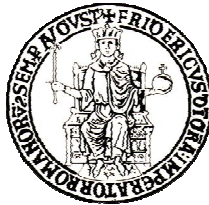


Università degli Studi di Napoli FEDERICO II
Facoltà di Ingegneria

DOTTORATO DI RICERCA IN INGEGNERIA DEI MATERIALI E DELLE STRUTTURE
COORDINATORE PROFF. D. ACIERNO E G. MENSITIERI
XXIII CICLO



GIUSEPPE CEFARELLI

TESI DI DOTTORATO

**Analisi Teorico-Sperimentale di solette in calcestruzzo
armato con barre di FRP soggette ad incendio**

TUTOR PROF. ING. EMIDIO NIGRO

NOVEMBRE 2010

Alla mia famiglia

Ringraziamenti

Il dottorato? Un'esperienza che sono orgoglioso di aver avuto l'opportunità di fare e che in fondo già so che mi mancherà. Il tempo, scandito da "la scadenza" di questo o quell'articolo, in questi tre anni sembra essere passato più velocemente, ma dentro di me rimangono tantissimi ricordi; alcuni bellissimi altri meno, ma tutti, certamente, mi hanno aiutato a crescere e ad essere quello che sono oggi.

Di questo devo ringraziare il professore Emidio Nigro che ho avuto la fortuna di avere come Tutor durante questi tre anni. Delle sue capacità nel campo scientifico non avevo dubbi, ma sono rimasto particolarmente colpito dalle sue doti umane che ne fanno per me un esempio. Grazie a lui ho avuto la possibilità di sviluppare questo argomento di ricerca e di fare esperienze sempre nuove che mi hanno stimolato a dare sempre di più.

Un particolare ringraziamento va all'ing. Antonio Bilotta, collega ed amico, senza il cui fondamentale supporto la stesura di questa tesi non sarebbe stata possibile. Rimarranno indimenticabili i viaggi fatti a San Benedetto Po ed a Milano, le giornate al lavoro per la strumentazione delle solette ma anche le serate a cena sul Po oppure alla mitica Cotoletteria. E come non ricordare l'abbondante cena dal Conte Ugolino gentilmente offerta dal prof. Nigro per festeggiare il buon esito delle prove?

Grazie ai professori Gaetano Manfredi ed Edoardo Cosenza per i loro preziosi suggerimenti e spunti di riflessione.

Inoltre, grazie a tutti i miei colleghi del Dipartimento di Ingegneria Strutturale che in questi anni hanno condiviso con me gran parte della giornata. Grazie all'ing. Anna Ferraro per la pazienza che ha avuto nel dover fare spesso anche il mio lavoro.

Ringrazio tutte le persone a me care, in primis Antonio (compagno di casa da sempre), che mi hanno sostenuto ed accompagnato in questa esperienza. Con loro ho vissuto una fase importante della mia vita e spero che in futuro io possa ricambiare loro l'affetto che mi hanno manifestato.

Un ringraziamento speciale va a mia sorella ed ai miei genitori che in tutti questi anni di vita sono stati il mio sostegno nei momenti difficili. Grazie a loro so che se mai dovessi cadere avrei sempre qualcuno pronto a rialzarmi. Di una cosa purtroppo sono rammaricato: mia nonna Maria non può vivere con me la gioia di questo nuovo traguardo. Spero comunque di averla resa orgogliosa.

Infine, ringrazio la persona che è nel mio cuore, Annalaura, gioia della mia vita. Grazie per la tua pazienza e la tua positività anche nei momenti difficili e per donarmi sempre la felicità.

Napoli, Novembre 2010

Giuseppe

INDICE

<i>CAPITOLO 1</i>	<i>Introduzione</i>	1
1.1	Generalità	1
1.2	Definizione del problema	3
1.3	Argomenti ed obiettivi della ricerca	5
1.4	Struttura della tesi	6
1.5	Ringraziamenti	8
<i>CAPITOLO 2</i>	<i>Materiali Compositi fibro-rinforzati nell'ambito dell'ingegneria Civile</i>	9
2.1	Caratterizzazione dei materiali compositi fibro-rinforzati	9
2.1.1	Fibre	10
2.1.2	Matrici	12
2.1.3	Polimeri fibro-rinforzati (FRP)	16
2.2	FRP per le costruzioni civili	21
2.2.1	Riabilitazione degli edifici esistenti	22
2.2.2	Calcestruzzo armato con barre di FRP	24
2.2.3	Sistemi Ibridi	26
2.2.4	Profili pultrusi	26
2.2.5	Vantaggi e svantaggi degli FRP nelle applicazioni strutturali	27
2.3	Quadro normativo e linee guida	28
<i>CAPITOLO 3</i>	<i>Stato dell'arte</i>	31
3.1	Sviluppo di un incendio	31
3.2	Evoluzione del quadro normativo italiano	33
3.3	Aspetti Generali della Sicurezza Strutturale in Caso di Incendio	38
3.3.1	Azioni termiche	39
3.3.2	Azioni meccaniche	41
3.3.2.1	Azioni Indirette	41
3.3.2.2	Azioni Dirette	42
3.3.3	Verifiche in condizioni di incendio	44

3.3.3.1	Verifica sperimentale.....	46
3.3.3.2	Verifica analitica.....	50
	Analisi Termica	52
	Analisi Meccanica	55
3.4	Problematiche dei materiali FRP in condizioni di incendio	57
3.5	Proprietà dei materiali alle elevate temperature	58
3.5.1	Calcestruzzo.....	60
3.5.1.1	Proprietà termiche.....	60
3.5.1.2	Proprietà meccaniche.....	64
3.5.2	FRP	67
3.5.2.1	Comportamento delle matrici	68
3.5.2.2	Comportamento delle fibre.....	69
3.5.2.3	Proprietà termiche delle barre di FRP	71
3.5.2.4	Proprietà meccaniche delle barre di FRP	77
3.5.2.5	Proprietà dell'aderenza alle elevate temperature.....	82
3.6	Elementi di calcestruzzo armato con barre di FRP in condizioni di incendio	86
3.7	Norme sulle applicazioni strutturali degli FRP e l'azione incendio...91	
3.7.1	CSA S806-02: Design and Construction of Building Components with Fibre-Reinforced Polymers	91
3.7.2	ACI 440.1R-04: Guide for the Design and Construction of Concrete reinforced with FRP Bars.....	94
3.7.3	Confronto tra le norme	94
 <i>CAPITOLO 4 Modellazioni Termo-Meccaniche ed Analisi Parametriche..95</i>		
4.1	Caratterizzazione meccanica delle barre degli FRP alle elevate temperature	95
4.1.1	Database sperimentale	96
4.1.1.1	Resistenza a trazione	97
4.1.1.2	Modulo elastico	98
4.1.2	Curve comportamentali medie.....	99
4.1.3	Confronti.....	104
4.2	Analisi termiche.....	105

4.2.1	Validazione del modello numerico	109
4.2.2	Analisi parametriche	112
4.2.2.1	Effetto del copriferro	113
4.2.2.2	Effetto dell'altezza della soletta	114
4.2.2.3	Effetto dell'umidità	116
4.2.2.4	Effetto della modellazione della conducibilità (EN1992-1-2)	117
4.2.2.5	Effetto del tipologia di aggregati (Lie, 1992).....	117
4.2.2.6	Confronto Eurocodice-Lie (1992).....	118
4.2.3	Metodo semplificato.....	119
4.3	Analisi meccaniche	121
4.3.1	Procedura incrementale-iterativa.....	122
4.3.2	Validazione modello numerico	126
4.3.3	Analisi parametriche	128
4.3.3.1	Influenza della dilatazione termica delle barre.....	130
4.3.3.2	Influenza del copriferro e del quantitativo di armatura.....	135
4.3.3.3	Influenza del livello di carico.....	139
4.4	Metodo semplificato.....	140
4.5	Confronto tra procedura incrementale-iterativa e metodo analitico semplificato	147

<i>CAPITOLO 5 Prove Sperimentali su Solette di calcestruzzo Armate con Barre di FRP soggette ad Incendio.....</i>		<i>151</i>
5.1	Premessa.....	151
5.2	Caratteristiche geometriche delle solette.....	152
5.3	Caratteristiche meccaniche di progetto delle solette	161
5.4	Definizione della tipologia di incendio e del carico esterno	166
5.5	Stima del tempo di rottura in condizioni di incendio	167
5.6	Descrizione e distribuzione della strumentazione di prova.....	170
5.6.1	Distribuzione delle termocoppie delle solette	170
5.6.2	Distribuzione degli estensimetri delle solette.....	179
5.7	Preparazione dei campioni di prova	183
5.8	Caratteristiche meccaniche dei materiali.....	187

5.8.1	Calcestruzzo dopo il getto	187
5.8.2	Barre di GFRP	189
5.9	Set-up di prova.....	191
5.9.1	Caratteristiche geometriche e di funzionamento del forno di prova	191
5.9.2	Posizionamento e strumentazione delle solette	193
5.9.3	Condizioni di esposizione termica.....	195
5.9.4	Condizioni di carico.....	197
5.10	Esecuzione delle prove	201
5.10.1	Set I.....	202
5.10.2	Set II	204
5.10.3	Set III	206
5.11	Esame visivo delle solette al termine della prova al fuoco.....	207
5.11.1	Stato delle solette viste dall'interno del forno	207
5.11.1.1	Esame visivo dall'interno del forno per la Prova del Set I....	207
5.11.1.2	Esame visivo dall'interno del forno per la prova del Set II...	209
5.11.1.3	Esame visivo dall'interno del forno per la prova del Set III .	211
5.11.2	Stato delle solette al termine della prova al fuoco.....	211
5.11.3	Stato delle armature visibile alla rottura del copriferro.....	215
<i>CAPITOLO 6 Analisi ed Interpretazione dei Risultati Sperimentali.....</i>		<i>219</i>
6.1	Premessa	219
6.2	Comportamento meccanico	220
6.2.1	Set I.....	222
6.2.2	Set II	224
6.2.3	Set III	224
6.2.4	Sintesi	225
6.2.5	Dati registrati dagli estensimetri durante le prove.....	227
6.3	Comportamento Termico.....	229
6.3.1	Temperature all'interno del forno di prova	230

