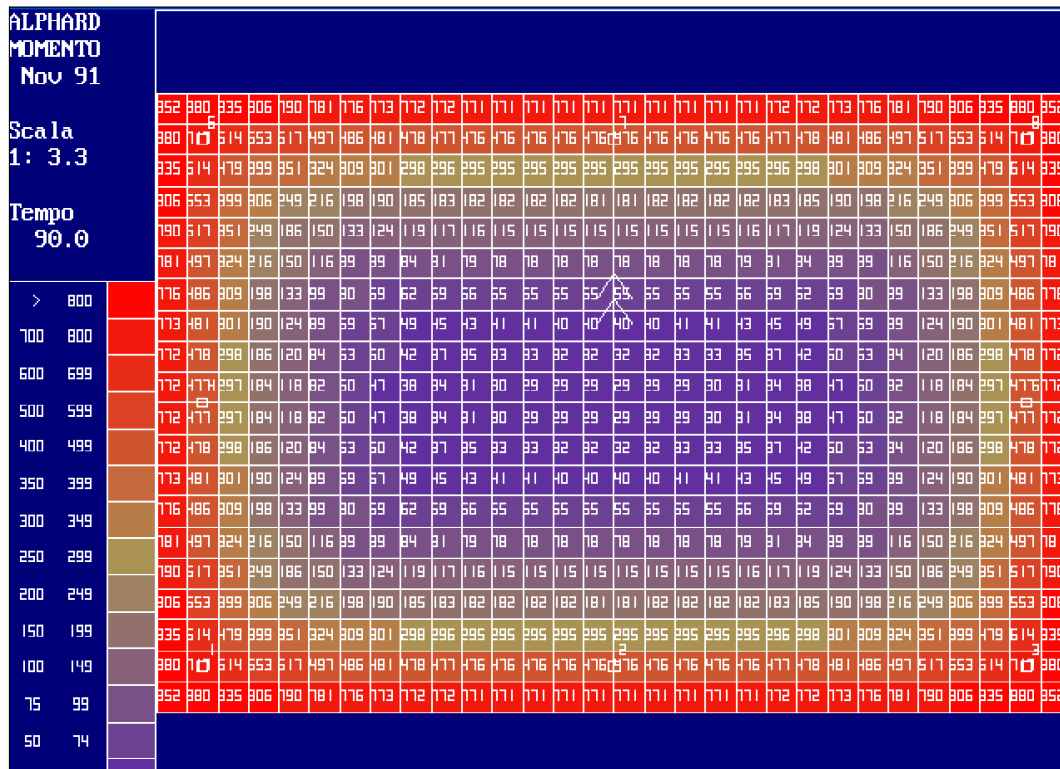


Figura 9.25. Pilastro perimetrale dei depositi.

Considerando la distribuzione di temperatura dopo 90' minuti di esposizione al fuoco è possibile individuare la posizione dell'isoterma 500°C. Trascurando in via cautelativa il contributo del

calcestruzzo al di sopra dei 500°C, considerando perfettamente integro il calcestruzzo al di sotto di tale limite di temperatura e tenendo conto della riduzione di resistenza dell'acciaio in funzione della temperatura, si ricavano le azioni resistenti in condizioni d'incendio $N_{fi,Rd}$ e $M_{fi,Rd}$.

I domini di interazione M-N per le sezioni oggetto di studio, sono riportati nelle figure seguenti, a temperatura ambiente e per durate di esposizione al fuoco di 30', 60', 90' minuti.

Dall'esame dei domini M-N si evince che al crescere della durata di esposizione al fuoco si riduce la capacità portante massima della sezione e che al tempo di 90' minuti di esposizione al fuoco l'azione sollecitante è interna al dominio di interazione M - N .

Nel caso si volesse incrementare la classe di resistenza al fuoco delle colonne a 120' minuti sarà necessario prevedere l'applicazione rispettivamente di 15 mm di intonaco isolante tipo Promaspray P450 o in alternativa un quantitativo di 600 gr/m² di vernice intumescente tipo Promapaint Wip o similari su tutto il perimetro esposto delle travi.

DOMINIO M - N

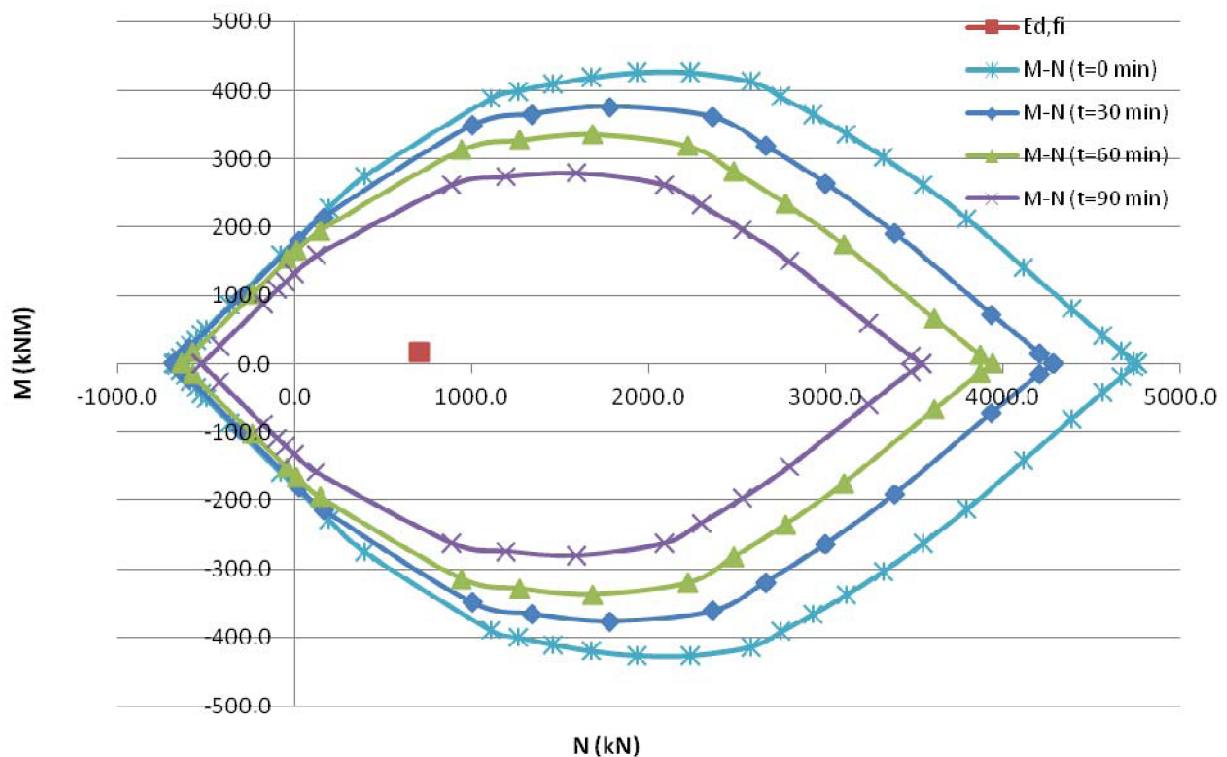


Figura 9.26. Dominio di resistenza del pilastro centrale.

DOMINIO M - N

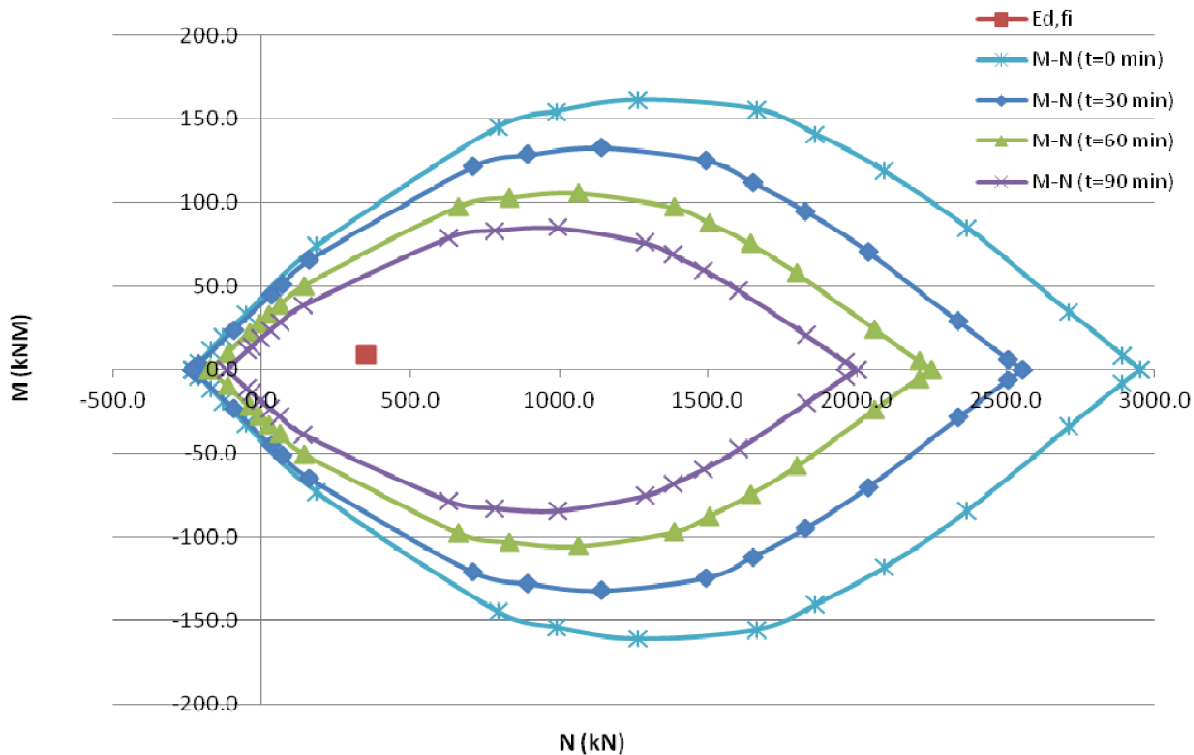


Figura 9.27. Dominio di resistenza del pilastro perimetrale.

Travi in C.A.

La valutazione della resistenza al fuoco delle trave in esame è condotta per via analitica calcolando con modelli ad elementi finiti il transitorio termico del singolo elemento strutturale e verificando successivamente secondo il metodo del fattore di riduzione medio, proposto dalla UNI 9502, la capacità portante della sezione in esame.

Le analisi sono condotte con il codice ad elementi finiti *Mapptemp*, in grado di effettuare analisi nel transitorio termico di strutture esposte al fuoco.

Per la verifica della resistenza al fuoco, sono state considerate le travi più rappresentative ai fini dell'analisi statica a caldo.

Per quanto riguarda le azioni di calcolo applicate alla struttura e per un approfondimento del progetto strutturale si rimanda a quanto riportato negli elaborati grafici di progetto e nelle relazioni di calcolo delle strutture.

Sono state considerate le seguenti azioni caratteristiche:

Impalcato a volta dei *Depositi 1, 2 e 3*

- Peso proprio 350 kg/m²
- Carichi permanenti (Gk) 50 kg/m²
- Sovraccarico accidentale (Qk) 100 kg/m²

Le analisi sono state condotte considerando le travi esposte al fuoco all'intradosso (dal basso verso l'alto).

Le seguenti figure riportano il risultato dell'analisi termica dopo 60' minuti di esposizione in termini di temperatura per le sezioni delle travi esaminate.

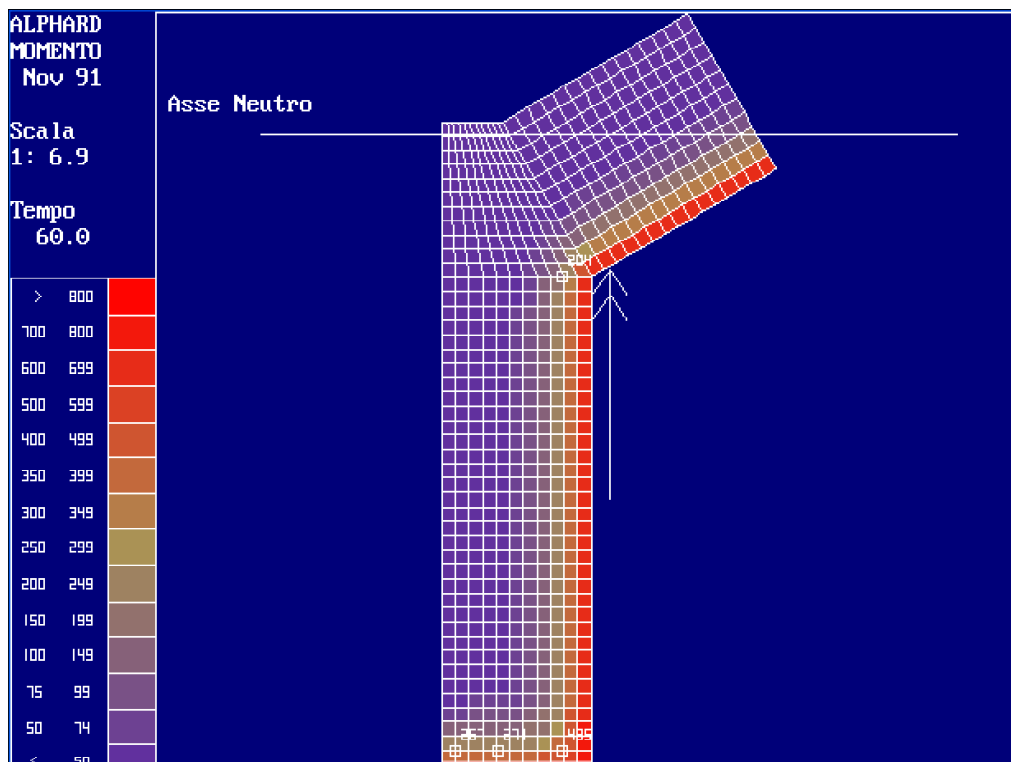


Figura 9.28. Sezione in campata della trave a Y a sostegno della volta (trave centrale) – Distribuzione delle temperature dopo 60' minuti.

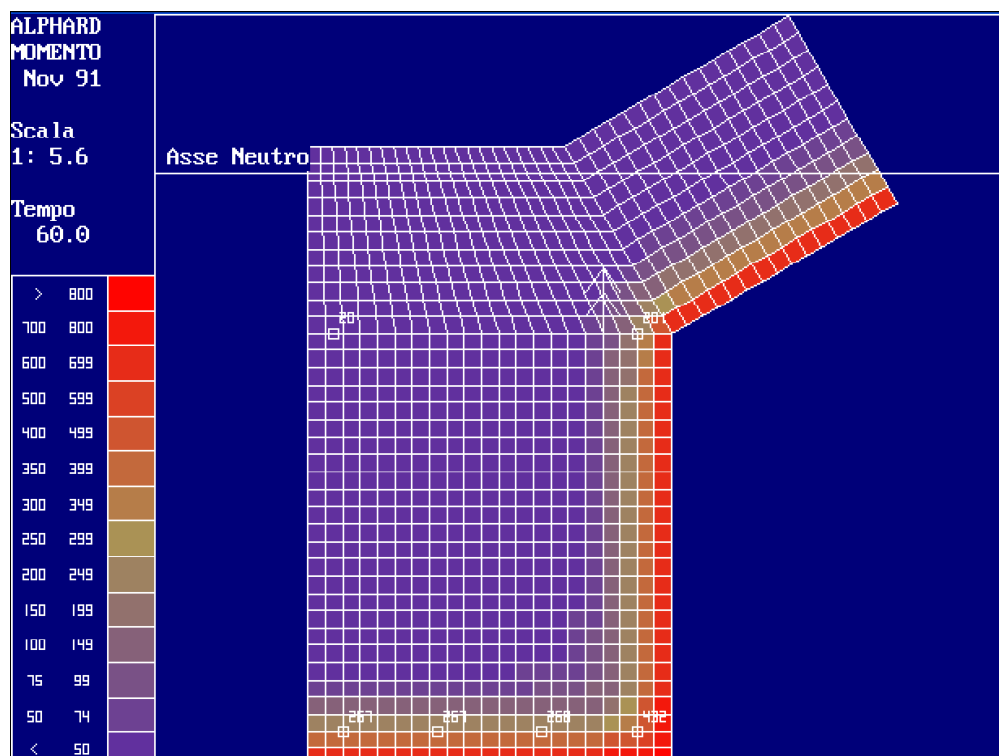


Figura 9.29. Sezione in campata della trave di bordo – Distribuzione delle temperature dopo 60' minuti.

La valutazione della capacità portante delle travi in condizioni d'incendio viene condotta nel dominio delle resistenze valutando il momento resistente nella sezione in campata.

Tale ipotesi comporta che per verificare la resistenza statica a caldo della trave è necessario che sia soddisfatta la seguente relazione:

$$M_{fi,Sd} < M_{fi,\theta,Rd,Campata}$$

Dove:

$M_{fi,Sd}$ = momento sollecitante di progetto in condizioni d'incendio;

$M_{fi,\theta,Rd,Campata}$ = momento resistente in campata in condizioni d'incendio al tempo t; In particolare il momento sollecitante di progetto in condizioni d'incendio ($M_{fi,\theta,Sd}$) sarà dato da:

$$M_{fi,Sd} = \frac{F_{fi,d} \cdot L_{trave}^2}{8}$$

Dove:

$F_{fi,d}$ = azione di progetto in condizioni d'incendio (valutata secondo il § 8 della norma UNI 9502);

L_{trave} = lunghezza della trave.

Per quanto riguarda i valori del momento resistente ultimo dopo il tempo t di 30' minuti ($M_{fi,\theta,Rd,Campata}$) è stato ricavato direttamente attraverso il codice di calcolo *Mapptemp*.

Nelle seguenti tabelle si riportano in sintesi i valori delle azioni di progetto e dei momenti resistenti e sollecitanti calcolati per le travi in esame.



Trave di Bordo									
Tempo	L	G _k	Q _k	Ψ _{1,1}	F _{fi,d}	M _{fi,Sd}	M _{fi,θ,Rd,Campata}	Verifica	
[min]	[m]	[daN/m ²]	[daN/m ²]	[]	[daN/m]	[daNm]	[daNm]	R	
0	7.3	400	120	0	4540	20161	<	27561	OK
30	7.3	400	120	0	4540	20161	<	27463	OK
60	7.3	400	120	0	4540	20161	<	23911	OK
90	7.3	400	120	0	4540	20161	>	19949	NO

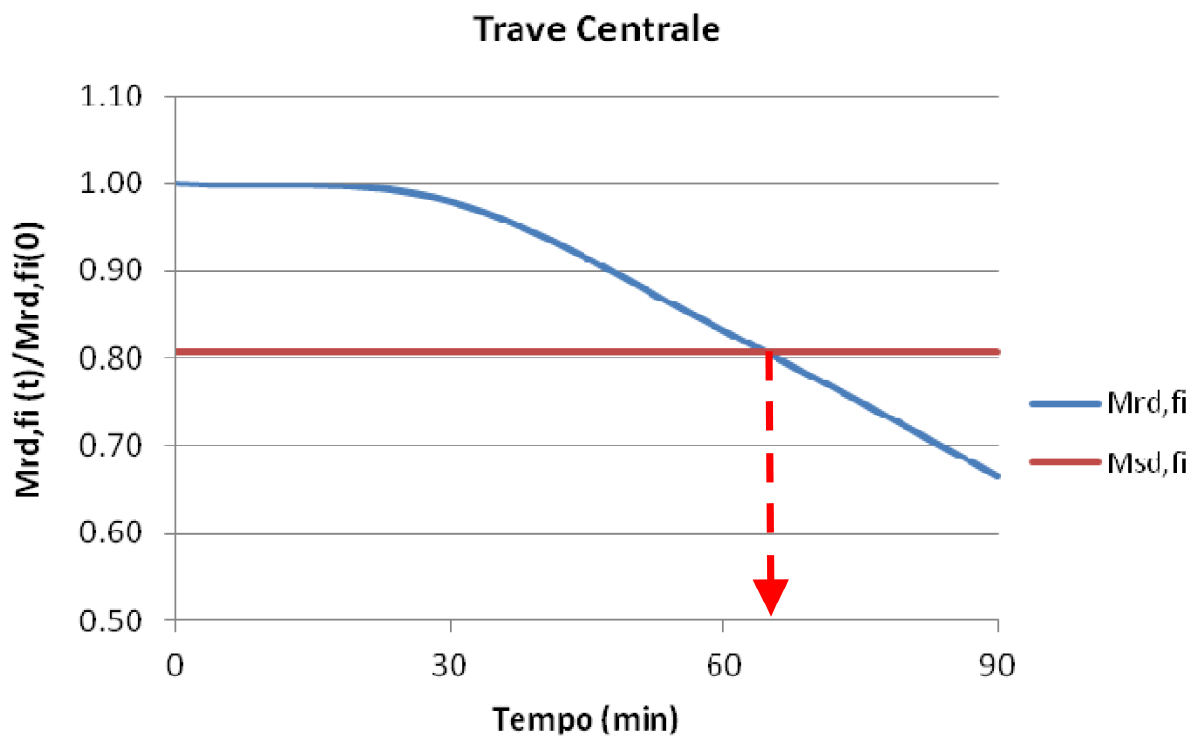


Figura 9.30. Confronto tra il momento resistente della trave centrale ed il momento sollecitante in funzione del tempo dell'esposizione al fuoco.

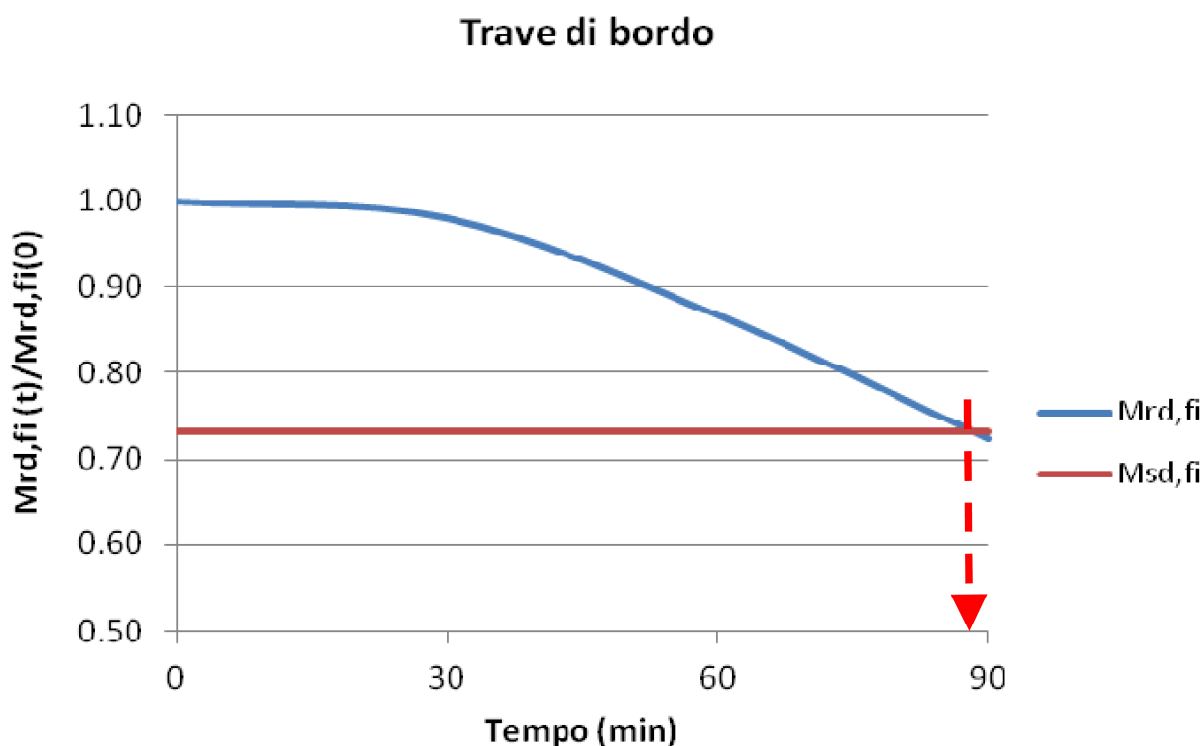


Figura 9.31. Confronto tra il momento resistente della trave di bordo e il momento sollecitante in funzione del tempo dell'esposizione al fuoco.

Dall'esame dei risultati riportati nelle tabelle si evince come sia verificata la stabilità meccanica R delle travi per un tempo di esposizione al fuoco non inferiore a 60' minuti.

Nel caso si volesse incrementare la classe di resistenza al fuoco della struttura a 90' o 120' minuti sarà necessario prevedere l'applicazione rispettivamente di 10 o 15 mm di intonaco isolante tipo Promaspray P450 su tutto il perimetro esposto delle travi.

Coportamento al fuoco delle volte

La valutazione della resistenza al fuoco della volte in esame è condotta secondo il D.M. 16/02/2007 per via analitica calcolando con modelli ad elementi finiti il transitorio termico della volta e valutando lo stato tensionale generato dal gradiente termico indotto dall'esposizione al fuoco all'intradosso della volta.

La volte in esame sono state implementate in un modello numerico a elementi finiti bidimensionale. Data la tipologia di struttura tridimensionale per modellare la volta sono stati utilizzati elementi tipo "beam" a 2 nodi.

Per i vincoli esterni, che simulano il collegamento della volta con il resto la struttura in elevazione in c.a., è stato tenuto conto della rigidezza della trave di bordo e di spina. In figura è data una rappresentazione schematica del modello.

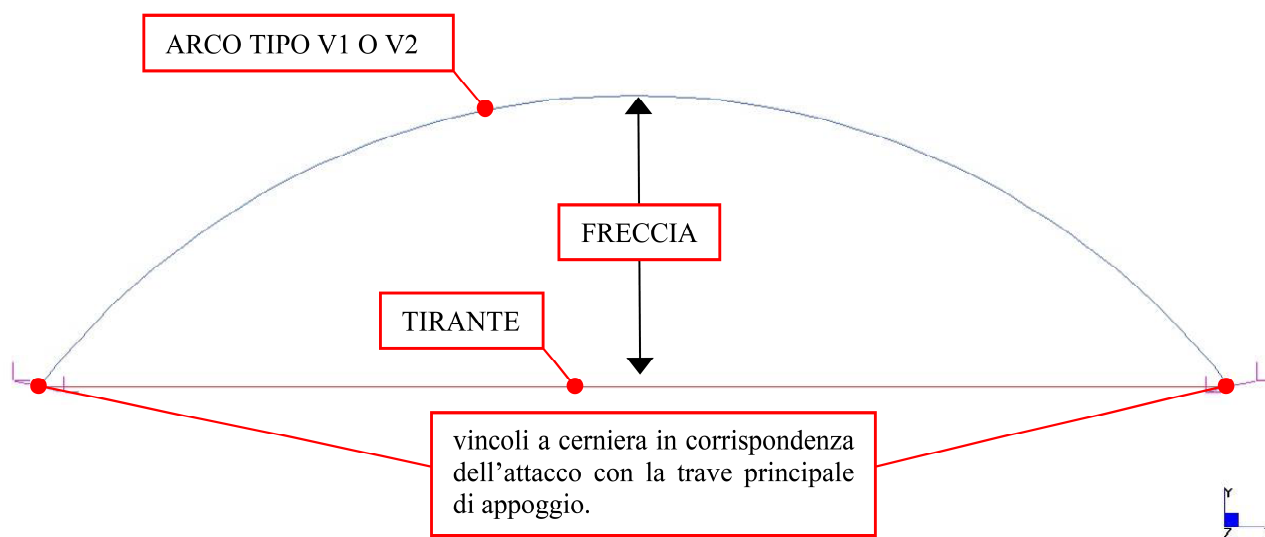


Figura 9.32. Schema del modello F.E.M. 2-D.

Ai fini dell'analisi statica e al fuoco sono state prese in esame le volte di copertura principali aventi luci maggiore, trascurando la volta di copertura tipo V3 del corpo secondario dell'edificio 3. In particolare sono state considerate le due tipologie di volta V1 e V2 considerando lo schema statico con tirante e senza tirante per un totale di 8 schemi statici come nel seguito specificato.

Per l'edificio 1 avente una volta tipo V1 con solaio con travetti prefabbricati, tavole di alleggerimento e getto di completamento in c.a.:

- Modello 1) Arco 1 con tirante: luce 23 m freccia 5,8 m e tiranti binati 2 barre in acciaio diametro 30 mm;
- Modello 2) Arco 2 con tirante: luce 23 m freccia 3,6 m e tiranti binati 2 barre in acciaio diametro 30 mm;
- Modello 3) Arco 1 senza tirante: luce 23 m freccia 5,8 m;
- Modello 4) Arco 2 senza tirante: luce 23 m freccia 3,6 m;

Per gli edifici 2 e 3 avente una volta tipo V2 con solaio con travetti gettati in opera, pignatte in laterizio di alleggerimento e getto di completamento in c.a.:

- Modello 5) Arco 1 con tirante: luce 23 m freccia 5,8 m e tiranti binati 2 barre in acciaio diametro 30 mm;
- Modello 6) Arco 2 con tirante: luce 23 m freccia 3,6 m e tiranti binati 2 barre in acciaio diametro 30 mm;
- Modello 7) Arco 1 senza tirante: luce 23 m freccia 5,8 m;
- Modello 8) Arco 2 senza tirante: luce 23 m freccia 3,6 m;

Al fine di valutare il gradiente termico generato dall'esposizione al fuoco all'intradosso della volta con una curva d'incendio nominale standard ISO 834 è stata condotta un'analisi del transitorio termico sulla base della seguente relazione:

$$q = h \cdot (T_f - T_s) + h_r \cdot \sigma_{SB} \cdot A \cdot (T_f^4 - T_s^4)$$

Dove:

T_f = Temperatura del fuoco [K]

T_s = Temperatura della superficie [K]

σ_{sb} = Costante di Stephan Boltzman = $5,67 \cdot 10^{-8}$ [W/ m² K⁴]

h = Fattore di convezione :

- lato esposto al fuoco = 25 [W/ m² K]
- lato ambiente esterno = 9 [W/ m² K]

h_r = Fattore di irraggiamento:

$h_r = F \cdot \alpha$ oppure $h_r = F \cdot \epsilon$

Dove :

F fattore di forma

α assorbività del materiale

ϵ emissività del materiale

Per le caratteristiche termofisiche dei materiali, oltre che alla documentazione tecnica disponibile in letteratura, si è fatto riferimento agli Eurocodici 2 e 6-parte 1-2.