6.3.2	Temperature registrate all'interno delle solette durante le prove	232
6.3.2.1	Temperatura delle barre	232
6.3.2.2	Temperatura calcestruzzo.....	240
6.3.2.3	Temperature all'estradosso delle solette	244
6.4	Osservazioni sui risultati sperimentali	248
6.5	Confronti con i risultati del metodo semplificato.....	253
6.5.1	Temperature delle barre	253
6.5.2	Resistenza flessionale.....	254
 <i>CAPITOLO 7 Modellazioni Numeriche</i>		 261
7.1	Premessa.....	261
7.2	Modellazione termica.....	262
7.2.1	Geometria	263
7.2.2	Proprietà termiche dei materiali	265
7.2.3	Risultati	267
7.3	Modellazione Termo-Meccanica.....	273
7.3.1	Geometria	273
7.3.2	Modellazione Termica.....	275
7.3.3	Modellazione Meccanica.....	279
7.3.3.1	Proprietà dei materiali	280
7.3.3.2	Modellazione dell'interfaccia Barra-Calcestruzzo.....	283
7.3.3.3	Effetto della modellazione delle barre.....	285
7.3.4	Risultati della simulazione numerica e confronto teorico-sperimentale	286
7.3.4.1	Soletta S4.....	288
7.3.4.2	Soletta S5.....	295
7.3.4.3	Soletta S6.....	301
7.3.4.4	Solette S7, S8, S9	305
7.3.4.5	Effetto dell'aderenza barra-calcestruzzo.....	310
7.4	Osservazioni conclusive.....	314

<i>CAPITOLO 8</i>	<i>Conclusioni e Suggerimenti per Linee-guida</i>	317
8.1	Sintesi	317
8.2	Conclusioni	318
8.3	Suggerimenti per Linee-guida	321
8.3.1	Verifica di resistenza al fuoco	321
8.3.2	Analisi termica.....	322
8.3.2.1	Temperatura delle barre.....	323
8.3.3	Flessione	324
8.3.3.1	Fondamenti del calcolo.....	324
8.3.3.2	Valutazione del momento resistente a flessione.....	326
8.4	Sviluppi futuri	330

Bibliografia

Appendice A

Appendice B

CAPITOLO 1

INTRODUZIONE

1.1 Generalità

Una delle principali problematiche esibite dagli usuali elementi in calcestruzzo armato con barre metalliche, soprattutto appartenenti a strutture esposte agli agenti atmosferici, è costituita dalla durabilità e dalla reale vita utile. L'armatura metallica, come è ben noto, è suscettibile al fenomeno della corrosione che può portare ad una notevole riduzione della capacità portante dell'elemento strutturale fino al raggiungimento delle condizioni di collasso dello stesso, oppure, non meno importante, alla perdita totale di funzionalità dell'opera. Queste problematiche, evidenti nello stato di deterioramento in cui versano molte strutture in cemento armato, ovunque nel mondo, ha spinto fortemente verso lo sviluppo di materiali innovativi e nuovi metodi costruttivi, con l'obiettivo di garantire alle nuove costruzioni una vita di servizio più lunga e sicura.

Un contributo significativo in tal senso è stato fornito dall'industria dell'ingegneria civile che negli ultimi anni ha indirizzato la propria attenzione sullo sviluppo di materiali innovativi. Molte delle problematiche riguardanti il cemento armato possono essere, così, superate utilizzando materiali compositi fibro-rinforzati (indicati spesso con l'acronimo FRP, dall'inglese Fiber Reinforced Polymer) al posto della tradizionale armatura metallica. Per materiali compositi fibro-rinforzati si intendono materiali costituiti da una

matrice polimerica rinforzata da fibre ad alta resistenza meccanica. Essi sono disponibile sotto diverse forme (lamine, tessuti, ecc.), ma, per l'utilizzo come armatura interna di elementi in calcestruzzo sono prodotte sotto forma di barre con sezione di forma circolare, quadrata, o altro. La spinta verso l'uso degli FRP nelle nuove costruzioni è favorita quindi, principalmente, dalla natura non corrosiva di questi materiali, che impedisce il verificarsi di fenomeni tipici per gli acciai da cemento armato, quali la fessurazione e lo spalling (rottura ed espulsione del copriferro), dovuti appunto alla corrosione delle armature, il cui effetto è quello di determinare un'espansione delle stesse all'interno del calcestruzzo tale da scalzare il copriferro.

L'utilizzo delle armature in FRP annegate nel getto di calcestruzzo in luogo delle usuali armature metalliche presenta, oltre all'eccellente resistenza alla corrosione, ulteriori numerosi vantaggi rispetto ai materiali tradizionali quali: elevato rapporto resistenza-peso, elevato rapporto rigidezza-peso, elevato grado di inerzia chimica, eccellente tolleranza alla fatica, possibilità di personalizzare il composito, trasparenza magnetica. Sono proprio tali vantaggi che hanno portato al loro diffuso utilizzo prima nel placcaggio esterno di travi in cemento armato e per la fasciatura di colonne in calcestruzzo armato e infine come armature interne (Bakis et al., 2002). Inoltre, nell'ottica della sostenibilità, non meno importante è la possibilità di produrre questi materiali con un quantitativo di energia inferiore rispetto a quella necessaria per la produzione dei materiali tradizionali; ciò consente di avere una soluzione sostenibile con un minore impatto ambientale.

Tuttavia, ai numerosi vantaggi dell'applicazione dei materiali compositi in luogo delle tradizionali armature metalliche, ovviamente, si affiancano anche degli svantaggi che possono limitarne l'applicazione. Tra questi è possibile annoverare la vulnerabilità alle alte temperature. Ad oggi esistono molti esempi di strutture realizzate in calcestruzzo armato con barre di FRP ma per tutte le prestazioni che si richiedono in caso d'incendio non rappresentano condizioni di progetto significative; esistono, infatti, nel mondo numerose applicazioni degli FRP come armature per costruzioni in conglomerato cementizio ma gli esempi più numerosi riguardano impalcati da ponte o applicazioni in ambienti aperti. C'è da osservare che, comunque, esistono ampie potenzialità d'impiego

di questi materiali anche nelle costruzioni in cui la sicurezza in caso d'incendio rappresenta un requisito fondamentale della progettazione, come parcheggi, edifici multipiano ed industrie di vario tipo. Allo stato attuale, tali tipologie di applicazioni sono, tuttavia, fortemente contrastate dalla limitata conoscenza delle prestazioni di elementi di calcestruzzo armato con barre di FRP in condizioni di incendio. Ad oggi, sono diversi gli studi sperimentali condotti sull'argomento (Bisby et al., 2005) ma risulta chiaro che ulteriori ricerche sono necessarie.

Pertanto, alla luce dello stato attuale della ricerca scientifica in materia, il presente lavoro di tesi ha come obiettivo quello di fornire un utile contributo per il miglioramento della conoscenza sul comportamento al fuoco di elementi di calcestruzzo armato con barre di FRP. L'attenzione in particolare sarà posta su un determinato elemento strutturale, ovvero sulla soletta.

1.2 Definizione del problema

Un aspetto rilevante del comportamento di solette armate con barre FRP è costituito dagli effetti delle elevate temperature indotte da eventuali incendi all'estradosso o all'intradosso della soletta, possibili sia all'esterno per solette da ponte, sia all'interno per solette di edifici residenziali o industriali.

In tali casi, la presenza di alte temperature, determina un decadimento delle caratteristiche meccaniche delle barre in materiale polimerico fibro-rinforzato e delle caratteristiche dell'aderenza conducendo ad una riduzione della resistenza e della rigidità delle membrature inflesse durante l'incendio¹.

La temperatura di transizione vetrosa (T_g) rappresenta un parametro fondamentale del comportamento in condizioni di incendio di elementi in calcestruzzo armato con barre di FRP. Infatti, quando le temperature sono prossime alla T_g si verificano drastiche riduzione delle proprietà di resistenza e rigidità delle matrici (Bekis, 1993). Ovviamente, le prestazioni possono essere anche significativamente diverse in funzione delle differenti caratteristiche termo-meccaniche dei materiali polimerici fibro-rinforzati, che

¹ Ovviamente gli effetti delle alte temperature risultano critici in strutture di calcestruzzo rinforzate esternamente con FRP (Nigro et al., 2006), ma risultano comunque rilevanti anche nel caso di membrature di calcestruzzo rinforzate con armature interne di FRP.

possono raggrupparsi principalmente in CFRP (con fibre di carbonio), GFRP (con fibre di vetro) ed AFRP (con fibre di arammide). Un fattore determinante della risposta strutturale in condizioni di incendio può essere la riduzione della aderenza tra barra e calcestruzzo che può causare un improvviso collasso strutturale quando la temperatura raggiunge valori tali da non consentire ulteriormente di trasferire gli sforzi tra i due materiali². Altri parametri importanti sono costituiti da grandezze geometriche, quali ad esempio le dimensioni degli elementi (spessore della soletta), lo spessore di ricoprimento delle barre di FRP con calcestruzzo, il quantitativo ed il tipo di armatura.

Uno stato dell'arte sul comportamento in caso di incendio di strutture di calcestruzzo armato con barre di FRP è riportato in una pubblicazione di Bisby, Green e Kodur (2005). Sono allo stato attuale disponibili prove sperimentali per la caratterizzazione delle proprietà termo-meccaniche delle barre in FRP ed anche alcune prove a rottura su travi e solette inflesse in calcestruzzo rinforzate con barre di FRP ed esposte a condizioni di incendio convenzionali (Sakashita et Al., 1997; Blontrock et Al., 1999; Tanano et Al., 1999; Saafi, 2001; Wang et Al., 2003; Abassi et Al., 2004; Weber, 2008; Manfredi et al., 2010; Nigro et al., 2010a,b).