In figura si riporta la distribuzione di temperatura all'interno di una sezione generica del concio di volta dopo un tempo di 30' minuti di esposizione al fuoco di esposizione al fuoco secondo curva nominale standard ISO 834.

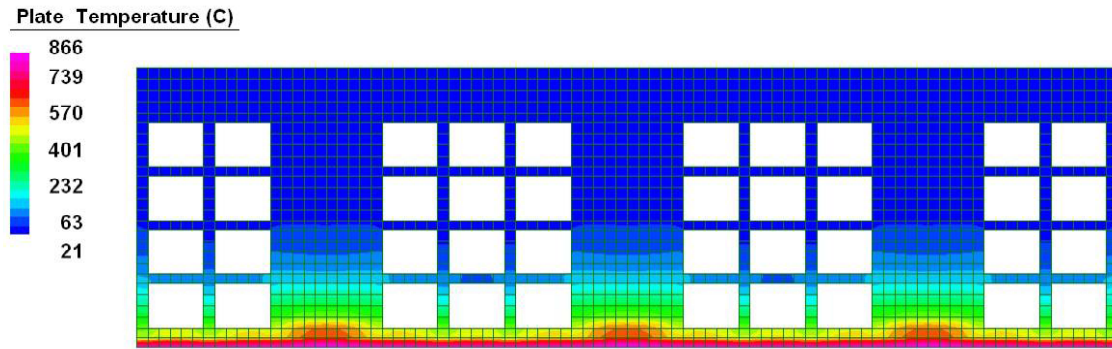


Figura 9.32. Modello sezione trasversale volta in laterocemento tipo V2 - Mappatura termica a 60' minuti.

In particolare dai risultati dell'analisi del transitorio termico si individuano i seguenti gradienti termici nello spessore della volta in latero cemento:

- al tempo 30' minuti: 100°C
- al tempo 45' minuti: 200°C
- al tempo 60' minuti: 300°C

Le combinazioni di carico considerate nell'analisi sono quelle definite dalle NTC 2008 come riportato nella seguente relazione:

$$F_{f,d} = G_{ki} + P_{ki} + \sum_{i=1}^n \psi_{2,i} Q_{ki} + \sum A_d$$

In particolare per la verifica della volte sono state considerati i seguenti carichi agenti:

- Peso proprio 300 daN/m²
- Sovraccarichi permanenti 50 daN/m²
- Accidentali 100 daN/m²

I risultati dell'analisi sono riportati nelle figure seguenti che riportano il dominio resistente (M-N) in funzione del tempo di esposizione al fuoco (M-N,t=0,30,45,60 min) e l'azione sollecitante in funzione del tempo di esposizione al fuoco (E_{d,fi}) per le sezioni in chiave e alle reni dell'arco.

Edificio 1 –volte tipo V1

Dominio M - N (Arco 1 - con tirante) - sezione chiave

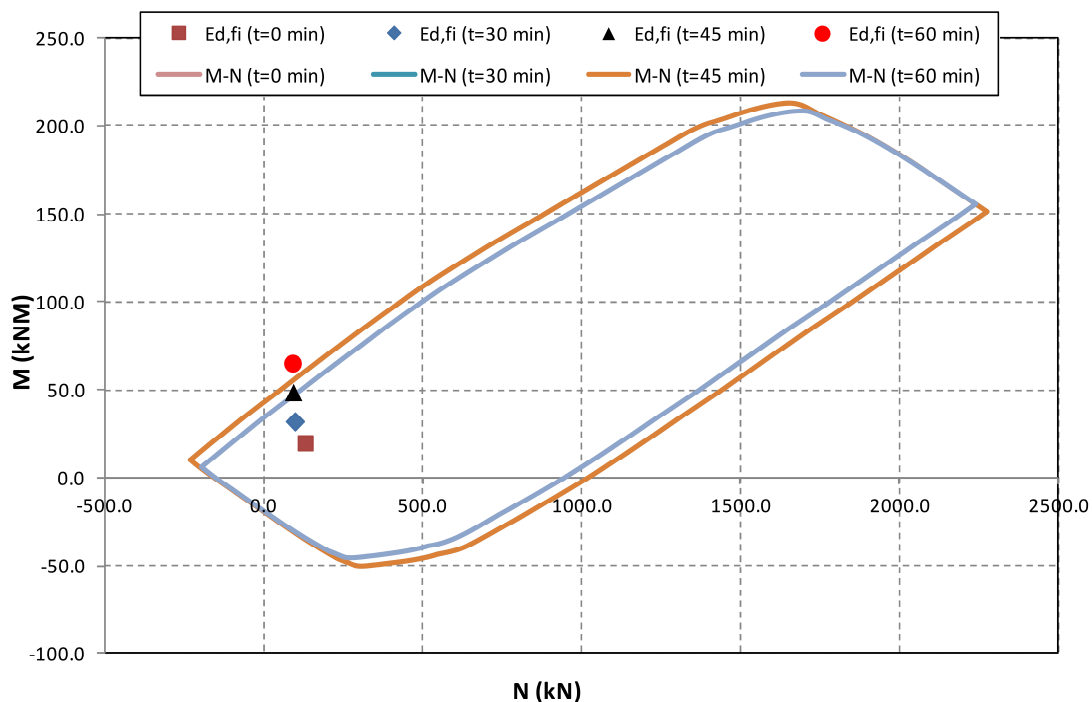


Figura 9.33. Dominio di resistenza della Arco 1 in sezione chiave (modello con tirante).

Dominio M - N (Arco 2 - con tirante) - sezione chiave

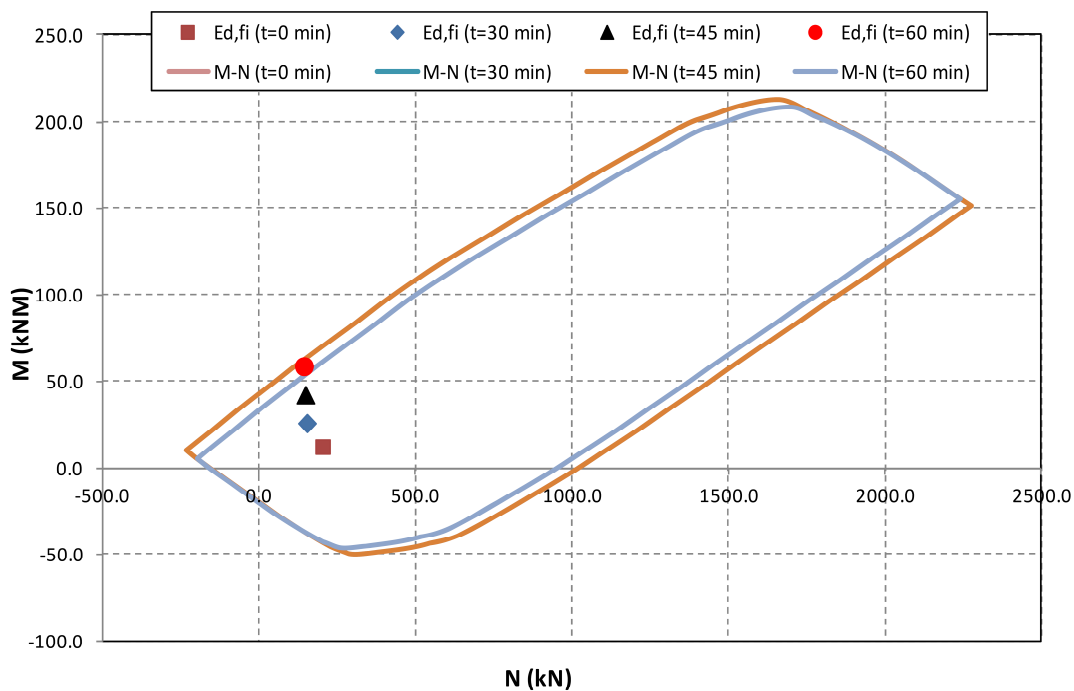


Figura 9.34. Dominio di resistenza della Arco 2 in sezione chiave (modello con tirante).

Dominio M - N (Arco 1 - senza tirante) - sezione chiave

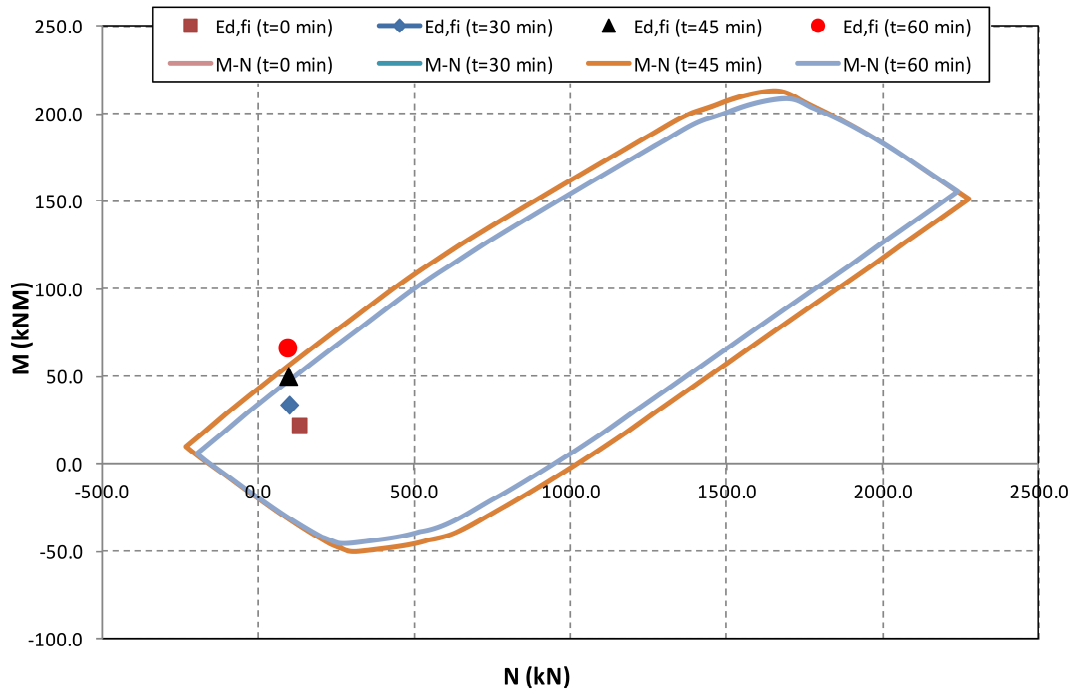


Figura 9.35. Dominio di resistenza della Arco 1 in sezione chiave (modello senza tirante).

Dominio M - N (Arco 2 - senza tirante) - sezione chiave

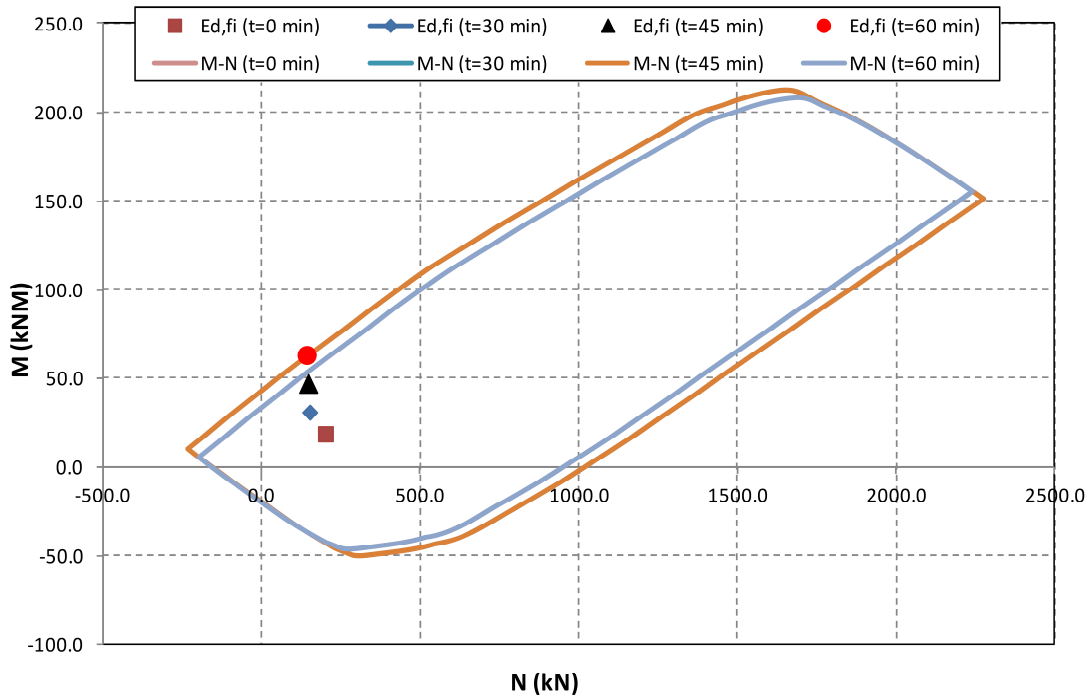


Figura 9.36. Dominio di resistenza della Arco 2 in sezione chiave (modello senza tirante).

Dominio M - N (Arco 1 - con tirante) - sezioni reni

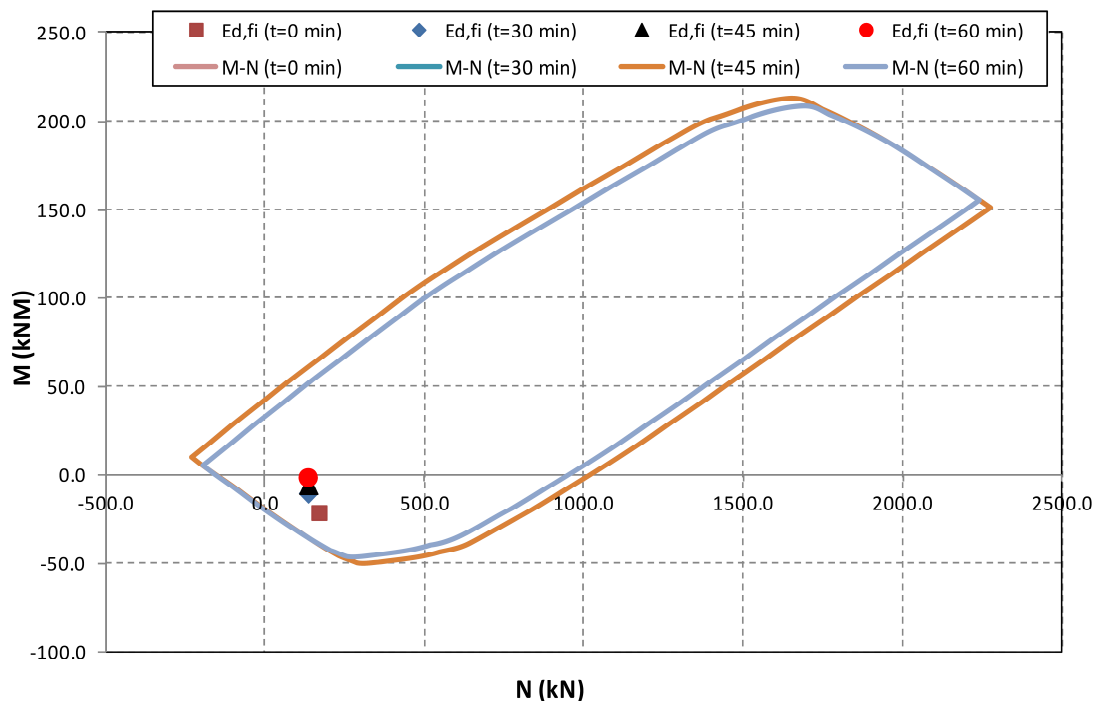


Figura 9.37. Dominio di resistenza della Arco 1 in sezione alle reni (modello con tirante).