Dal punto di vista normativo, la progettazione di strutture di calcestruzzo armate con barre di FRP è l'argomento di alcuni codici e linee-guida, sia nazionali (CNR-DT 203/2006, 2006), che internazionali (CSA S806-02, 2002; ACI 440.1R-06, 2006; fib Task Group 9.3, 2007). Tra queste solo le norme canadesi (CAN/CSA-S806-02, 2002) forniscono specifiche progettuali concrete per quanto riguarda gli effetti delle alte temperature su solette di calcestruzzo armato con barre di FRP. In esse vengono forniti una serie di abachi che consentono di stimare il copriferro di calcestruzzo necessario per mantenere la temperatura nelle barre di FRP entro limiti accettabili (temperatura critica³); tuttavia, per l'applicabilità del metodo è necessario conoscere la cosiddetta

² Il legame di aderenza barra-calcestruzzo è influenzato dalla lavorazione della superficie delle barre e dalla variazione delle proprietà meccaniche della relativa matrice polimerica con la temperatura (Katz et al., 1998; 1999).

³ La "temperatura critica" è la temperatura dell'armatura di FRP in corrispondenza della quale ci si attende che la soletta collassi sotto i carichi di servizio in condizioni di incendio.

“temperatura critica” della specifica armatura di rinforzo, che in genere non è nota. Altre normative, come ad esempio le linee-guida ACI 440.1R-04 (2004) suggeriscono di non utilizzare armature di FRP nei casi in cui la resistenza al fuoco costituisca un requisito essenziale.

1.3 Argomenti ed obiettivi della ricerca

La ricerca presentata in questa tesi prevede, quindi, di esaminare l’aspetto della resistenza al fuoco di solette di calcestruzzo armate con barre o griglie di FRP non protette da materiali protettivi (sistemi di protezione passivi, costituiti da intonaci normali o da materiali isolanti speciali) ma dalla presenza del solo ricoprimento di calcestruzzo. L’obiettivo finale è quello di individuare i principali parametri influenti e di suggerire metodiche di progetto/verifica semplificate e soluzioni tecniche, utili anche per la messa a punto di eventuali linee-guida sull’argomento.

La ricerca ha previsto sia attività sperimentali su campioni ed elementi strutturali in scala reale, sia analisi teoriche per l’elaborazione di modelli meccanici interpretativi e di metodiche semplificate per la valutazione della capacità portante in condizioni di incendio di solette armate con barre di FRP. A tal fine si è provveduto ad una attenta analisi della bibliografia disponibile, alla calibrazione e validazione di modelli di calcolo semplificati ed all’esecuzione di prove sperimentali su nove campioni in scala reale di solette di calcestruzzo armato con barre di GFRP successivamente simulate con modellazioni numeriche agli elementi finiti.

Pertanto gli obiettivi della ricerca, alla luce dello stato dell’arte nazionale ed internazionale, possono essere così sintetizzati:

- Individuazione i parametri influenti il comportamento meccanico di solette armate con barre di FRP in condizioni di incendio;
- Valutazione sperimentale del comportamento al fuoco di solette di calcestruzzo armato con barre in GFRP;
- Individuazione di soluzioni tecniche utili per il miglioramento del comportamento in condizioni di incendio di tali elementi;
- Sviluppo e definizione di modelli numerici per simulare il comportamento al fuoco di tali elementi;

- Validazione dei modelli numerici sulla base delle prove sperimentali condotte;
- Definizione di linee-guida utili per la progettazione di solette di calcestruzzo armato con barre di FRP soggette ad incendio.

A causa della complessità dell'argomento oggetto di studio, alcune ipotesi semplificative sono state adottate, al fine di focalizzare l'attenzione su alcuni aspetti ritenuti importanti. Pertanto:

- le analisi numeriche sono condotte con riferimento a solette soggette ad incendio solo dalla parte delle fibre tese;
- sia per le analisi numeriche che per le analisi sperimentali si fa riferimento alla curva di incendio standard ISO834;
- non avendo a disposizione una adeguata caratterizzazione termo-meccanica delle barre utilizzate per i campioni di prova, si è fatto riferimento a curve comportamentali medie tarate sulla base dei dati disponibili in letteratura;
- le dimensioni dei campioni di prova sono stati scelti in funzione delle dimensioni del forno di prova;
- per i campioni di prova sono state adottate barre di GFRP, costituite da fibre di vetro di tipo E inserite in una matrice di resina in poliestere ortoptalico, che presentano un disegno superficiale caratterizzato da nervature di fibre a spirale con presenza, inoltre, di un trattamento di sabbiatura della superficie;
- le prove in condizioni di incendio sono state effettuate considerando le solette con schema statico di trave semplicemente appoggiata, trascurando, così, gli effetti della continuità strutturale, della eventuale redistribuzione dei momenti, dell'eventuale effetto membrana, ecc. È opportuno osservare che tali aspetti in genere consentono di sviluppare ulteriori meccanismi resistenti che incrementano la resistenza al fuoco degli elementi strutturali.

1.4 Struttura della tesi

La struttura di questa tesi ripercorre cronologicamente lo sviluppo dell'attività di ricerca.

Una breve introduzione sui materiali compositi fibro-rinforzati e sulle loro possibili applicazioni nell'ambito dell'ingegneria civile viene presentata nel Capitolo 2. La definizione delle principali caratteristiche delle fibre e delle matrici consente di comprendere meglio le caratteristiche del composito fibro-rinforzato e le potenziali applicazioni in ambito strutturale. Infine vengono presentati i principali documenti tecnici e normativi disponibili per la progettazioni di elementi strutturali con FRP.

Il Capitolo 3 è dedicato alla discussione del comportamento in condizioni di incendio di elementi di calcestruzzo armato con barre di FRP alla luce delle informazioni disponibili in bibliografia. La prima parte del capitolo è dedicata ad una breve introduzione alla problematica della sicurezza strutturale in condizioni di incendio ed alle procedure di progettazione fornite dalle normative nazionali (Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, 2008) ed internazionali (Eurocodici Strutturali). Successivamente si descrive il comportamento termo-meccanico alle elevate temperature mostrato dal calcestruzzo, dall'acciaio e dalle barre di FRP. Infine vengono presentati i risultati delle principali ricerche sperimentali inerenti elementi di calcestruzzo armato con barre di FRP e le indicazioni fornite per la progettazione di tali elementi dalle normative e dai documenti tecnici attualmente disponibili.

L'analisi della bibliografia esistente ha consentito di individuare i parametri significativi del problema e di sviluppare nel Capitolo 4 delle modellazioni termo-meccaniche preliminari utili per l'esecuzione di una serie di analisi parametriche. Per effettuare tali analisi è stato necessario determinare delle curve comportamentali medie (del modulo elastico e della resistenza) delle tre macro-tipologie (CFRP, GFRP ed AFRP) sulla base delle bibliografia esistente. Inoltre, sono stati calibrati dei modelli di calcolo termico e meccanico accurati validati con il confronto con dati di bibliografia. Infine, viene presentata una metodologia di calcolo semplificata per la valutazione della resistenza flessionale di solette di calcestruzzo armato con barre di FRP soggette ad incendio dalla parte delle fibre tese.

Le informazioni disponibili in letteratura e le analisi preliminari hanno consentito di progettare nove solette di calcestruzzo, in scala reale, armate con barre di FRP a base di vetro (GFRP) da testare in condizioni di incendio.

Pertanto, nel Capitolo 5, dopo aver definito dettagliatamente le caratteristiche geometriche e meccaniche di ciascuna delle nove solette, viene presentato il set-up di prova, fornendo, inoltre, informazioni sulle proprietà dei materiali al momento della prova. Infine, si riportano le fasi salienti e le principali evidenze visive riscontrate durante l'esecuzione di ciascuna prova; particolare attenzione sarà posta nella valutazione dello stato di ciascuna soletta successivamente alla prova al fuoco.

I numerosi risultati ottenuti dalle letture delle strumentazioni (termocoppie, estensimetri e trasduttori di spostamento) presenti sia nelle solette che nel forno di prova vengono discussi nel Capitolo 6.

Nel Capitolo 7 vengono sviluppate dettagliate modellazioni termo-meccaniche attraverso l'uso di software agli elementi finiti (SAFIR2007 ed ABAQUS/Standard) al fine di simulare i risultati sperimentali ed avere utili informazioni sullo evoluzione dello stato tensionale all'interno delle solette durante l'esposizione al fuoco.

Infine, nel Capitolo 8 si riportano in sintesi le principali conclusioni che è possibile trarre dai risultati dell'attività di ricerca ed una proposta di linee-guida per la progettazioni di solette di calcestruzzo armato con barre di FRP soggette ad incendio.

1.5 Ringraziamenti

Il presente lavoro è stato sviluppato nell'ambito del Progetto di Ricerca MIUR-PRIN 2006: "Effetti delle alte temperature sulle prestazioni di solette di calcestruzzo armato con barre o griglie di FRP". Si ringraziano la COOPSETTE Soc. Coop - Castelnuovo (RE) e la SIREG SpA - Arcore (MI) per il loro significativo contributo nella realizzazione delle solette e per la professionalità mostrata nel corso dell'attività. Si ringrazia ancora il Laboratorio CSI SpA - Bollate (MI) per l'assistenza fornita nell'esecuzione delle prove in condizioni di incendio.

CAPITOLO 2

MATERIALI COMPOSITI FIBRO-RINFORZATI NELL'AMBITO DELL'INGEGNERIA CIVILE

2.1 Caratterizzazione dei materiali compositi fibro-rinforzati

Per FRP si intendono materiali costituiti da una matrice polimerica rinforzata da fibre ad alta resistenza meccanica. La matrice ha lo scopo di proteggere le fibre e trasferire gli sforzi tra le fibre sfruttando la propria resistenza a taglio.