Dominio M - N (Arco 2 - con tirante) - sezioni reni

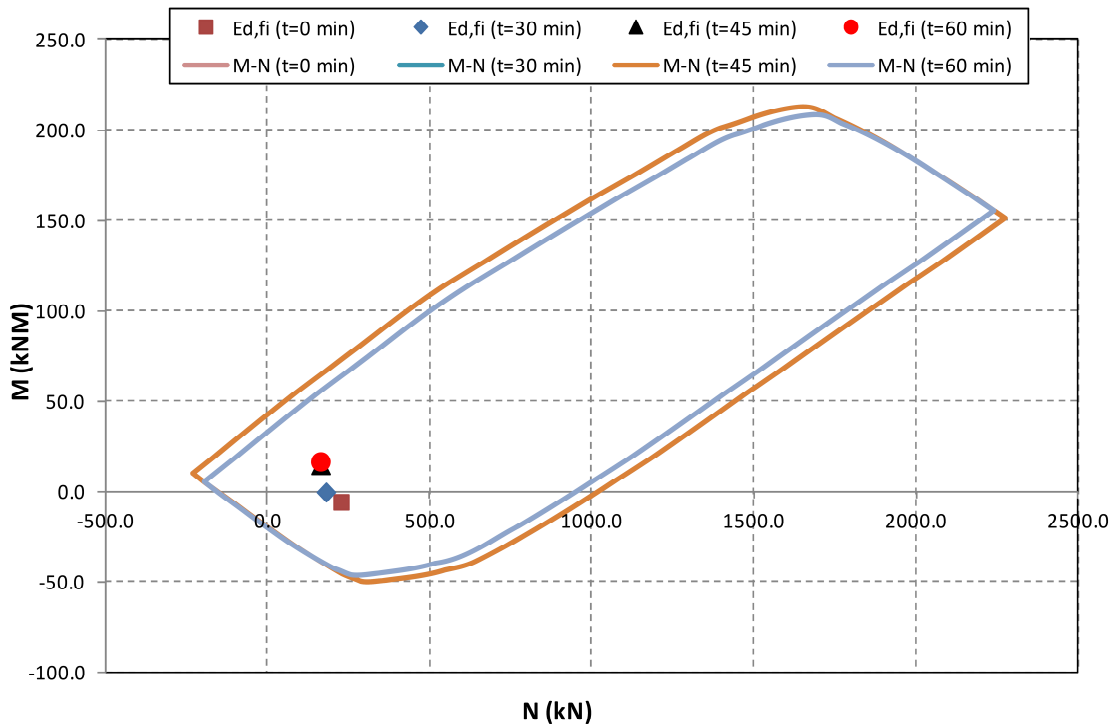


Figura 9.38. Dominio di resistenza della Arco 2 in sezione alle reni (modello con tirante).

Dominio M - N (Arco 1 - senza tirante) - sezioni reni

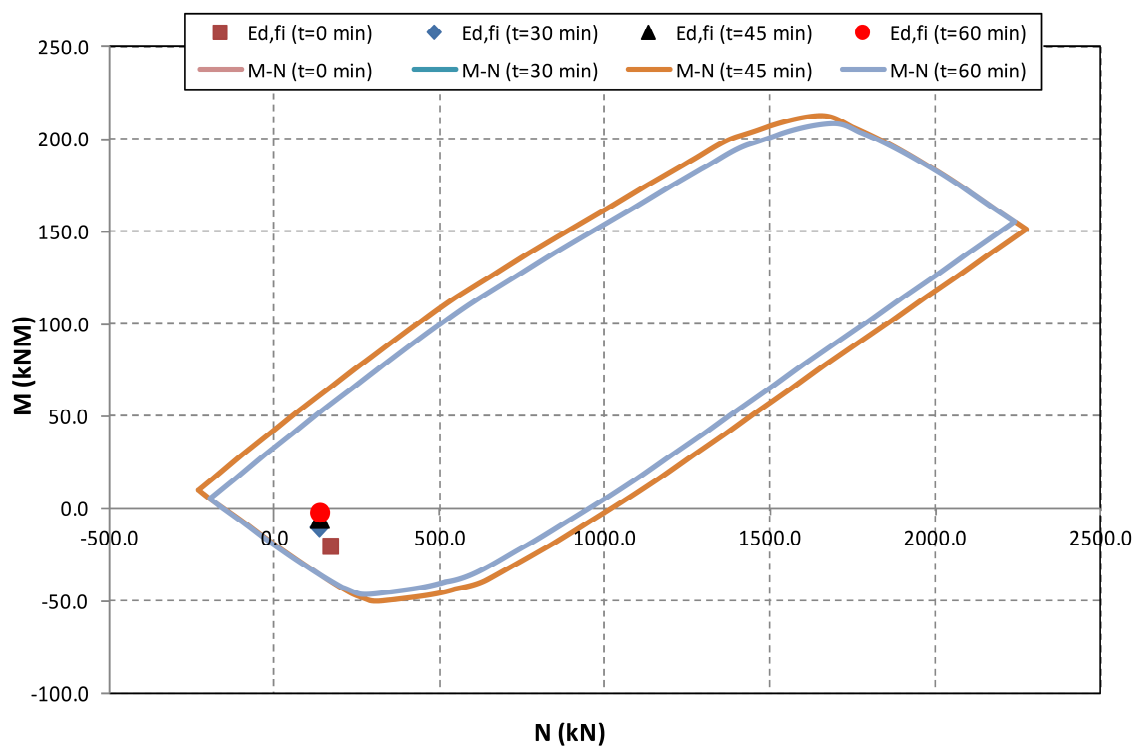


Figura 9.39. Dominio di resistenza della Arco 1 in sezione alle reni (modello senza tirante).

Dominio M - N (Arco 2 - senza tirante) - sezioni reni

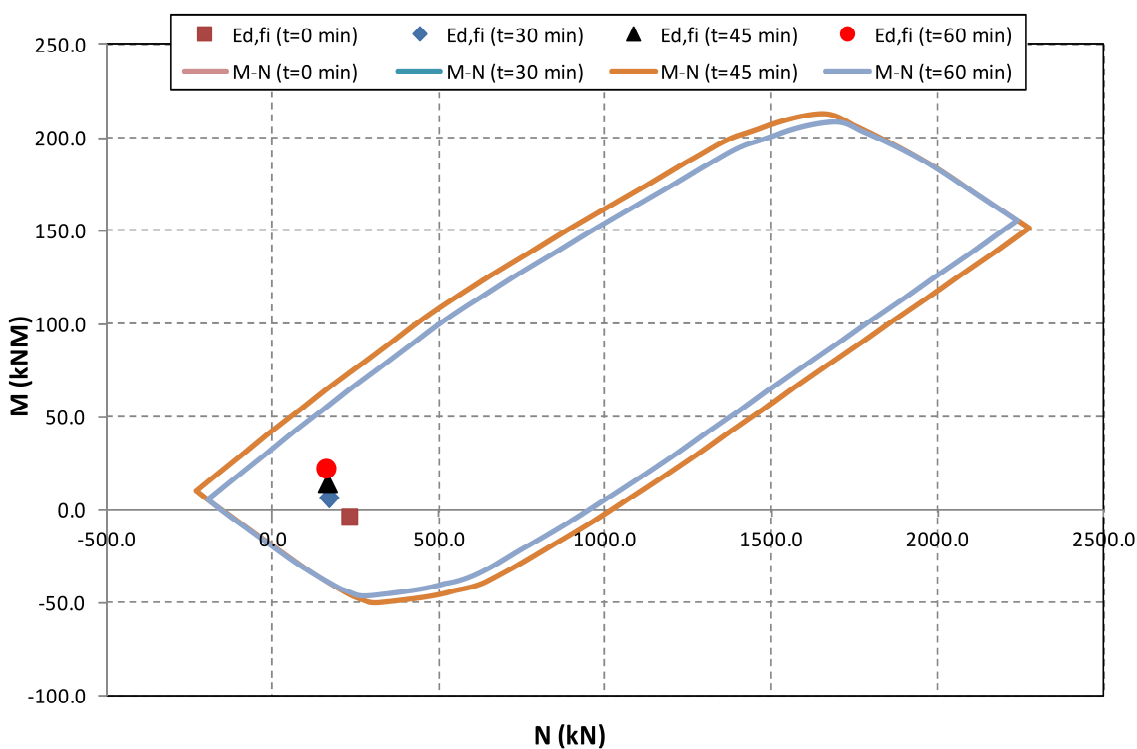


Figura 9.40. Dominio di resistenza della Arco 2 in sezione alle reni (modello senza tirante).

Edificio 2, 3 –volte tipo V2

Dominio M - N (Arco 1 - con tirante) - sezione chiave

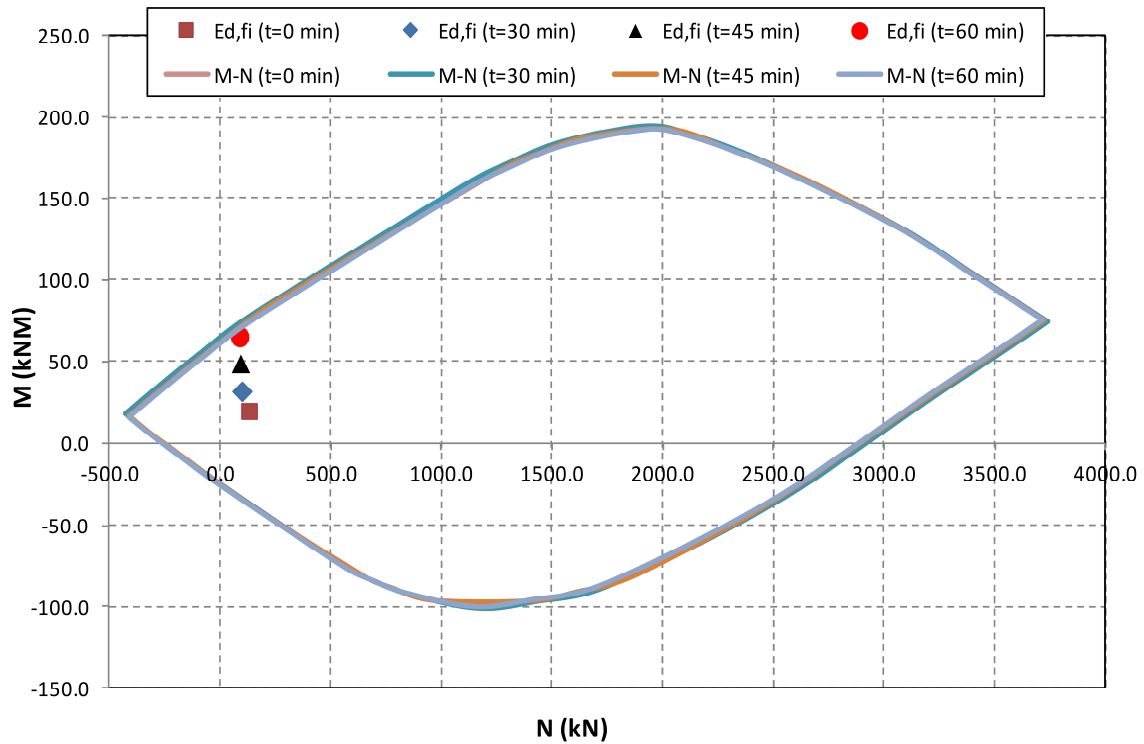


Figura 9.41. Dominio di resistenza della Arco 1 in sezione chiave (modello con tirante).

Dominio M - N (Arco 2 - con tirante) - sezione chiave

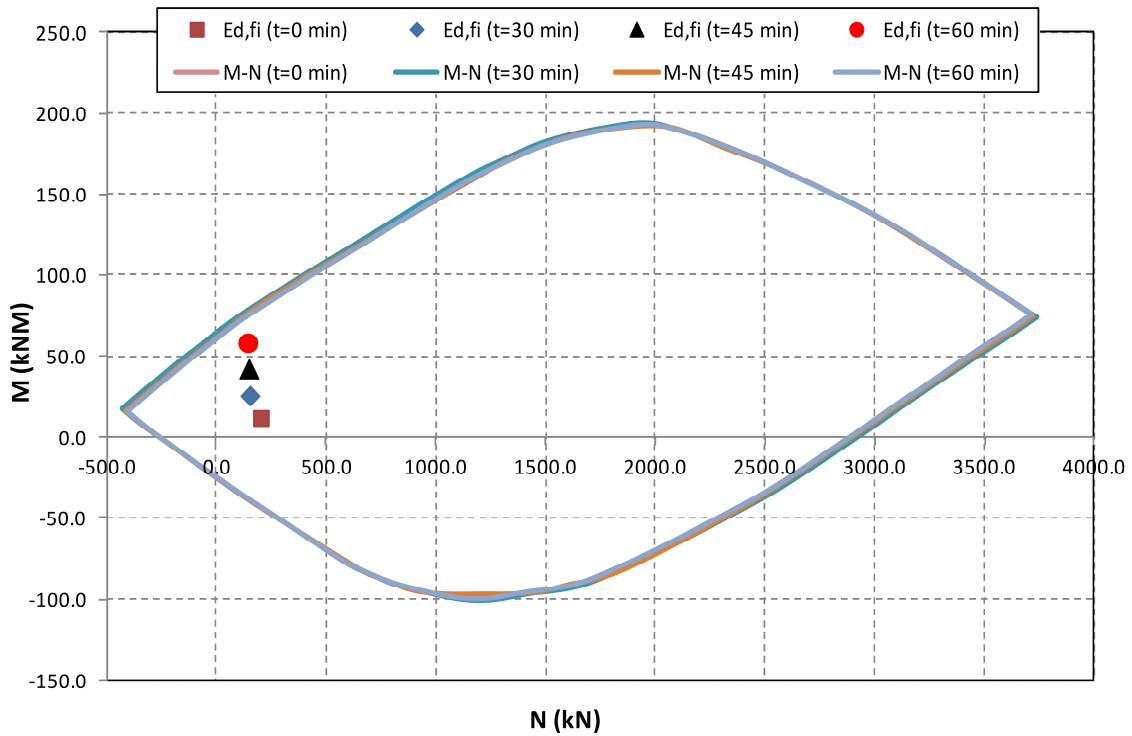


Figura 9.42. Dominio di resistenza della Arco 2 in sezione chiave (modello con tirante).

Dominio M - N (Arco 1 - senza tirante) - sezione chiave

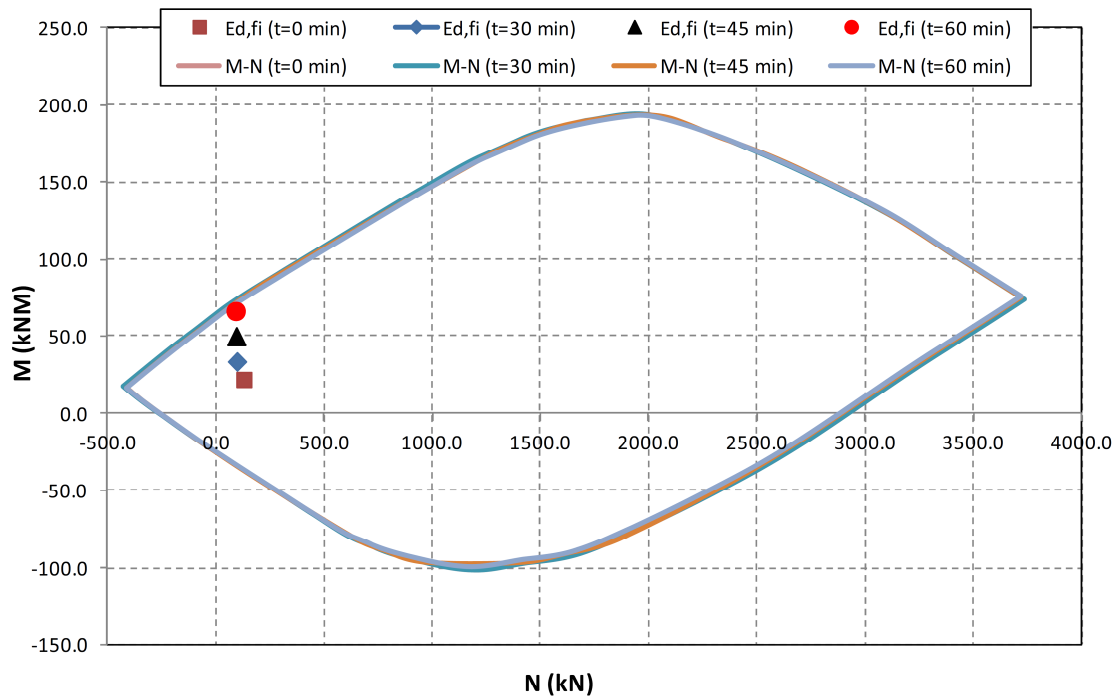


Figura 9.43. Dominio di resistenza della Arco 1 in sezione chiave (modello senza tirante).

Dominio M - N (Arco 2 - senza tirante) - sezione chiave

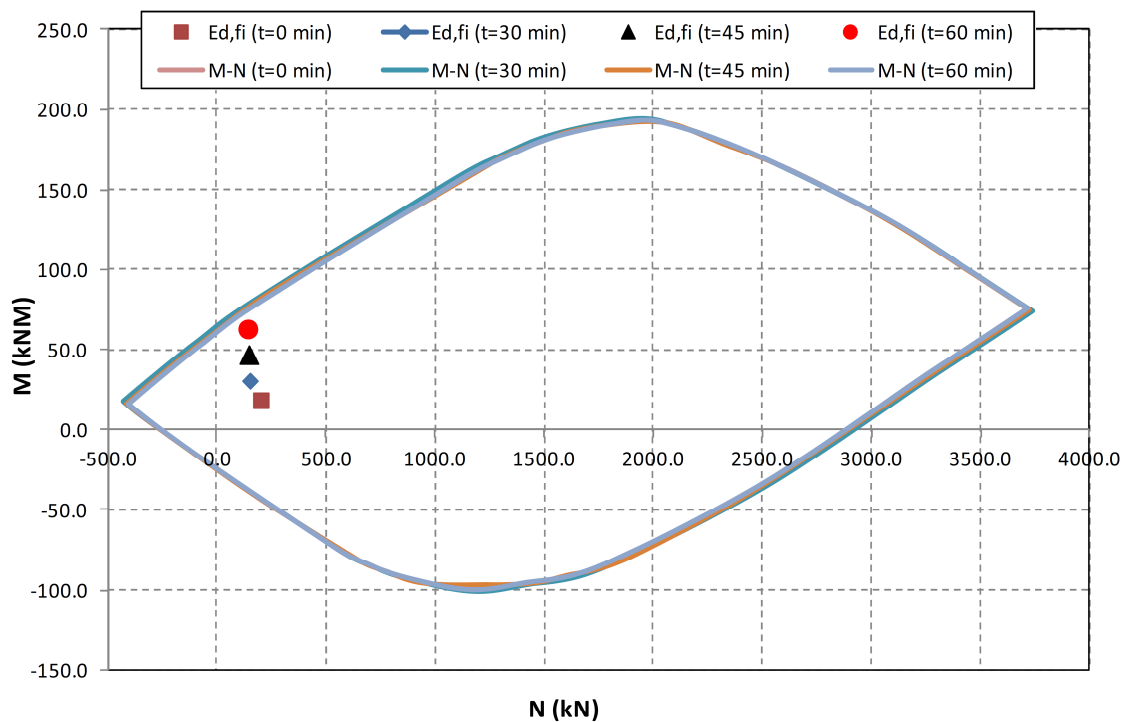


Figura 9.44. Dominio di resistenza della Arco 2 in sezione chiave (modello senza tirante).

Dominio M - N (Arco 1 - con tirante) - sezioni reni

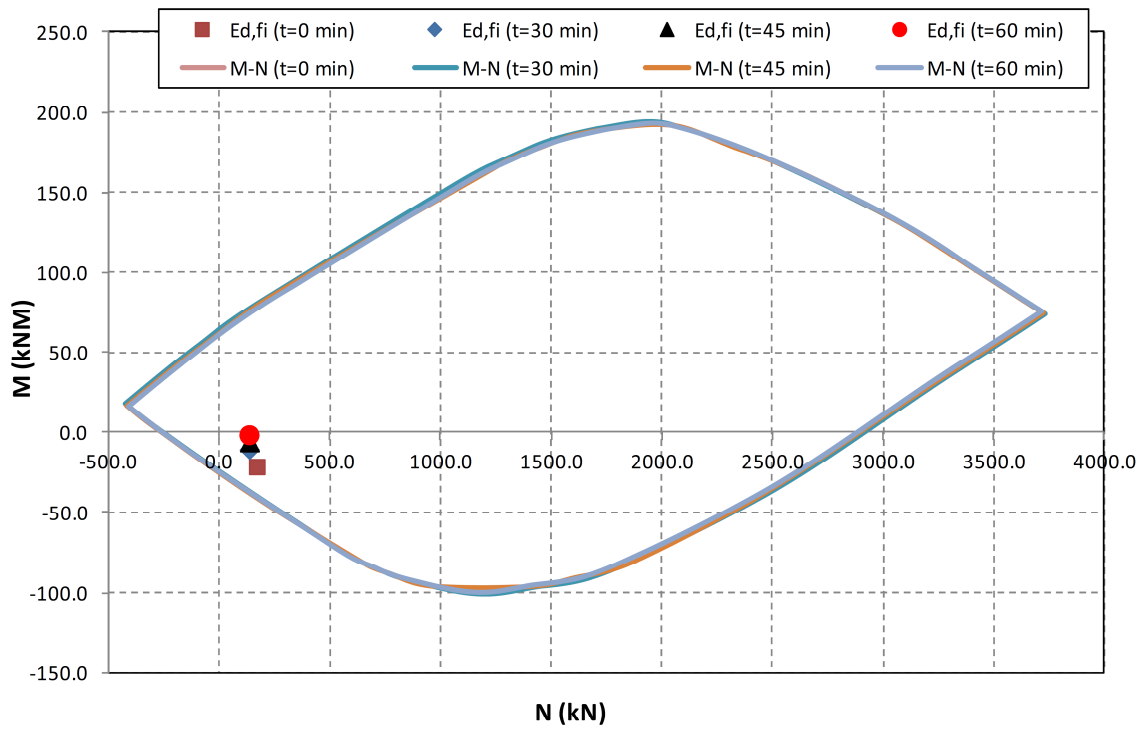


Figura 9.45. Dominio di resistenza della Arco 1 in sezione rene (modello con tirante).

Dominio M - N (Arco 2 - con tirante) - sezioni reni

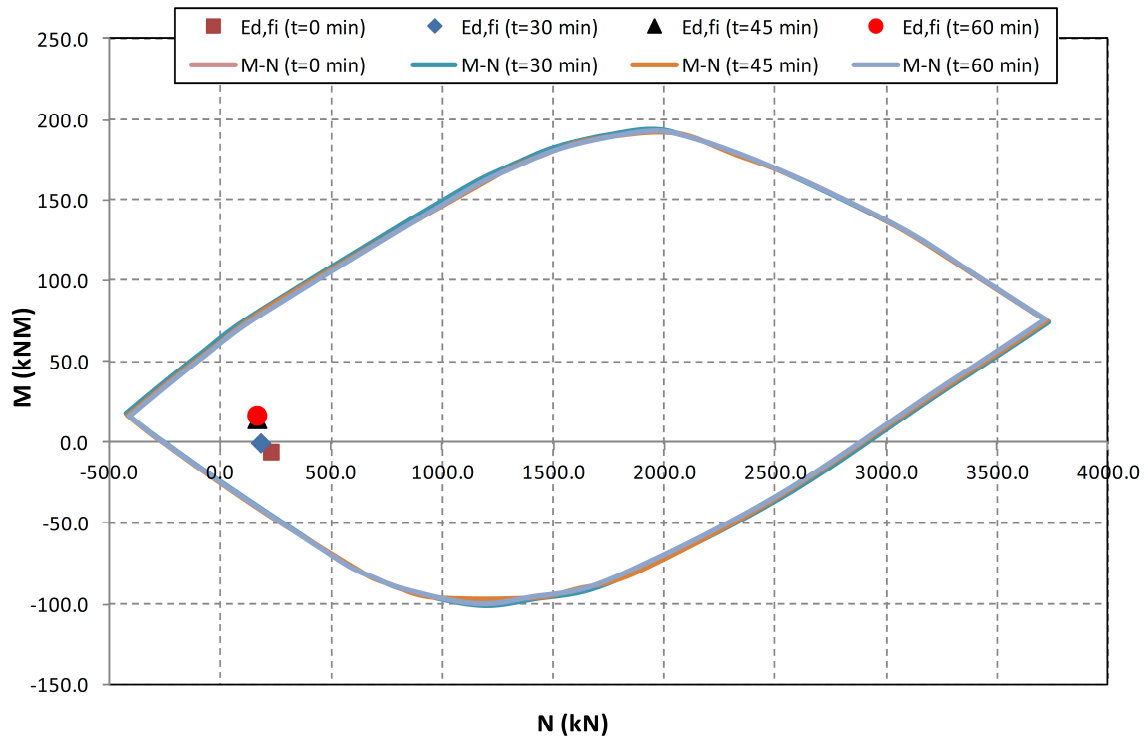


Figura 9.46. Dominio di resistenza della Arco 2 in sezione rene (modello con tirante).

Dominio M - N (Arco 1 - senza tirante) - sezioni reni

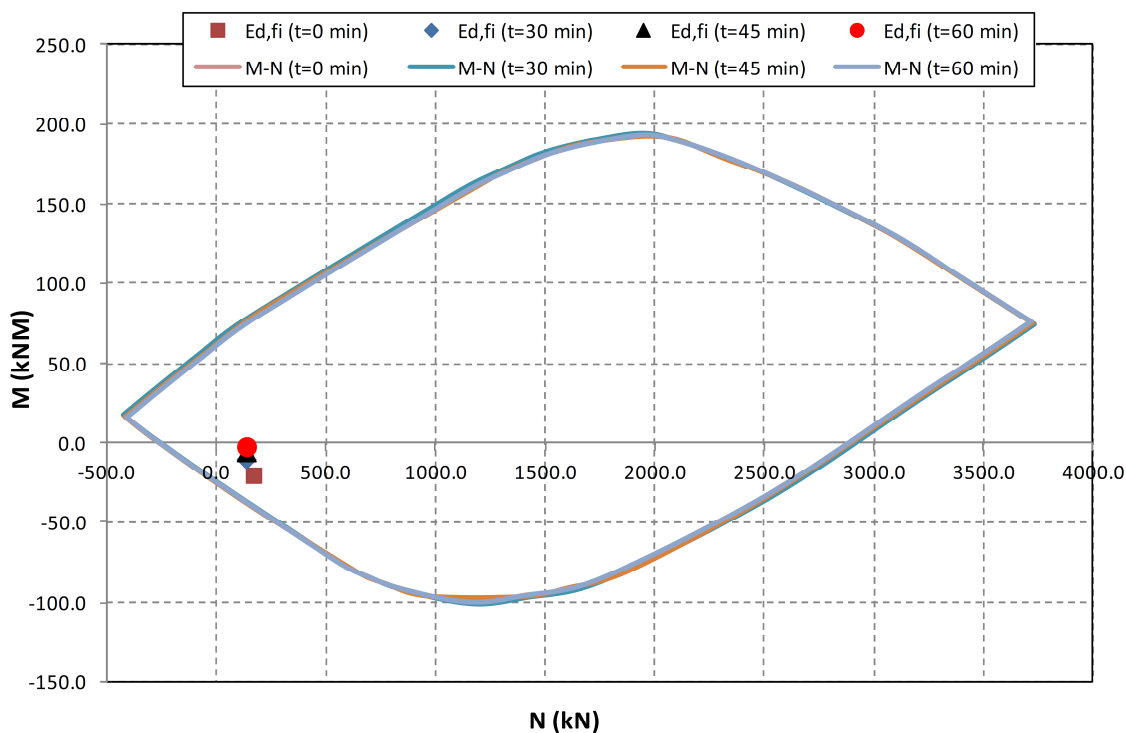


Figura 9.47. Dominio di resistenza della Arco 1 in sezione rene (modello senza tirante).