Le fibre comunemente utilizzate in applicazioni civili sono di carbonio (il composito viene indicato con la sigla CFRP), vetro (GFRP) ed arammide (AFRP). Le matrici, invece, possono essere realizzate con resine termoindurenti (poliestere, vinilestere, epossidiche) o termoplastiche.

Le forme in cui è possibile modellare i compositi sono molteplici, ma tra queste le più diffuse sono le barre ed i laminati. Le barre sono costituite da fibre disposte in modo da risultare allineate secondo un asse ben definito. I laminati sono materiali costituiti da strati di qualche decimo di millimetro di spessore (detti lamine) sovrapposti tra loro, in cui, nel caso più semplice, le fibre sono contenute esclusivamente nel piano della lamina (non sono presenti fibre disposte perpendicolarmente a tale piano).

Gli FRP sono ottenuti quindi, su scala macroscopica, dalla combinazione di due materiali che vanno a costituire un nuovo materiale, le cui caratteristiche sono

superiori rispetto a quelle dei materiali componenti presi singolarmente. Le innumerevoli combinazioni di materiali che è possibile utilizzare per formare un composito di FRP ne rendono complesso lo studio. Il vantaggio è che gli FRP possono, in pratica, adattarsi a soddisfare qualsiasi applicazione ma questa versatilità d'impiego consegna un campo di proprietà tanto esteso da rendere estremamente difficile una generalizzazione in merito ad importanti problematiche come, ad esempio, il comportamento alle elevate temperature.

Per delineare le caratteristiche degli FRP è utile descrivere, in via preliminare e sommaria, quelle che sono le proprietà principali dei due materiali costituenti dalle quali, evidentemente, dipendono le proprietà del composito.

2.1.1 Fibre

Le fibre sono l'elemento che fornisce resistenza e rigidità agli FRP. In generale le fibre, costituite da elementi continui sufficientemente lunghi, sono spesso orientate secondo una direzione preferenziale, tale da rendere gli FRP dei materiali ortotropi che esibiscono il comportamento migliore, in termini di resistenza e rigidità, se sollecitati nella direzione di orientamento delle fibre.

Le fibre vengono selezionate in modo che abbiano alta rigidità, alta resistenza ultima, bassa variazione di resistenza tra le singole fibre, stabilità lungo una direzione e diametro uniforme (Hollaway & Head, 2001). Nelle applicazioni strutturali, le fibre sono generalmente considerate continue e sono caratterizzate da un rapporto lunghezza su diametro estremamente grande e da un diametro le cui dimensioni sono prossime a quelle dei cristalli che ne compongono la struttura (Neale and Labossière, 1991). Nel caso in cui la singola fibra arrivi a rottura, la forza viene trasferita alle fibre adiacenti per mezzo degli sforzi di taglio che si sviluppano nella matrice polimerica e questo comportamento permette di prevenire la rottura di tutto il composto di FRP. E' importante tener conto del fatto che questo trasferimento di forza (necessario per evitare la rottura totale) dipende principalmente dalla resistenza a taglio della matrice, che, però, subisce un forte degrado alle alte temperature.

Una appropriata scelta di tipologia, quantità e orientamento delle fibre è molto importante in quanto influenza le seguenti caratteristiche del composito (Schwartz, 1997):

- Peso specifico;
- Resistenza e modulo elastico a trazione;
- Resistenza e modulo elastico a compressione;
- Resistenza a fatica e meccanismo di collasso a fatica;
- Conducibilità elettrica e termica;
- Costi.

Le fibre possono essere ottenute da una ampia gamma di materiali amorfi o cristallini ma nell'ambito delle costruzioni le fibre maggiormente utilizzate sono le fibre di vetro (E-glass fibre, S-glass fibre e Z-glass fibre), le fibre di arammide (le poliammidi aromatiche) e le fibre di carbonio (fibre ad altissimo modulo elastico, *ultra high-modulus fibre*, fibre ad elevato modulo elastico, *high-modulus fibre*, e fibre ad elevata resistenza, *high-strength fibre*). Recentemente sono state anche prodotte fibre di basalto.

Le *fibre di vetro* sono comunemente usate in campo navale ed industriale per la fabbricazione di compositi con prestazioni medio-alte. Esse esibiscono un modulo di elasticità normale (circa 70GPa per le fibre di vetro E) inferiore a quello delle fibre di carbonio o a quello delle fibre arammidiche ed offrono una resistenza all'abrasione relativamente modesta, che richiede una certa cautela nelle operazioni di manipolazione prima dell'impregnazione. Inoltre, esse presentano una pronunciata attitudine allo scorrimento viscoso ed una modesta resistenza a fatica.

Le *fibre arammidiche* si distinguono per l'elevata tenacità e per la loro resistenza alle operazioni di manipolazione. Il modulo di elasticità normale e la resistenza a trazione sono intermedi tra quelli delle fibre di vetro e quelli delle fibre di carbonio. Le fibre arammidiche possono degradarsi per esposizione prolungata alla luce solare, con perdita della resistenza a trazione fino al 50%. Inoltre possono risultare sensibili all'umidità. Il comportamento viscoso (creep) è simile a quello delle fibre di vetro, ma rispetto a queste ultime la resistenza a rottura è molto più elevata. Anche la resistenza a fatica flessionale è più elevata di quella delle fibre di vetro.

Le tre tipologie di *fibre di carbonio* hanno valori di resistenza e rigidità notevolmente differenti. Le fibre di carbonio ad altissimo modulo elastico tipicamente hanno valori di rigidità fino a 400GPa con limitata resistenza a trazione di circa 1800Mpa con conseguente bassa deformazione di rottura. Invece, le fibre di carbonio ad elevato modulo elastico hanno valori di rigidità fino a 240GPa con elevata resistenza a trazione di circa 4000Mpa con conseguente maggiore deformazione di rottura. Le fibre di carbonio ad elevata resistenza tipicamente hanno un valore di resistenza a trazione di 4400Mpa associato ad un valore del modulo elastico di 200GPa. A confronto con le fibre di vetro e con quelle aramidiche, le fibre di carbonio risultano essere le meno sensibili ai fenomeni di scorrimento viscoso (creep) e di fatica e sono contraddistinte da una modesta riduzione della resistenza a lungo termine.

Le *fibre di basalto* sono fibre molto sottili ottenute per estrusione e stiratura di rocce di basalto (roccia di origine vulcanica). Esse appartengono alla categoria delle fibre minerali assieme alle fibre di carbonio ed alle fibre di vetro ma, rispetto a queste ultime, hanno migliori proprietà meccaniche e fisiche - oltre che un costo significativamente inferiore rispetto alle prime. I principali vantaggi delle fibre di basalto sono: resistenza al fuoco, significativa capacità di isolamento acustico e delle vibrazioni e resistenza agli agenti chimici. La temperatura di lavoro di 982°C e quella di fusione di 1450°C rendono il basalto indicato nelle applicazioni che richiedono requisiti di resistenza al fuoco. Data la relativamente recente messa in produzione, attualmente sono in corso numerosi studi sulle varie modalità di utilizzazione dei compositi contenenti tale tipologia di fibre.

Maggiori dettagli sulle proprietà delle varie tipologie di fibre si possono trovare in Hollaway and Head (2001).

2.1.2 Matrici

La matrice rappresenta per gli FRP il legante e generalmente presenta caratteristiche meccaniche scarse. Le matrici sono chiamate a supportare e a proteggere le fibre, a trasferire e distribuire le forze, a ordinare e separare le fibre (Hollaway & Head, 2001); esse dovrebbero essere, inoltre, il più

possibile, termicamente compatibili con le fibre, in modo da limitare al minimo le tensioni che insorgono a causa della differente espansione termica. Tuttavia, in molti casi, i coefficienti di dilatazione termica di fibre e matrici sono sostanzialmente diversi. Il criterio più adottato per la selezione delle matrici è quello di sceglierle in modo che abbiano una densità di molto più bassa di quella delle fibre, ciò consente di ridurre al minimo il peso complessivo del composito (Neale e Labossière, 1991).

Le matrici per gli FRP possono essere raggruppate in due categorie: termoplastiche e termoindurenti.

Le *resine termoplastiche* sono polimeri lineari o ramificati quali polietilene, nylon, poliammide; tramite il calore si ottiene la fusione di questi polimeri che, successivamente, solidificano per raffreddamento e durante la fase di plastificazione non subiscono alcuna variazione a livello chimico e offrono la possibilità di essere piegate o modellate in qualsiasi momento mediante un semplice trattamento termico. Generalmente, a seguito di un raffreddamento, i polimeri termoplastici non cristallizzano facilmente poiché le catene polimeriche sono molto complesse. Anche quelli che cristallizzano non formano mai dei materiali perfettamente cristallini, bensì semicristallini caratterizzati da zone cristalline e da zone amorfe. Le regioni cristalline di questi materiali sono caratterizzate dalla loro temperatura di fusione (MT, dall'inglese *melting temperature*), le resine amorfe e le regioni amorfe delle resine parzialmente cristalline, sono invece caratterizzate dalla loro temperatura di transizione vetrosa (GTT, dall'inglese *glass transition temperature*¹ che qui

¹ La temperatura di transizione vetrosa rappresenta il valore di temperatura al di sotto della quale le proprietà fisiche di un polimero amorfo o amorfo/cristallino variano in modo simile a quella di una fase solida (stato vetroso o fragile) ed al di sopra della quale esso si comporta in modo simile a quello di un liquido (stato gommoso). In altre parole, la temperatura di transizione vetrosa regola la transizione di fase del secondo ordine definita transizione vetrosa: fondendo una fase totalmente o parzialmente amorfa, esempi classici sono i vetri e le materie plastiche, è possibile effettuare un successivo sottoraffreddamento che condotto fino al valore di temperatura pari a T_g porta alla formazione di una struttura solida vetrosa. In pratica la temperatura di transizione vetrosa segna il confine tra lo stato amorfo vetroso e lo stato amorfo gommoso, liquido molto rigido e caratterizzato da elevata viscosità. Polimeri con temperatura inferiore a T_g sono rigidi ed hanno sia rigidità che resistenza, invece al di sopra di T_g i polimeri amorfi (amorfi cristallini) sono elastomeri morbidi o liquidi viscosi che non hanno nessuna rigidità o resistenza.

indicheremo con T_g), temperatura alla quale si trasformano abbastanza bruscamente dallo stato vetroso (molto rigido) a quello gommoso (molto più morbido). Questa transizione coincide con l'attivazione di moti tra le molecole che compongono il materiale, mentre al di sotto della T_g le catene polimeriche mantengono posizioni bloccate e hanno difficoltà a muoversi. Sia la temperatura di fusione che quella di transizione vetrosa aumentano all'aumentare della rigidità delle catene che compongono il materiale e all'aumentare delle forze d'interazione intermolecolari.