Dominio M - N (Arco 2 - senza tirante) - sezioni reni

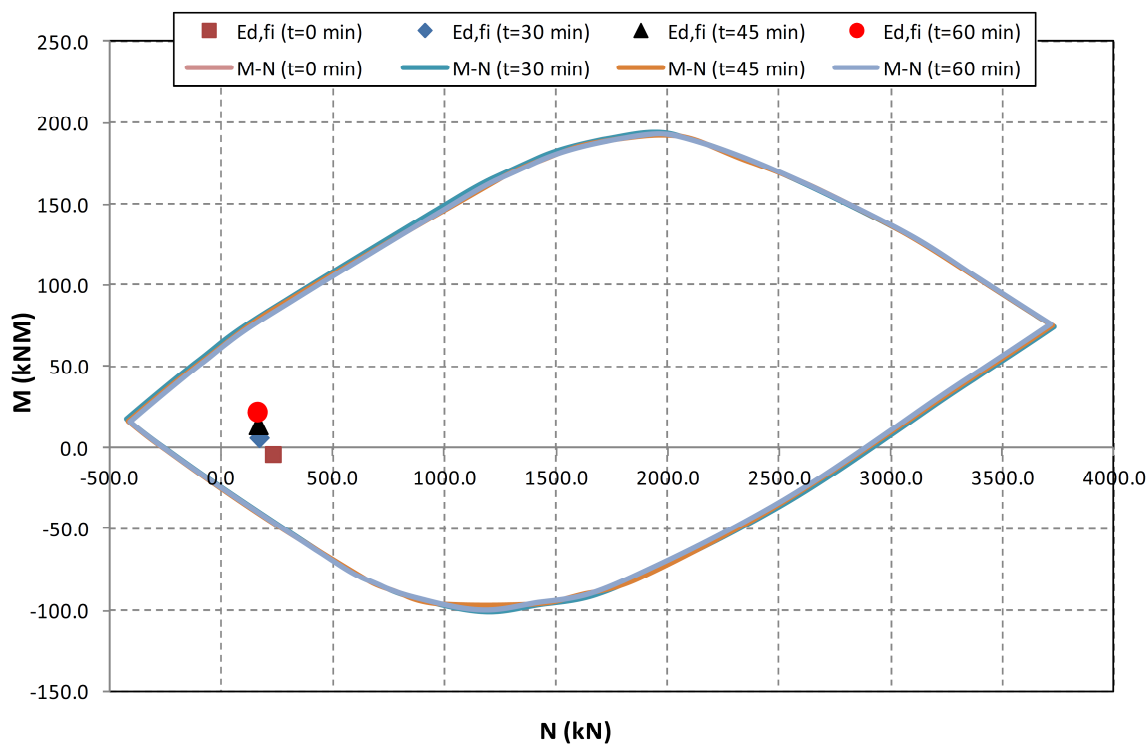


Figura 9.48. Dominio di resistenza della Arco 2 in sezione rene (modello senza tirante).

Dall'analisi dei risultati si evince come la presenza del gradiente di temperatura induca un incremento delle sollecitazioni flettenti in chiave e un inversione di curvatura alle reni. Pertanto i gli archi tipo V1 risultano verificati fino a un tempo di esposizione al fuoco di 45' minuti mentre gli archi tipo V2 sono verificati fino al tempo di 60' minuti. Per quanto riguarda il tirante si evince dall'analisi che la sua omissione non pregiudica la stabilità globale della struttura di copertura per il tempo di resistenza al fuoco indicato, inoltre la presenza del rivestimento protettivo in lana minerale assicura un minore allungamento in caso d'incendio limitando il danneggiamento della struttura.

Pertanto le coperture a volta presenti hanno classe di resistenza al fuoco R 45 (edifici tipo 1) e R 60 (edifici tipo 2 e 3).

Nel caso si voglia incrementare la classe di resistenza al fuoco della struttura di copertura a 120' minuti sarà necessario prevedere degli interventi di riqualificazione al fuoco mediante il trattamento con intonaco isolante tipo Promaspray C450 o prodotti similari per uno spessore medio di 10 mm.

9.2 Applicazione del metodo avanzato con incendio localizzato

9.2.1 Individuazione fuoco

Se dai sopralluoghi effettuati risulta che i materiali con i quali si è calcolato il carico di incendio risultano essere maggiormente concentrati in una zona, si procede all'analisi di un incendio localizzato. Prevedendo la possibilità che il materiale presente possa essere spostato e collocato in modo diverso all'interno del capannone si è deciso di prevedere diversi scenari di incendio localizzato, tenendo fisso il carico in modo da poter valutare i diversi comportamenti della struttura solo in funzione della collocazione dell'incendio.

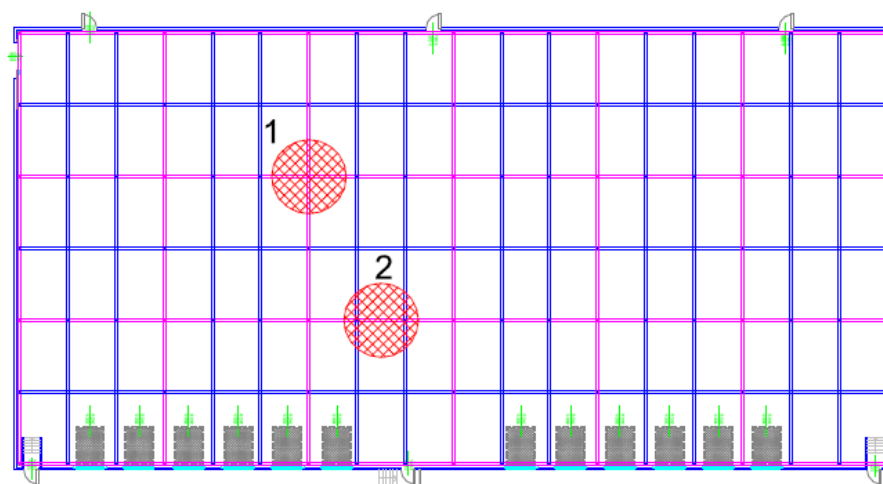


Figura 9.49. Posizione degli incendi localizzati analizzati

9.2.2 Analisi delle potenze liberate durante l'incendio

La zona analizzata si ipotizza di avere un carico di incendio pari a circa 750 MJ/m^2 dislocato su di un'area di 19.6 m^2 (da cui si ricava il diametro dell'area soggetta ad incendio pari a circa 5 m , misura inferiore a 10 m che risulta essere il limite imposto dall'EC 1991-1-2 per la validità dell'analisi con incendio localizzato), che implica un'energia totale che può essere liberata pari a 14719 MJ . L'EC 1991-1-2 descrive che una volta consumato il 70% del combustibile pari a 15750 MJ , l'incendio tende ad estinguersi. Inoltre impone che il rilascio di energia deve essere limitato ad un valore corrispondente a $\text{RHRi} \cdot A = 500 \text{ kW/m} \cdot 19.6 \text{ m} = 9813 \text{ kW}$.

Il valore di RHRi ovviamente varia in base alla velocità di sviluppo dell'incendio (veloce, media, lenta), l'EC1 parte 1-2 ci fornisce dei dati tabellari.

Max Rate of heat release RHR_f			
Occupancy	Fire growth rate	t_α [s]	RHR_f [kW/m ²]
Dwelling	Medium	300	250
Hospital (room)	Medium	300	250
Hotel (room)	Medium	300	250
Library	Fast	150	500
Office	Medium	300	250
Classroom of a school	Medium	300	250
Shopping centre	Fast	150	250
Theatre (cinema)	Fast	150	500
Transport (public space)	Slow	600	250

Figura 9.50. Tasso di crescita del fuoco e RHR_f per occupazioni diverse

Localizzato fast					
A [m ²]	D [m]<10	RHRf [KW/mq]	Qmax [kW]	Qf,d [MJ/m ²]	Etot [MJ]
19.625	5.0	500	9813	750	14718.75

Localizzato medium					
A [m ²]	D [m]<10	RHRf [KW/mq]	Qmax [kW]	Qf,d [MJ/m ²]	Etot [MJ]
19.625	5.0	250	4906	750	14718.75

Localizzato slow					
A [m ²]	D [m]<10	RHRf [KW/mq]	Qmax [kW]	Qf,d [MJ/m ²]	Etot [MJ]
19.625	5.0	250	4906	750	14718.75

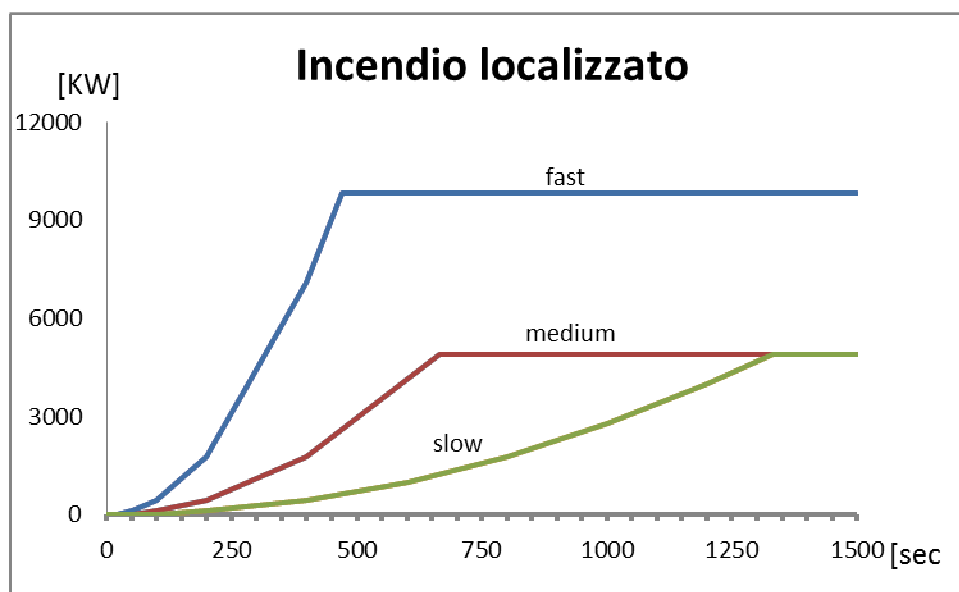


Figura 9.51. Grafico riportante la curva RHR calcolata tramite EC 1993-1-2

9.2.3 Temperature dei gas sopra al plume in un incendio localizzato

Applicando ora le equazioni riportate nel paragrafo 6.5 si possono ottenere le temperatura dell'aria all'intorno dell'elemento che si vuole analizzare e tramite i coefficienti di scambio termico, l'andamento delle temperature dei vari profili nel tempo. Il calcolo riportato nelle tabelle sotto mostra che le fiamme non toccano il soffitto (data la notevole altezza dell'ambiente analizzato e il non eccessivo carico di incendio), inoltre si è calcolato la temperatura della fiamma a 5 m da terra ad ogni istante (in tempo) dell' incendio.

α		150	500	fast					
Temperature dei gas					se LF<H				
t [sec]	t [min]	Q [W]	Q [KW]	Lf [m]	Qc [W]	z [m]	zo [m]	θ_z [°C]	
0	0	0	0	5.1	0	5	-5.1	20.0	
5	0.1	1111	1	5.3	889	5	-5.2	20.5	
10	0.2	4444	4	5.5	3556	5	-5.3	21.2	
20	0.3	17778	18	5.8	14222	5	-5.4	23.0	
50	0.8	111111	111	6.6	88889	5	-5.6	29.7	
100	1.7	444444	444	7.8	355556	5	-6.1	42.9	
200	3.3	1777778	1778	9.8	1422222	5	-6.8	72.0	
400	6.7	7111111	7111	13.2	5688889	5	-8.0	131.1	
470	7.8	9817778	9818	14.4	7854222.2	5	-8.4	151.0	
1500	25.0	9817778	9818	14.4	7854222	5	-8.4	151.0	

Figura 9.52. Calcolo delle temperature in un incendio localizzato fast

La temperatura dei gas calcolata a 5 m di altezza dal suolo, raggiunge in un breve periodo la temperatura di 150°C sopra la zona interessata dall'incendio, mentre le zone circostanti rimarranno ad una temperatura molto più bassa.

α		300	250	medium					
Temperature dei gas					se LF<H				
t [sec]	t [min]	Q [W]	Q [KW]	Lf [m]	Qc [W]	z [m]	zo [m]	θ_z [°C]	
0	0	0	0	5.1	0	5	-5.1	20.0	
5	0.1	278	0	5.2	222	5	-5.1	20.2	
10	0.2	1111	1	5.3	889	5	-5.2	20.5	
20	0.3	4444	4	5.5	3556	5	-5.3	21.2	
50	0.8	27778	28	6.0	22222	5	-5.4	24.0	
100	1.7	111111	111	6.6	88889	5	-5.6	29.7	
200	3.3	444444	444	7.8	355556	5	-6.1	42.9	
400	6.7	1777778	1778	9.8	1422222	5	-6.8	72.0	
665	11.1	4913611	4914	12.1	3930889	5	-7.6	111.4	
1500	25.0	4913611	4914	12.1	3930889	5	-7.6	111.4	

Figura 9.53. Calcolo delle temperature in un incendio localizzato medium

t α		600	250	slow				
Temperature dei gas					se LF<H			
t [sec]	t [min]	Q [W]	Q [KW]	Lf [m]	Qc [W]	z [m]	zo [m]	θ_z [°C]
0	0	0	0	5.1	0	5	-5.1	20.0
5	0.1	69	0	5.2	56	5	-5.1	20.1
10	0.2	278	0	5.2	222	5	-5.1	20.2
20	0.3	1111	1	5.3	889	5	-5.2	20.5
50	0.8	6944	7	5.6	5556	5	-5.3	21.6
100	1.7	27778	28	6.0	22222	5	-5.4	24.0
200	3.3	111111	111	6.6	88889	5	-5.6	29.7
400	6.7	444444	444	7.8	355556	5	-6.1	42.9
600	10.0	1000000	1000	8.8	800000	5	-6.4	57.2
800	13.3	1777778	1778	9.8	1422222	5	-6.8	72.0
1000	16.7	2777778	2778	10.7	2222222	5	-7.1	86.9
1200	20.0	4000000	4000	11.6	3200000	5	-7.4	101.8
1330	22.2	4913611	4914	12.1	3930889	5	-7.6	111.4
1500	25.0	4913611	4914	12.1	3930889		-7.6	111.4

Figura 9.54. Calcolo delle temperature in un incendio localizzato slow

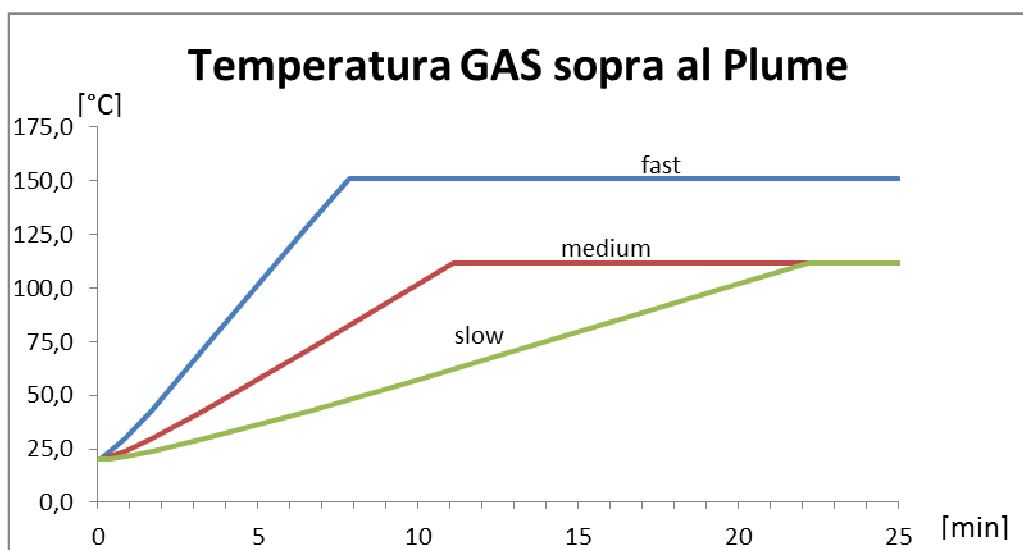


Figura 9.55. Andamento delle temperature dei gas al di sopra del plume

Utilizzando la curva temperatura-tempo dei gas sopra ricavata, si possono ricavare le curve temperature tempo degli elementi interessati dall'incendio.

Ora però rimane il problema di determinare la temperatura dei gas che interessa gli elementi meno esposti alle fiamme.

9.2.4 Temperature dell'ambiente in un incendio localizzato

Per tale scopo si è utilizzati il programma CFAST che ha restituito i risultati riguardo allo sviluppo dei fumi all'interno dell'ambiente e la loro temperatura. Esso è utilizzato soprattutto per verificare la capacità di esodo delle persone dagli ambienti in cui è scoppiato un incendio, infatti permette di valutare l'altezza raggiunta dai fumi, la loro temperatura e quindi anche la visibilità delle persone in fuga.

Di seguito vengono riportati gli step principali dell'evoluzione dell'incendio localizzato in fase di studio simulate appunto tramite il programma CFAST.

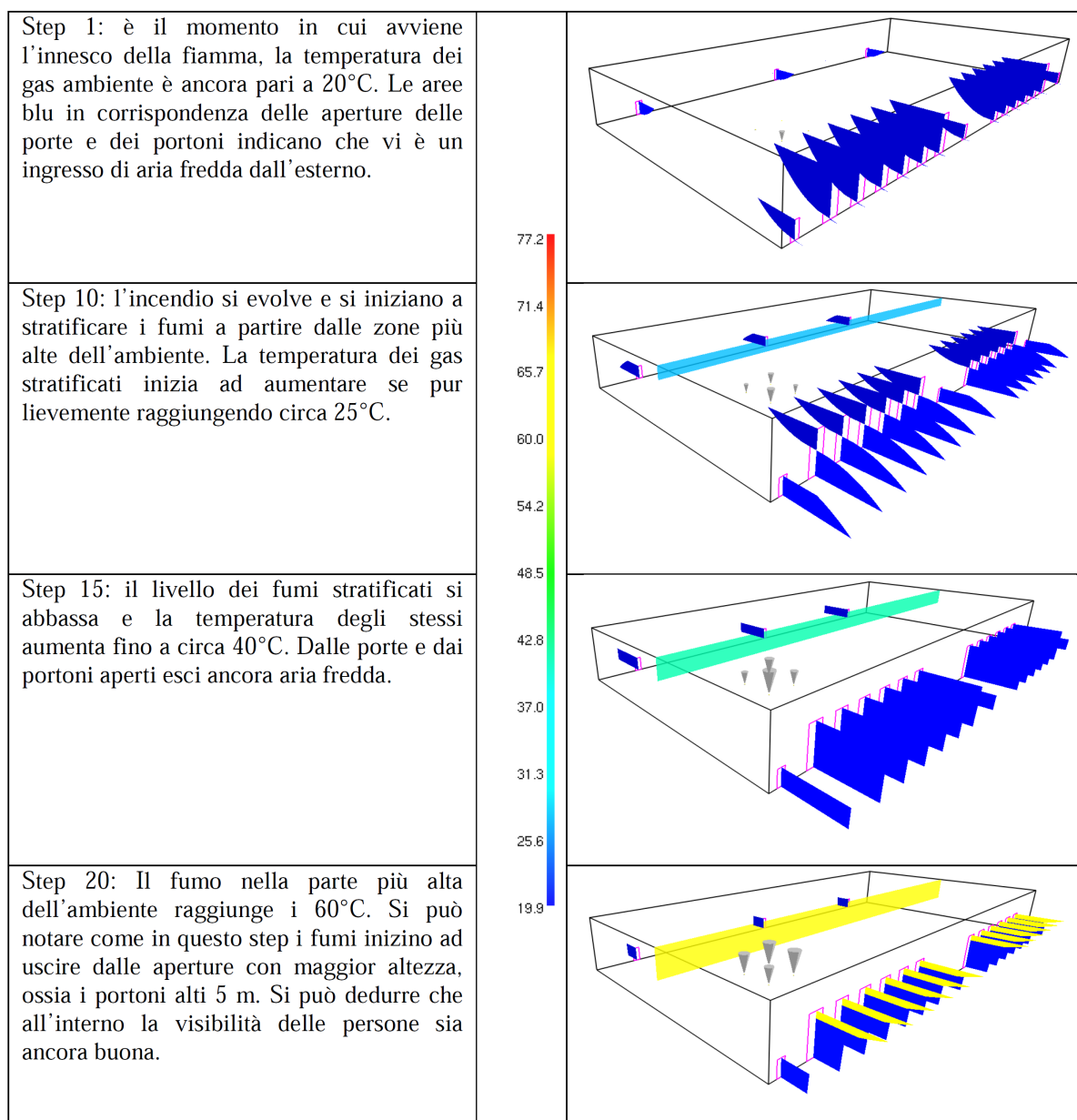


Figura 9.56. Evoluzione dei fumi e delle temperature nell'incendio localizzato (da step 1 a step 20)

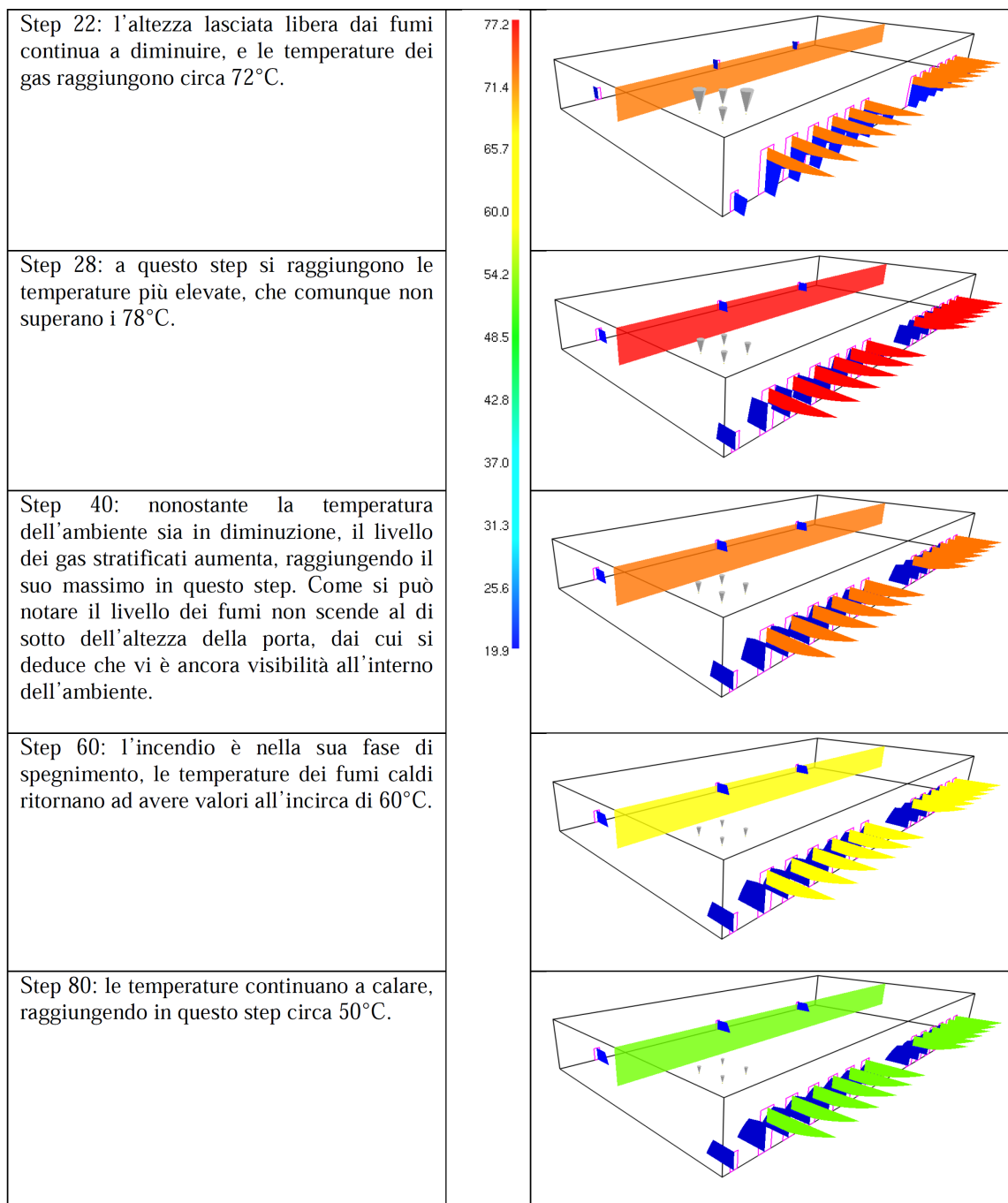


Figura 9.57. Evoluzione dei fumi e delle temperature nell'incendio localizzato (da step 20 a step 80)

La simulazione sopra riportata mostra come le temperature dei gas non all'interno del plume dell'incendio rimangano limitate al di sotto degli 80°C.

Per l'analisi degli scenari di incendio sono state effettuate molteplici simulazioni, ipotizzando diverse collocazioni dell'incendio e delle aperture presenti, ma avendo l'edificio un volume notevole, l'incendio risulta controllato dal materiale presente e non dalla ventilazione.

10. Conclusioni

In base alle considerazioni sopra esposte, si riporta di seguito un prospetto riassuntivo con indicati i risultati delle analisi condotte relative alla verifica della resistenza al fuoco delle strutture portanti del primo caso analizzato.

Sulla base del quale sarà possibile definire gli eventuali interventi di riqualificazione al fine della certificazione al fuoco degli elementi in oggetto.

ELEMENTI STRUTTURALI	CLASSE DI RESISTENZA AL FUOCO	INTERVENTI DI RIQUALIFICAZIONE
Pilastri in c.a.	R 90	Nel caso di incremento della resistenza al fuoco alla classe R 120 è necessario prevedere un trattamento protettivo mediante l'applicazione di vernice intumescente tipo Promapaint Wip per un quantitativo di 600 gr/m ² o in alternativa 15 mm di intonaco isolante tipo Promaspray P450 o similari.
Travi in c.a.	R 60	Nel caso di incremento della resistenza al fuoco alla classe R 90/120 è necessario prevedere un trattamento protettivo mediante l'applicazione rispettivamente di 10/15 mm di intonaco isolante tipo Promaspray P450 o similari.
Travi in c.a. Volte di copertura tipo V1	R 45	Nel caso di incremento della resistenza al fuoco alla classe R 60/90/120 è necessario prevedere un trattamento protettivo mediante l'applicazione di 10 mm di intonaco isolante tipo Promaspray P450 o similari.
Volte di copertura tipo V2 e V3	R 60	Nel caso di incremento della resistenza al fuoco alla classe R 90/120 è necessario prevedere un trattamento protettivo mediante l'applicazione di 10 mm di intonaco isolante tipo Promaspray P450 o similari.

Dalla seconda analisi (fuoco localizzato) si evince chiaramente che per edifici di una notevole volumetria come i capannoni industriali, l'uso della curva standard ISO 834, richiesta dal decreto ministeriale del 2007 è se non errata quantomeno impropria e sovradimensionata a causa proprio della conformazione strutturale, architettonica e logistica di un edificio di questo tipo.

Tramite le analisi applicate, si stabilisce che la maggior parte degli edifici che hanno ottenuto il CPI secondo la normativa abrogata, se dovessero subire degli interventi già descritti in precedenza e che quindi dovessero essere riverificati secondo la normativa vigente, andrebbero in contro a spese per la protezione degli elementi strutturali. Questa considerazione ovviamente può essere analizzata di caso in caso, sulla base della tipologia di struttura o degli elementi utilizzati.

È importante che il progettista analisi in dettaglio tutti i particolari, soprattutto per strutture che possono avere un basso valore di richiesta di requisito al fuoco, in quanto anche solo un errore di 5 minuti può compromettere l'incolumità di molti lavoratori. Quando invece sono richiesti alti valori di resistenza al fuoco, come per i capannoni industriali, una differenza di 5 minuti incide meno, in quanto essendo tali edifici costituiti da ampi spazi aperti, se dovesse scoppiare un incendio, il tempo di reazione sommato al tempo di fuga risultano essere di lunga inferiore al requisito richiesto dalla normativa alle strutture.