Rispetto alle resine termoindurenti, quelle termoplastiche sono mediamente più tenaci, resistenti all'impatto e duttili. Tali resine presentano temperature di esercizio più elevate e sono inoltre caratterizzate da una migliore resistenza nei confronti dell'umidità e dei fattori ambientali (CNR-DT203/2006, 2006).

Le *resine termoindurenti* sono polimeri reticolati quali epossidi², poliesteri³, vinilesteri⁴; a differenza delle resine termoplastiche, per queste resine il moto delle catene polimeriche è fortemente limitato dall'elevato numero di reticolazioni esistenti, ciò comporta che durante la fase di trasformazione subiscono una modificazione chimica irreversibile. Le resine di questo tipo,

Le temperature T_g dei polimeri cristallini (termoplastici) sono più difficili da individuare rispetto a quella dei polimeri amorfi/cristallini (termoindurenti) in quanto, in aggiunta alla temperatura di fusione T_m , la quale avviene in un intervallo di pochi gradi ed al di sopra della quale tutta la struttura cristallina scompare, essi mostrano un'ulteriore valore di T_g più basso al di sotto del quale essi diventano rigidi e fragili (Hollaway, 2010).

² Le resine epossidiche sono caratterizzate da una buona resistenza all'umidità ed agli agenti chimici e da ottime proprietà adesive. Sono richieste per le loro elevate proprietà meccaniche, per le eccellenti proprietà elettriche e di resistenza alla corrosione così come per le prestazioni a temperature superiori, fino a circa 150°C. Le resine epossidiche garantiscono resistenza a flessione e a taglio maggiori di quelle delle resine poliesteri e vinilesteri (fonte CNR-DT203/2006).

³ Le resine poliesteri esibiscono una buona resistenza alla corrosione rispetto agli idrocarburi alifatici, all'acqua, all'ambiente acido o alcalino. Non presentano invece buona resistenza se esposte ad idrocarburi aromatici, chetoni ed acidi concentrati. Inoltre, presentano elevate proprietà di isolamento elettrico e buona resistenza al fuoco; processi di bromurazione o l'uso di additivi riducono ulteriormente l'infiammabilità e la generazione di fumo (fonte CNR-DT203/2006).

⁴ Le resine vinilesteri sono caratterizzate da una miglior resistenza alla corrosione ed alla penetrazione di umidità e da eccellenti proprietà meccaniche ad elevate temperature. Tali resine hanno buone proprietà di resistenza al taglio interlaminare e all'impatto. Inoltre, la loro struttura chimica fornisce capacità di resistere ad alte temperature (CNR-DT203/2006).

sotto l'azione del calore, nella fase iniziale diventano plastiche e, successivamente, sempre per effetto del calore, solidificano. Una volta formate, le resine termoindurenti, non possono essere trattate e degradano invece di fondere (come accade invece per le termoplastiche) all'applicazione del calore. Queste resine sono usate quasi esclusivamente nelle applicazioni strutturali (Blontrock et al., 1999), hanno un peso molecolare basso e bassa viscosità ed in confronto alle resine termoplastiche hanno una migliore stabilità termica, nell'ambito delle temperature di servizio, una buona resistenza all'aggressione chimica e valori più bassi di scorrimento e rilassamento.

Per contro, le resine termoindurenti hanno un periodo di conservazione breve dopo la miscelazione, un basso valore della deformazione a rottura ed una bassa resistenza agli urti rispetto alle resine termoplastiche (El-Hacha, 2000). Entrambi i tipi di resina sono, infine, caratterizzati da una bassa conducibilità termica (Cengel, 1998).

In Tabella 2.1, Tabella 2.2, e Tabella 2.3 si riportano i confronti tra le proprietà delle fibre di rinforzo e delle matrici più comuni e dell'acciaio da costruzione.

Tabella 2.1 *Proprietà tipiche di varie matrici termoindurenti (fib, 2007)*

Property	Matrix		
	Polyester	Epoxy	Vinyl ester
Density (kg/m ³)	1200 - 1400	1200 - 1400	1150 - 1350
Tensile strength (MPa)	34.5 - 104	55 - 130	73 - 81
Longitudinal modulus (GPa)	2.1 - 3.45	2.75 - 4.10	3.0 - 3.5
Poisson's coefficient	0.35 - 0.39	0.38 - 0.40	0.36 - 0.39
Thermal expansion coefficient (10 ⁻⁶ /°C)	55 - 100	45 - 65	50 - 75
Moisture content (%)	0.15 - 0.60	0.08 - 0.15	0.14 - 0.30

Tabella 2.2 *Proprietà tipiche di varie matrici termoplastiche (fib, 2007)*

Property	Matrix		
	PEEK	PPS	PSUL
Density (kg/m ³)	1320	1360	1240
Tensile strength (MPa)	100	82.7	70.3
Tensile modulus (GPa)	3.24	3.30	2.48
Tensile elongation (%)	50	5	75
Poisson's coefficient	0.40	0.37	0.37
Thermal expansion coefficient (10 ⁻⁶ /°C)	47	49	56

Tabella 2.3 Confronto tra le proprietà delle fibre di rinforzo e delle matrici più comuni e dell'acciaio da costruzione (CNR-DT200/2004).

	Modulo di elasticità normale E	Resistenza a trazione σ_T	Deformazione a rottura ϵ_T	Coefficiente di dilatazione termica α	Densità ρ
	[GPa]	[MPa]	[%]	[$10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$]	[g/cm^3]
Fibre di vetro E	70 – 80	2000 – 3500	3,5 – 4,5	5 – 5,4	2,5 – 2,6
Fibre di vetro S	85 – 90	3500 – 4800	4,5 – 5,5	1,6 – 2,9	2,46 – 2,49
Fibre di carbonio (alto modulo)	390 – 760	2400 – 3400	0,5 – 0,8	-1,45	1,85 – 1,9
Fibre di carbonio (alta resistenza)	240 – 280	4100 – 5100	1,6 – 1,73	-0,6 – -0,9	1,75
Fibre aramidiche	62 – 180	3600 – 3800	1,9 – 5,5	-2	1,44 – 1,47
Matrice polimerica	2,7 – 3,6	40 – 82	1,4 – 5,2	30 – 54	1,10 – 1,25
Acciaio da costruzione	206	250 – 400 (snervamento) 350 – 600 (rottura)	20 – 30	10,4	7,8

2.1.3 Polimeri fibro-rinforzati (FRP)

Nei compositi fibro-rinforzati le fibre svolgono il ruolo di elementi portanti sia in termini di resistenza che di rigidità, mentre la matrice, oltre a proteggere le fibre, funge da elemento di trasferimento degli sforzi tra le fibre ed eventualmente tra queste ultime e l'elemento strutturale a cui il composito è stato applicato. Usualmente gli FRP a base di fibre di vetro, carbonio o aramide si denotano rispettivamente con l'acronimo GFRP, CFRP e AFRP.

I processi più comuni per la produzione dei compositi FRP, utilizzati nelle applicazioni dell'ingegneria civile sono:

- pultrusione;
- laminazione.

La *pultrusione* si basa su un processo continuo di produzione, articolato essenzialmente in tre fasi: a) formatura; b) impregnazione; c) consolidamento.

Nella versione più comune, concepita per matrici termoindurenti, i componenti (resina e fibre) sono alimentati separatamente in una macchina in grado di afferrare e trascinare le fibre attraverso i diversi stadi di produzione.

Una versione molto diffusa del processo è quella con impregnazione a bagno di resina, illustrata in Figura 2.1⁵.

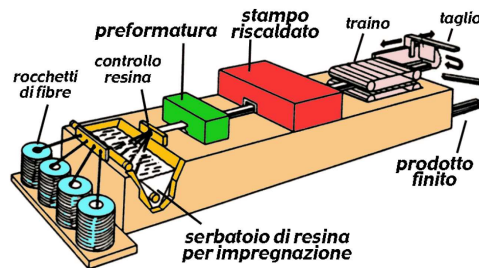


Figura 2.1 Schema di funzionamento della pultrusione con impregnazione a bagno di resina (CNR DT200/2004)

La *laminazione*, tipicamente, è caratterizzata dalle seguenti fasi fondamentali: a) preparazione (dello stampo e del materiale); b) laminazione (taglio del materiale, sovrapposizione degli strati e compattazione); c) confezionamento del sacco da vuoto; d) reticolazione del materiale (a temperatura ambiente, in forno o in autoclave); e) ispezione (visiva, con ultrasuoni e con raggi X); f) finitura (taglio dei bordi con fresa o getto d'acqua ad alta pressione). La laminazione può essere eseguita a partire da fibre secche che devono essere impregnate di resina durante l'applicazione, oppure a partire da un preimpregnato a fibre continue, unidirezionali o tessute.

Qualunque sia il processo di produzione del composito, il comportamento meccanico del composito, sintesi del comportamento dei suoi componenti e rappresentato dal legame tensione-deformazione, è lineare fino a rottura. La

⁵ Le fibre, prelevate da un gruppo di rocchetti, vengono convogliate, attraverso rastrelliere che ne uniformano la disposizione, verso un bagno di resina dove avviene l'impregnazione. Successivamente, il fascio di fibre impregnate entra in uno stampo riscaldato, nel quale, sotto pressione, il materiale si consolida. Grazie alla pressione presente durante questa fase i vuoti presenti tra le fibre vengono eliminati, garantendo in tal modo la continuità del materiale in direzione trasversale.

La temperatura è controllata mediante termocoppie opportunamente posizionate. Il tempo di permanenza in temperatura è regolato dalla velocità di produzione. All'uscita dallo stampo, la matrice si è solidificata e il composito può essere afferrato dal dispositivo di traino che lo trascina a velocità costante verso una sega circolare che lo taglia nella lunghezza desiderata in prossimità della parte terminale della linea di produzione. È possibile aggiungere strati di fogli sottili o tessuti per rinforzare il materiale anche in direzioni diverse da quella di traino. Con speciali apparecchiature è anche possibile la tessitura, l'avvolgimento e l'intreccio.

maggior parte dei compositi è costituita da fibre che posseggono una elevata resistenza e rigidità, mentre la loro deformazione a rottura è inferiore a quella della matrice.

In Figura 2.2 sono descritti qualitativamente i legami costitutivi di fibre, matrice e corrispondente composito. Quest'ultimo presenta una rigidità inferiore a quella delle fibre e perviene a rottura in corrispondenza di una deformazione, $\varepsilon_{f,max}$, coincidente con quella di rottura delle fibre. Superata tale deformazione, infatti, non è possibile un completo trasferimento degli sforzi dalle fibre alla matrice.

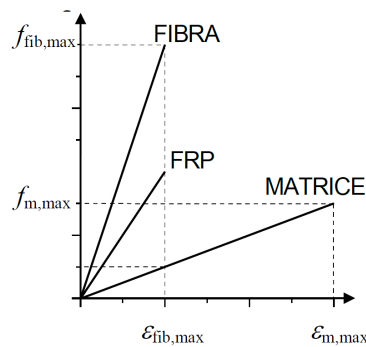


Figura 2.2 Legami costitutivi di fibre, matrice e corrispondente composito

Per le barre di FRP, in particolare, è possibile stimare, con ragionevole approssimazione, il comportamento meccanico del composito mediante modelli micromeccanici. Ad esempio il modulo elastico longitudinale, E_L , può essere ricavato attraverso la seguente formulazione⁶ (fib, 2007):

$$E_L = E_{fL} \cdot V_f + E_m \cdot (1 - V_f)$$

dove E_{fL} è il modulo elastico delle fibre in direzione longitudinale, E_m è il modulo elastico della matrice considerata isotropa e V_f frazione di volume delle fibre. Invece, la resistenza a trazione longitudinale della barra, f_{Lt} , può essere valutata nel seguente modo (fib, 2007):

$$f_{Lt} = f_{ft} \cdot \left[V_f + \frac{E_m}{E_{fL}} (1 - V_f) \right]$$

⁶ Si segnala che ai fini della progettazione del sistema è comunque sempre necessario fare riferimento a valori sperimentali.

essendo f_{fi} la resistenza a trazione delle fibre. I valori così ottenuti rappresentano tuttavia solo una stima, spesso approssimata per eccesso, dei valori effettivi. Essi, infatti, non tengono conto dell'influenza di altri importanti parametri, quali l'aderenza tra fibre e matrice, la presenza di difetti di produzione e di vuoti o anche di imperfezioni nella distribuzione o nell'allineamento delle fibre.

Sebbene la resistenza e la rigidezza degli FRP siano governate dalle fibre, le proprietà del materiale dipendono complessivamente dalle proprietà meccaniche della matrice, dalla percentuale di volume delle fibre, dall'area della sezione trasversale delle fibre, dall'orientamento delle fibre all'interno della matrice e dalle procedure di realizzazione (Jones, 1975); nel complesso, ciò che rende uniche le caratteristiche fisiche e meccaniche degli FRP è l'interazione tra le fibre e la matrice.

Le fibre di vetro e quelle in carbonio sono, in genere, quelle più usate, in accoppiamento con matrici in poliestere o vinilestere; le fibre di vetro sono molto diffuse per le numerose esperienze condotte su di esse e perché hanno un basso costo. Tuttavia le fibre di vetro hanno mostrato alcuni svantaggi come un modulo elastico alquanto basso e problemi di durabilità in ambiente alcalino. Tali svantaggi hanno reso le fibre di carbonio più interessanti (pur avendo un costo considerevolmente più alto delle fibre di vetro) in quanto esibiscono un modulo elastico più prossimo a quello dell'acciaio.

Le fibre di arammide sono molto sensibili agli sforzi di scorrimento ed hanno mostrato scarse prestazioni alle alte temperature e scarse caratteristiche di durabilità a causa della loro propensione ad assorbire l'umidità (Hollaway & Head, 2001; Uomoto, 2001).

Nella Figura 2.3 è riportato il diagramma tensione-deformazione delle diverse tipologie di FRP e, per confronto, quello di un acciaio dolce. Appare evidente il comportamento elastico-lineare degli FRP, che rispetto, a quello dell'acciaio, non mostra un campo di deformazione associata allo snervamento ed è generalmente caratterizzato da una deformazione a rottura ridotta.

Nella successiva Tabella 2.4, invece, sono riportati i tipi più comuni di FRP con le relative proprietà, dalle quali risulta evidente che sia gli FRP con fibre di vetro (GFRP) che quelli con fibre di arammide (AFRP) hanno un modulo

elastico molto più basso di quello dell'acciaio e che gli FRP con fibre di carbonio (CFRP) hanno un modulo elastico prossimo a quello dell'acciaio e in alcuni casi anche superiore. Infine, nella Tabella 2.5 è riportato un confronto qualitativo tra i tre principali tipi di FRP, basato su una serie di parametri fondamentali tra i quali la resistenza a trazione ed il modulo di elasticità.

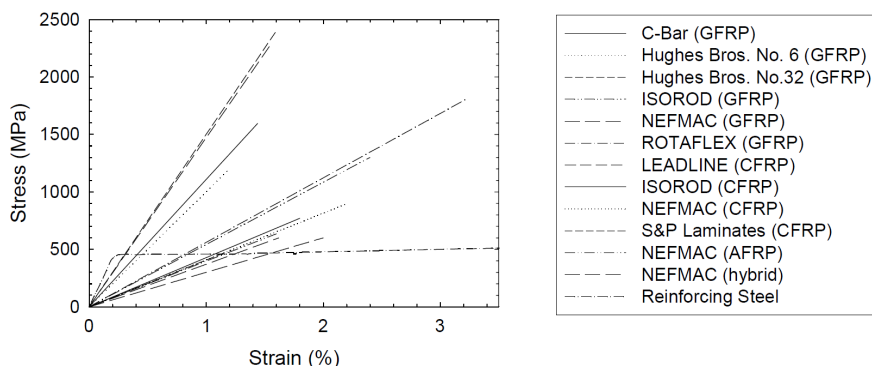


Figura 2.3 Comportamento tensione-deformazione per alcuni tipi di prodotti di FRP (Bisby, 2003)

Tabella 2.4 Caratteristiche di alcuni materiali di FRP disponibili per applicazioni di ingegneria civile (Bisby, 2003)

Name	Fibre	Matrix	Fibre Content (%)	Modulus (GPa)	Ultimate Stress (MPa)	Poisson's Ratio	CTE ($\mu\text{e}/^\circ\text{C}$)		Shape
							Longitudinal	Transverse	
C-Bar B1 (#12) ¹	Glass	Vinyl ester (VE)	60 by weight	42	770	0.27	8	32	Rod
ASLAN 100 (#12) ¹	Glass	-	70 by weight	40.8	690	-	6-10	21-23	Rod
ISOROD ¹	Glass	VE or polyester	-	37.43	635-747	0.27-0.29	8.9-9.1	16.9-21.2	Rod
NEFMAC ²	Carbon	Vinyl ester	-	111.1	1596	-	-	-	Rod
	Glass	-	-	30	600	-	-	-	Grid
	Carbon	-	-	100	1200	-	-	-	Grid
	Aramid	-	-	54	1300	-	-	-	Grid
ROTAFLIX ¹	Glass	Epoxy	80 by weight	56	1800	-	-	-	Rod
	Carbon	Epoxy	65 by vol.	147	2550	-	0.7	-	Rod
LEADLINE ¹	Carbon	Epoxy	53.2 by vol.	137	1750	-	.6	-	Rod
CFCC ²	Carbon	Epoxy	53.2 by vol.	137	1750	-	.6	-	Rod
Arapreg ²	Aramid	Epoxy	45 by vol.	125	2860	0.38	-2	-	Strip
FIBRA ⁴	Aramid	Epoxy	60 by vol.	69	1400	0.6	-5.2	-	Rod
Technora ²	Aramid	Vinyl ester	65 by vol.	54	2150	-	-3	-	Rod
SIKA CarboDur S ³	Carbon	Epoxy	68 by vol.	> 155	> 2400	-	-	-	Strip
SikaWrap Hex 100G ³	Glass	Epoxy	-	26.1	600	-	-	-	Sheet
Mitsubishi Replark 20 ²	Carbon	Epoxy	-	235	> 3000	-	-	-	Sheet
M-Brace CF 130 ²	Carbon	Epoxy	-	227	3800	-	-	-	Sheet
M-Brace CF 530 ²	Carbon	Epoxy	-	373	3500	-	-	-	Sheet
M-Brace AK 60 ²	Glass	Epoxy	-	120	2000	-	-	-	Sheet
M-Brace EG 900 ²	Aramid	Epoxy	-	72.4	1520	-	-	-	Sheet
Tyfo SEH-51	Glass	Epoxy	-	26.1	575	-	-	-	Sheet
Tyfo SCH-41S	Carbon	Epoxy	-	72.4	876	-	-	-	Sheet
Tyfo SCH-35	Carbon	Epoxy	-	78.6	991	-	-	-	Sheet
Tyfo SEH-51A	Glass	Epoxy	-	26.2	575	-	-	-	Sheet
Tyfo SCH-30T	Carbon	Epoxy	-	90.2	1351	-	-	-	Sheet

(1) ISIS, 2001a

(2) Braimah, 2000

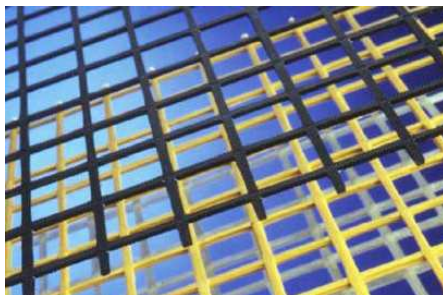
(3) ISIS, 2001b

(4) <http://www.fyfeco.com/tyfosys.html>

Tabella 2.5 Confronto qualitativo tra diversi tipi di FRP (Meier, 1994)

Criterion	Fibre Type		
	Carbon	Aramid	Glass
Tensile Strength	Very Good	Very Good	Very Good
Compressive Strength	Very Good	Inadequate	Good
Modulus of Elasticity	Very Good	Good	Adequate
Long Term Behaviour	Very Good	Good	Adequate
Fatigue Behaviour	Excellent	Good	Adequate
Bulk Density	Good	Excellent	Adequate
Alkaline Resistance	Very Good	Good	Inadequate
Price	Adequate	Adequate	Very Good

Attualmente sono disponibili in commercio diversi prodotti di FRP tra cui griglie, barre, tessuti e lamine (Figura 2.4).



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 2.4 Tipici prodotti di FRP: (a) griglie, (b) barre, (c) tessuti, (d) lamine e staffe (fib, 2007)

2.2 FRP per le costruzioni civili

Lo sviluppo delle applicazioni degli FRP nell'ambito dell'ingegneria civile è iniziato dai primi anni settanta e continua tutt'ora (Figura 2.3, Hollaway, 2010). L'uso più comune dei materiali compositi nell'ambito dell'ingegneria civile è

quello di riparazione e/o adeguamento di strutture esistenti siano esse di calcestruzzo armato, muratura, legno o acciaio. Non mancano casi in cui tali materiali siano utilizzati in sostituzione delle tradizionali armature metalliche in elementi in c.a. sia normale che precompresso. Meno frequenti sono le applicazioni per la realizzazione di strutture quasi interamente in composito.

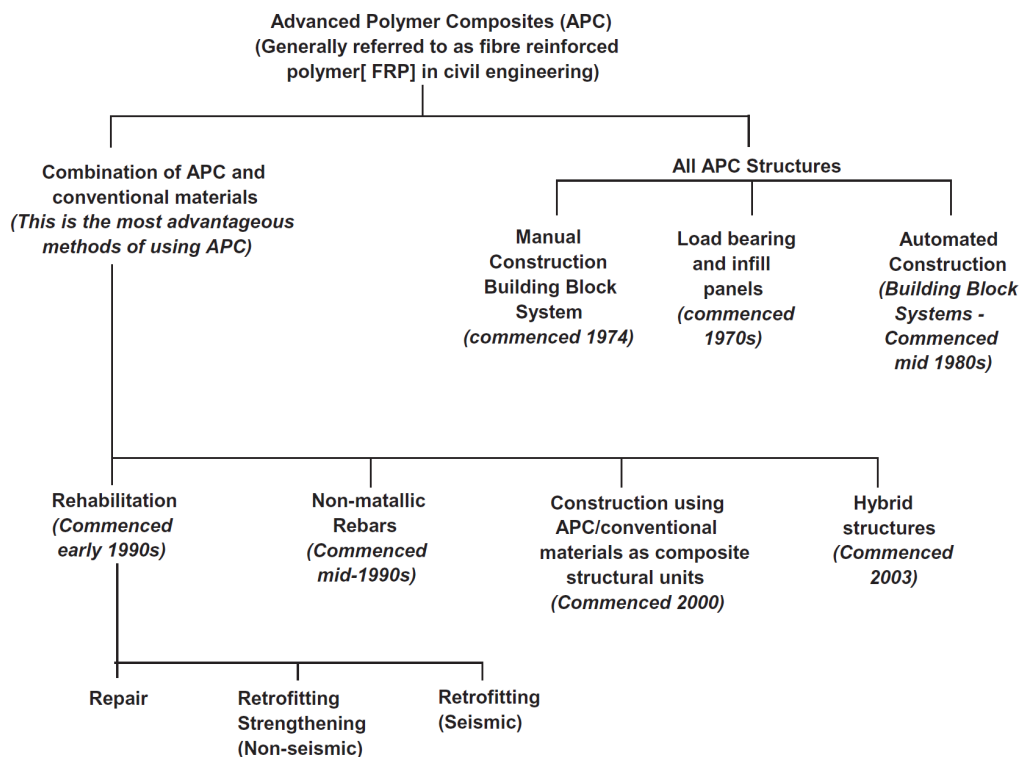


Figura 2.5 Sviluppo storico delle applicazioni degli FRP nell'ambito dell'ingegneria civile dai primi anni 70 ad oggi (Hollaway, 2010).

2.2.1 Riabilitazione degli edifici esistenti

È possibile individuare diverse condizioni per le quali le strutture esistenti necessitano di rinforzo o riabilitazione come la mancanza di resistenza (a flessionale, a taglio, a sforzo normale, ecc.), di rigidità, di duttilità e di durabilità. Le situazioni più comuni, che si possono presentare durante la vita di una struttura e per le quali si rendono necessari interventi sulla stessa sono:

- adeguamento strutturale per soddisfare le prestazioni in condizioni sismiche richieste dalle norme;
- riparazione di danni causati da eventi accidentali e/o da condizioni ambientali;
- difetti di progettazione iniziale;
- cambiamento della destinazione d'uso degli ambienti.

Il vantaggio dell'uso degli FRP nella riabilitazione degli edifici esistenti è soprattutto legato alla facilità e rapidità di installazione. Il maggiore costo di tali materiali può essere compensato dalla riduzione al minimo dei tempi di interruzione dell'uso delle opere da riabilitare.

Le tipologie di intervento più utilizzate sono:

- Rinforzo a flessione con lamine o tessuti di FRP;
- Rinforzo a taglio con lamine o tessuti di FRP;
- NSMR (Near Surface Mounting Reinforcement);
- Confinamento.

Il *rinforzo a flessione* si rende necessario per elementi strutturali soggetti ad un momento flettente di progetto maggiore della corrispondente resistenza.

Travi, piastre e colonne possono essere rinforzate a flessione attraverso l'uso di lamine o tessuti di FRP incollate all'estremità delle zone tese utilizzando adeguate resine per l'incollaggio. Le fibre del composito devono essere disposte parallelamente a quella della tensione sollecitante massima.

Il *rinforzo a taglio* si rende necessario nel caso di elementi strutturali per i quali il taglio di calcolo, eventualmente valutato con i criteri della gerarchia delle resistenze, sia superiore alla corrispondente resistenza di calcolo. Il rinforzo a taglio con materiali compositi si realizza applicando strisce di tessuto, su uno o più strati, in aderenza alla superficie esterna dell'elemento da rinforzare.

Il rinforzo esterno con lamine di FRP è fortemente suscettibile al danneggiamento per impatti, elevate temperature, incendi, raggi ultravioletti. Per evitare tali svantaggi, è stata proposta una nuova tecnica realizzativa indicata con la sigla *NSMR* (acronimo di *Near Surface Mounted Reinforcement*). Il rinforzo viene realizzato mediante l'inserimento di barre o lamine di materiale composito in appositi tagli, con spessore minore del

copriferro, praticati sulle facce esterne dell'elemento. I vantaggi nell'uso della tecnica NSM con barre di FRP rispetto alle lamine sono:

- assenza di preparazione della superficie di calcestruzzo, a meno della rimozione dei detriti derivanti dalla realizzazione del taglio;
- riduzione del tempo di installazione;
- protezione delle barre dall'ambiente esterno in quanto completamente circondate dall'adesivo.

Nel caso di elementi in compressione, generalmente, si può rendere necessario un adeguato *confinamento* con lo scopo di:

- incrementare la resistenza ultima e la corrispondente deformazione ultima, per elementi sollecitati da sforzo normale centrato o con piccola eccentricità;
- incrementare la duttilità nelle regioni in cui ci si può attendere la formazione delle cerniere plastiche, in caso di adeguamento sismico di membrature pressoinflesse.

Il confinamento può essere realizzato con tessuti o lamine di FRP disposti sul contorno dell'elemento in modo da costituire una fasciatura esterna continua (ricoprimento) o discontinua (cerchiatura).

2.2.2 Calcestruzzo armato con barre di FRP

Una delle principali problematiche esibite dagli usuali elementi in calcestruzzo armato con barre metalliche, soprattutto appartenenti a strutture esposte agli agenti atmosferici, è costituita dalla durabilità e dalla reale vita utile. Infatti, in strutture in c.a. a contatto con acido carbonico, derivante dal biossido di carbonio presente nell'atmosfera, o esposte a condizioni ambientali con presenza di cloruri (ambiente marino o spargimento di sali), si può sviluppare il fenomeno della corrosione delle barre metalliche, che comporta il deterioramento delle caratteristiche meccaniche della struttura con conseguenze sulla funzionalità e sulle condizioni di collasso delle stesse. Negli ultimi anni, varie misure sono state prese per combattere il problema della corrosione, come l'aumento del ricoprimento di calcestruzzo, l'aggiunta di additivi ed inibitori nel calcestruzzo e l'uso di differenti tipi di materiali per le armature, come le barre in acciaio inossidabile e le barre metalliche ricoperte di materiale

epossidico. Tali soluzioni in alcuni casi non appaiono completamente soddisfacenti.

In tale direzione, un'applicazione innovativa è rappresentata dall'uso di griglie di barre o profili in FRP in sostituzione delle armature tradizionali. Le barre di FRP possono essere utilizzate sia come armatura lenta che armatura da precompressione.

I vantaggi della soluzione tecnologica di griglie di barre in FRP annegate nel getto di calcestruzzo, in luogo delle usuali armature metalliche, sono numerosi (Tabella 2.6): eccellente resistenza alla corrosione ed agli agenti atmosferici, quali attacchi chimici e cicli di gelo-disgelo, possibilità di realizzare la griglia di barre in stabilimento (standardizzazione del processo), facilità di movimentazione e bassi costi di trasporto per la leggerezza del materiale, semplicità della costruzione.

Tabella 2.6 *Vantaggi e svantaggi dell'uso di barre di FRP (ACI 440.1-R06, 2006)*

Vantaggi	Svantaggi
Elevata resistenza a trazione longitudinale	Assenza di snervamento prima della rottura fragile
Resistenza alla corrosione (indipendente dal rivestimento)	Bassa resistenza trasversale
Trasparenza magnetica	Basso modulo di elasticità (funzione del tipo di fibre)
Elevata resistenza a fatica (funzione del tipo di fibre)	Suscettibilità al danneggiamento per l'esposizione a raggi ultravioletti
Leggerezza (circa 1/5÷1/4 della densità dell'acciaio)	Bassa durabilità delle fibre di vetro in ambienti umidi
Bassa conducibilità termica ed elettrica (per le fibre di vetro ed arammide)	Bassa durabilità di alcune fibre di vetro ed arammide in ambienti alcalini
	Elevato coefficiente di espansione in direzione ortogonale alle fibre, rispetto al calcestruzzo
	Suscettibilità all'incendio in funzione del tipo di matrice e del copriferro di calcestruzzo

La sezione trasversale delle barre di FRP può essere di forma quadrata, rettangolare o circolare. Le barre, generalmente, vengono realizzate attraverso processi di pultrusione da fibre continue di carbonio, vetro, arammide o basalto inglobate in una matrice di vinilestere o epossidica. La superficie esterna delle barre, dopo il processo di pultrusione, si presenta abbastanza liscia e pertanto, al fine di migliorare l'aderenza con il calcestruzzo deve essere modificata. L'aderenza barra-calcestruzzo può essere migliorata, ad esempio, realizzando barre nervate oppure sabbiando la superficie.

2.2.3 Sistemi Ibridi

I sistemi strutturali ibridi si realizzano combinando gli FRP con i materiali tradizionali al fine di ottimizzare l'utilizzazione del singolo materiale.

Ad esempio, in una trave di cemento armato il calcestruzzo al di sotto dell'asse neutro costituisce uno "spreco" di materiale a causa della sua scarsa resistenza a trazione; esso ha la funzione di proteggere l'armatura dall'ambiente e trasferire gli sforzi di scorrimento tra barra e calcestruzzo compresso. Questa area di calcestruzzo, inoltre, costituisce un peso non trascurabile. Pertanto, una soluzione ottimale, sulla falsa riga delle strutture composte acciaio-calcestruzzo, potrebbe essere quella di sostituire la parte di calcestruzzo in trazione con un elemento di materiale composito, che garantirebbe una notevole riduzione del peso dell'elemento. Un elemento certamente critico per tale tipologia strutturale è rappresentato dall'esposizione ad eventuali incendi; pertanto, la parte di FRP richiederebbe certamente adeguata protezione al fuoco.

2.2.4 Profili pultrusi

È possibile trovare in commercio anche i profili pultrusi di materiale composito fibro-rinforzato. La crescente richiesta di soluzioni strutturali con elementi di materiale composito pultruso ha portato, nel 2003, al recepimento in ambito nazionale delle normative europee EN 13706-1, EN 13706-2 e EN 13706-3, le quali definiscono i requisiti minimi necessari per classificare i profili pultrusi come "strutturali". I profili per impiego strutturale, simili a quelli metallici,

sono costituiti da profilati piatti, con sezione ad L, ad U, a T, ad I, ad I con ali larghe (wide flange), tubolare, ecc.

2.2.5 Vantaggi e svantaggi degli FRP nelle applicazioni strutturali

L'applicazione degli FRP nell'ambito dell'ingegneria civile, quale alternativa ai materiali tradizionali, è dettata da diverse considerazioni tra le quali si possono elencare:

- maggiore rapporto resistenza-peso rispetto all'acciaio;
- rapidità e semplicità di applicazione, nel caso di applicazione come rinforzo esterno, aspetto questo che rende significativamente più bassi i costi di costruzione e di fuori servizio delle strutture;
- assenza di problematiche legate alla corrosione degli FRP, anche se essi possono risultare soggetti ad altre forme di degrado dovute alle condizioni ambientali, come quelle che si verificano alle alte temperature e/o in ambienti con alte concentrazioni di umidità;
- neutralità elettromagnetica, che può essere utile in alcune particolari strutture;
- energia richiesta per la loro produzione inferiore a quella necessaria per la produzione dei materiali tradizionali; ciò consente di avere una soluzione sostenibile con un minore impatto ambientale.

Naturalmente vanno tenuti in conto anche una serie di svantaggi, connessi con l'uso di tali materiali, che includono:

- costo elevato dei materiali, che, però, con l'incremento del loro uso, tenderà a diminuire;
- bassa deformazione a rottura, con conseguente insufficiente duttilità degli elementi;
- capacità di carico laterale bassa dovuta alle scarse proprietà meccaniche della matrice;
- coefficiente di dilatazione termica trasversale differente da quello in direzione longitudinale; ciò, nel caso di barre in FRP all'interno del calcestruzzo, può portare all'espulsione del copriferro;
- comportamento a compressione ancora non adeguatamente studiato;

- espansione e rigonfiamento dovuti all'assorbimento di umidità, in particolare per l'arammide;
- rapida e grave perdita di aderenza, resistenza e rigidità alle alte temperature, intendendo cioè quelle temperature che si verificano in caso d'incendio.

2.3 Quadro normativo e linee guida

Negli ultimi anni, la ricerca svolta sulle applicazioni strutturali degli FRP ha condotto alla pubblicazione di numerosi documenti tecnici e linee guida, da parte di varie organizzazioni tecniche, inerenti la progettazione strutturale con l'uso di materiali compositi FRP.

Nel seguito si riporta un elenco dei documenti più importanti pubblicati in Italia, Europa, USA, Canada e Giappone.

Italia

CNR-DT 200/2004, Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati - Materiali, strutture di c.a. e di c.a.p., strutture murarie, Consiglio Nazionale delle Ricerche, 2004.

CNR-DT 201/2005, Studi preliminari finalizzati alla redazione di Istruzioni relative a Interventi di Consolidamento Statico di Strutture Lignee mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati, Consiglio Nazionale delle Ricerche, 2005.

CNR-DT 202/2005, Studi preliminari finalizzati alla redazione di Istruzioni per Interventi di Consolidamento Statico di Strutture Metalliche mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati, Consiglio Nazionale delle Ricerche, 2005.

CNR-DT 203/2006, Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione e il Controllo di Strutture di Calcestruzzo armato con Barre di Materiale Composito Fibrorinforzato, Consiglio Nazionale delle Ricerche, 2006.

CNR-DT 205/2007, Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Strutture realizzate con Profili Sottili Pultrusi di Materiale Composito Fibrorinforzato (FRP), Consiglio Nazionale delle Ricerche, 2007.

Europa

fib Task Group 9.3, FRP Reinforcement for Concrete Structures, Federation Internationale du Beton, 2007.

fib Bulletin 14, Design and use of externally bonded FRP reinforcement for RC Structures, Federation Internationale du Beton, 2001.

Concrete Society, Strengthening concrete structures using fibre composite materials: acceptance, inspection and monitoring, TR57, UK, 2003.

Concrete Society, Design guide for strengthening concrete structures using fibre composite materials, TR 55, 2nd ed. Camberley, UK, 2004.2003.

USA

ACI 440.4R-04, Prestressing Concrete structures with FRP Tendons, American Concrete Institute, 2004.

ACI 440.1R-06, Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars, American Concrete Institute, 2006.

ACI 440.3R-04, Guide Test Methods for Fibre-Reinforced Polymers (FRP) for reinforcing or Strengthening Concrete Structures, American Concrete Institute, 2004.

ACI 440.2R-02, Guide for the Design and Construction of externally-bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures, American Concrete Institute, 2002.

Canada

CSA-06-00, Canadian Highway Bridge Design Code, Canadian Standards Association, 2000.

CSA S806-02, Design and Construction of Building Components with Fibre-Reinforced Polymers, Canadian Standards Association, 2002.

Giappone

Japan Society of Civil Engineers (JSCE), Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fibre-Reinforced

Materials, Concrete Engineering Series 23, Research Committee on Continuous Fibre-Reinforcing Materials, 1997.

BRI, Guidelines for Structural Design of FRP Reinforced Concrete Building Structures, Building Research Institute, 1995.

JSCE, Recommendations for Upgrading of Concrete Structures with Use of Continuous Fibre Sheets. Concrete Engineering Series 41, Japan Society of Civil Engineers, 2001.

Focalizzando l'attenzione ai documenti inerenti la progettazione di strutture in *calcestruzzo armato con barre di FRP*, oggetto della ricerca, tra i documenti precedentemente elencati, è possibile individuare i seguenti:

CNR-DT 203/2006, Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione e il Controllo di Strutture di Calcestruzzo armato con Barre di Materiale Composito Fibrorinforzato, Consiglio Nazionale delle Ricerche, 2006.

fib Task Group 9.3, FRP Reinforcement for Concrete Structures, Federation Internationale du Beton, 2007.

ACI 440.1R-06, Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars, American