Bibliografia

Libri e testi di riferimento:

1. Massonnet Ch., Save M. - *Calcolo plastico a rottura delle costruzioni 1980*
2. Masi F., - *Costruire in acciaio 1996*
3. Franssen J.-M., Kodur V., Zaharia R., - *Designing Steel Structures for Fire Safety 2009*
4. La Malfa A., La Malfa S., - *Prevenzione incendi – Approccio ingegneristico alla sicurezza antincendio 2009.*
5. Dell’Asta A., Landolfo R., Salvatore W. - *Edifici monopiano in acciaio ad uso industriale 2009*
6. Gambarova P., Felicetti R. - *Progetto delle strutture resistenti al fuoco 2009*
7. Leonardi A., Passaretti G. - *Guida pratica alla valutazione del carico di incendio 2010*
8. Marsella S., Nassi L. - *L’ingegneria della sicurezza antincendio e il processo prestazionale 2010*
9. Arangio S., Bucchi F., Bontempi F. - *Progettazione di strutture in acciaio 2010*

Siti internet di riferimento:

10. www.vigifuoco.it

11. www.antincendio.it

Normative di riferimento:

12. UNI EN 1991-1-1 - *Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale, Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici 2004*
13. UNI EN 1991-1-2 - *Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco 2004*
14. UNI EN 1993-1-1 - *Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici 2005*
15. UNI EN 1993-1-2 - *Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio 2005*
16. UNI EN 1996-1-2 - *Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture di muratura - parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendi 2005*
17. CIRCOLARE 91 del 14/09/61 - *Norme di sicurezza per la protezione contro il fuoco dei fabbricati a struttura in acciaio destinati ad uso civile*
18. D.M. 16 FEBBRAIO 1982 - *Modificazioni del decreto ministeriale 27 settembre 1965, concernente la determinazione delle attività soggette alle visite di prevenzione incendi.*
19. D.M. 9 MARZO 2007 - *Prestazioni di resistenza al fuoco delle costruzioni nelle attività soggette al controllo del Corpo nazionale dei vigili del fuoco*
20. D.M. 16 FEBBRAIO 2007 - *Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione.*
21. D.M. 14 gennaio 2008 - *Norme tecniche per la progettazione*
22. CIR. MIN. INFRASTRUTTURE E TRASPORTI N°617 del 02/02/2009. - *Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 Gennaio 2008*

- 23.D.M. 14/01/2008 (brevemente NTC 2008) - *Norme tecniche per le costruzioni di cui alla legge 5 novembre 1971 n. 1086 in sostituzione al D.M. del 14/09/2005*
- 24.D.M. 14/01/2008 (brevemente NTC 2008) - *Norme tecniche per le costruzioni di cui alla legge 5 novembre 1971 n. 1086 in sostituzione al D.M. del 14/09/2005*
- 25.C.N.R. 10024/86 - *Analisi di strutture mediante elaboratore impostazione delle relazioni di calcolo.*
- 26.Norma UNI-VVFF 9502 - *Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi in conglomerato cementizio armato normale e precompresso*

Indice delle figure

Figura 1.1. Capannone per copertura aerei con luce di 108 m	13
Figura 2.1. Volta a botte tipo con terminologia	18
Figura 2.2. schemi statici volte a botte	20
Figura 2.2. Arco amato, armatura (A) posta all'estradosso, (B) posta all'intradosso	31
Figura 2.3. Dettaglio dell'interfaccia tra tirante e muratura.	32
Figura 3.1. capannone a volta tipo con struttura in acciaio	36
Figura 3.2. Elementi assimilabili in cantiere	37
Figura 3.3. Particolari di arco a 3 cerniere	38
Figura 3.4. volta della stazione centrale di Alessandria	38
Figura 3.5. Tirante di consolidamento nel terreno di fondazione	39
Figura 3.6. trave reticolare tipo Mohrié a diagonali tese	41
Figura 3.7. trave reticolare tipo Warren a diagonali tese e compresse	41
Figura 3.8. trave reticolare tipo Polonceau	41
Figura 3.9. trave reticolare tipo inglese	41
Figura 3.9. capriata a falce (struttura spingente)	41
Figura 3.10. Tetto con capriata a falce	42
Figura 3.11. Trave a shed	42
Figura 3.12. Trave di copertura formata da una trave composta ad anima piena	42
Figura 3.13. Esempio di copertura di un capannone industriale a più ordini perpendicolari	44
Figura 3.14. Esempio di posa alternata di travi secondarie ed elementi di copertura	45
Figura 3.15. Esempio di struttura con due soli ordini di elementi	45
Figura 3.16. Schema statico della tipologia con pilastri incastrati alla base e capriate accoppiate a cerniera	46
Figura 3.17. Vista capannone con pilastri incastrati alla base e capriate accoppiate a cerniera	47
Figura 3.18. trave principale a doppia pendenza	47
Figura 3.19. Schema capannone con pilastri incastrati alla base e collegamento rigido a flessione della traversa	48
Figura 3.20. Schema statico telaio: (a) ad una cerniera; (b) a tre cerniere	49
Figura 3.21. Schema statico sistema a "Lambda"	49
Figura 3.22. Schema capannone con piedritti ad L ed a T	50
Figura 3.23. Schema capannone con piedritti a λ	50
Figura 3.24. Tipologie dei giunti	50
Figura 3.25. Esempi di lucernari	51
Figura 3.26. Schema statico di capannoni a più navate	52
Figura 3.27. Schema statico capannone a più navate con sistema lambda	52
Figura 3.28. Travature a correnti paralleli	53
Figura 3.29. Travature con correnti superiori configurati ad arco o poligonali e con elementi terminali triangolati o meno	54
Figura 3.30. Travature triangolari	54
Figura 3.31. Travate Vierendeel	54
Figura 3.32. Telai reticolari	55
Figura 3.33. Esempio di giunzione delle armature nel corrente teso	55
Figura 3.34. Es. di ancoraggio delle armature nei nodi interni e di estremità del corrente teso	56
Figura 3.35. Traliccio prefabbricato in c.a.	57
Figura 3.36. Schema statico di calcolo della travatura reticolare con catena precompressa	57

Figura 3.37. Armature nei nodi della travatura	58
Figura 3.38. Disposizione dei ferri piegati nelle aste	59
Figura 3.39. Esempi di dispositivi di appoggio delle travature	59
Figura 3.40. Tecniche di realizzazione di strutture ad arco in officina	60
Figura 3.41. Arco parabolico reticolare a spinta eliminata	62
Figura 3.42. Ancoraggio di perimetro della catena	63
Figura 3.43. Ancoraggio delle catene nelle strutture di colmo	63
Figura 3.44. Sistemi di controvento per la trasmissione di azioni a terra e per stabilizzare travi di copertura	66
Figura 3.45. Esempio di controvento in legno con configurazione a "V"	67
Figura 3.46. Controvento in legno con configurazione a "K"	68
Figura 3.47. Controventi con pannelli di legno strutturale; struttura portante	69
Figura 3.48. Controventi con pannelli di legno strutturale; vista interna	69
Figura 3.49. Controventi con pannelli di legno strutturale; pianta dei pannelli sfalsati	69
Figura 3.50 tipologie di copertura con struttura in lamellare	71
Figura 3.51 tipologie di copertura con struttura in lamellare	72
Figura 3.52. Solaio da gettarsi in opera	74
Figura 3.53. Solaio misto semiprefabbricato a travetti in cemento armato e blocchi in laterizio	74
Figura 3.54. Solaio misto semiprefabbricato a pannelli o a lastre con alleggerimento in laterizio	74
Figura 4.1. Correlazione fra indice totale di valutazione e coefficiente di riduzione del carico di incendio	79
Figura 4.2 Requisito di resistenza al fuoco sulla base del carico di incendio, determinato per un livello di prestazione III	80
Figura 4.3. Spessore minimo di rivestimento richiesto per elementi in acciaio sollecitati a flessione o a trazione. (Circolare n.91 del 1961)	82
Figura 4.4. Tipologie e spessori di rivestimento richiesti per elementi in acciaio. (Circolare n.91 del 1961)	83
Figura 4.5. Travi tiranti e colonne in acciaio (D.M. 16 febbraio 2007)	84
Figura 5.1. Confronto del decadimento meccanico di due sezioni aventi differenti resistenze a freddo	92
Figura 5.2. Valori dei coefficienti di combinazione	93
Figura 5.3. Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU	94
Figura 6.1. Confronto tra le curve nominali dell'EC3	98
Figura 6.2. Curve temperatura-tempo al variare del carico di incendio	101
Figura 6.3. Curve temperature-tempo al variare della velocità di accrescimento dell'incendio	102
Figura 6.4. Curve temperature-tempo al variare del rapporto Sf/V	103
Figura 6.5. Sviluppo verticale della fiamma e distanze che influenzano le temp. (EC1 1991-1-2)	103
Figura 6.6. Confronto tra curve di incendio localizzato al variare del carico di incendio	104
Figura 6.7. Confronto tra le curve analizzate	105
Figura 6.6. Velocità di crescita incendi t^2	106
Figura 6.7. Fase di accrescimento di un incendio t^2	107
Figura 6.8. Curve t^2 con diverse velocità di accrescimento	108
Figura 7.1. Calore specifico in funzione della temperatura	112
Figura 7.2.. Conducibilità termica in funzione della temperatura	113
Figura 7.3. Variazione della dilatazione termica in funzione della temperatura	114
Figura 7.4. Curve sforzo deformazione a temperatura elevata per acciaio laminato a caldo	115
Figura 7.5. Fattori di riduzione del modulo elastico, della tensione di snervamento e del relativo limite di proporzionalità	116

Figura 7.6. Fattori di riduzione della resistenza allo snervamento e del modulo elastico all'aumentare della temperatura da EC3	117
Figura 7.7. Verifica della classe di sezione per le piattabande esterne	118
Figura 7.8. Verifica della classe di sezione per parti interne soggette a compressione	119
Figura 7.9. Verifica della classe di sezione per gli angolari	120
Figura 7.10. Trasferimento del calore per irraggiamento tra due aree infinitesimi	124
Figura 7.11. Andamento delle temperature di elementi in acciaio esposti alla curva nominale standard al variare del fattore A_m/V ; fondo scala pari a 240 minuti	125
Figura 7.12. Andamento delle temperature di elementi in acciaio esposti alla curva nominale standard al variare del fattore A_m/V ; fondo scala pari a 60 minuti	125
Figura 7.13. Sviluppo orizzontale della fiamma e distanze che influenzano le temperature (EC1)	126
Figura 8.1. Curva sforzo-deformazione con approssimazione di tipo elasto-plastico	132
Figura 8.2. Tensioni in un elemento di acciaio sottoposto a trazione	133
Figura 8.3. Diagrammi momento flettente-freccia per una trave in acciaio	134
Figura 8.4. Meccanismo di collasso per travi semplicemente appoggiate	137
Figura 8.5. Meccanismo di collasso per travi semplicemente continue	137
Figura 8.6. Lunghezze di libera inflessione di colonne esposte al fuoco in una struttura multipiano (EC3 2005)	139
Figura 8.7. Valori del fattore del momento equivalente in funzione della tipologia di diagramma (EC 1993-1-2)	141
Figura 8.8. Deformazioni di travi e colonne in una struttura multipiano soggetta ad incendio al piano terra	142
Figura 8.9. Diagramma momento-curvatura per una trave di materiale duttile	144
Figura 8.10. Travi variamente vincolate agli estremi	146
Figura 8.11. Ridistribuzione del momento nel caso di momenti resistenti uguali al positivo ed al negativo	147
Figura 8.12. Ridistribuzione dei momenti nel caso di momenti resistenti diversi al positivo ed al negativo	148
Figura 8.13. Diagramma del momento flettente in una trave continua a due campate	149
Figura 8.14. Comportamento rigido-plastico di una trave incastrata alle estremità	150
Figura 8.15. Cinematismi di collasso in una trave iperstatica	151
Figura 9.1. Planimetria generale – Inquadramento dei capannoni in oggetto	156
Figura 9.2. Pianta Edificio 1	157
Figura 9.3. Sezione Edificio 1	158
Figura 9.3. Pianta Edificio 2	158
Figura 9.4 Pianta Edificio 3	159
Figura 9.5. Sezione longitudinale edificio 3	159
Figura 9.6. Sezione trasversale edificio 3	160
Figura 9.7. Vista dell'ingresso del complesso edilizio (fronte Edificio 3)	161
Vista 9.8. Volta dell'edificio 1	161
Figura 9.8. Vista interna edificio 1	161
Figura 9.9. Travetti prefabbricati edificio 1	162
Figura 9.10. Tiranti rivestiti con lana minerale	162
Figura 9.11. Parete di separazione dell'edificio 2 a confine con altra attività	163
Figura 9.12. Vista interna edificio 3	163
Figura 9.13. Edificio 3:Parete in muratura di separazione tra corpo principale e secondario	164
Figura 9.14. Edificio 3:Copertura a volta corpo secondario	164
Figura 9.15. Vista frontale della parete di separazione in blocchi in cls vibrocompresso	

all'interno del corpo principale dell'edificio 3	165
Figura 9.16. Particolare della parete in blocchi in calcestruzzo in corrispondenza della sommità	165
Figura 9.17. Corpo secondario edificio 3 con adiacente centrale termica	166
Figura 9.18. Pilastro di spina in c.a	167
Figura 9.19. Pilastro perimetrale in c.a	167
Figura 9.20. Trave di spina in c.a. figura	168
Figura 9.21. Trave di bordo in c.a.	168
Figura 9.22. Copertura a volta tipo V1	169
Figura 9.23. Copertura a volta tipo V2	169
Figura 9.24. Pilastro centrale dei depositi	174
Figura 9.25. Pilastro perimetrale dei depositi	174
Figura 9.26. Dominio di resistenza del pilastro centrale	175
Figura 9.27. Dominio di resistenza del pilastro perimetrale	176
Figura 9.28. Sezione in campata della trave a Y a sostegno della volta (trave centrale) – Distribuzione delle temperature dopo 60' minuti	177
Figura 9.29. Sezione in campata della trave di bordo – Distribuzione delle temperature dopo 60' minuti.	177
Figura 9.30. Confronto tra il momento resistente della trave centrale ed il momento sollecitante in funzione del tempo dell'esposizione al fuoco	179
Figura 9.31. Confronto tra il momento resistente della trave di bordo e il momento sollecitante in funzione del tempo dell'esposizione al fuoco	179
Figura 9.32. Schema del modello F.E.M. 2-D	180
Figura 9.32. Modello sezione trasversale volta in laterocemento tipo V2 - Mappatura termica a 60' minuti.	182
Figura 9.33. Dominio di resistenza della Arco 1 in sezione chiave (modello con tirante)	183
Figura 9.34. Dominio di resistenza della Arco 2 in sezione chiave (modello con tirante)	183
Figura 9.35. Dominio di resistenza della Arco 1 in sezione chiave (modello senza tirante)	184
Figura 9.36. Dominio di resistenza della Arco 2 in sezione chiave (modello senza tirante)	184
Figura 9.37. Dominio di resistenza della Arco 1 in sezione alle reni (modello con tirante)	185
Figura 9.38. Dominio di resistenza della Arco 2 in sezione alle reni (modello con tirante)	185
Figura 9.39. Dominio di resistenza della Arco 1 in sezione alle reni (modello senza tirante)	186
Figura 9.40. Dominio di resistenza della Arco 2 in sezione alle reni (modello senza tirante)	186
Figura 9.41. Dominio di resistenza della Arco 1 in sezione chiave (modello con tirante)	187
Figura 9.42. Dominio di resistenza della Arco 2 in sezione chiave (modello con tirante)	187
Figura 9.43. Dominio di resistenza della Arco 1 in sezione chiave (modello senza tirante)	188
Figura 9.44. Dominio di resistenza della Arco 2 in sezione chiave (modello senza tirante)	188
Figura 9.45. Dominio di resistenza della Arco 1 in sezione rene (modello con tirante)	189
Figura 9.46. Dominio di resistenza della Arco 2 in sezione rene (modello con tirante)	189
Figura 9.47. Dominio di resistenza della Arco 1 in sezione rene (modello senza tirante)	190
Figura 9.48. Dominio di resistenza della Arco 2 in sezione rene (modello senza tirante)	190
Figura 9.49. Posizione degli incendi localizzati analizzati	191
Figura 9.50. Tasso di crescita del fuoco e RHRf per occupazioni diverse	193
Figura 9.51. Grafico riportante la curva RHR calcolata tramite EC 1993-1-2	193
Figura 9.52. Calcolo delle temperature in un incendio localizzato fast	194
Figura 9.53. Calcolo delle temperature in un incendio localizzato medium	194
Figura 9.54. Calcolo delle temperature in un incendio localizzato slow	195
Figura 9.55. Andamento delle temperature dei gas al di sopra del plume	195

Figura 9.56. Evoluzione dei fumi e delle temperature nell'incendio localizzato (da step 1 a step 20)	196
Figura 9.57. Evoluzione dei fumi e delle temperature nell'incendio localizzato (da step 22 a step 80)	197

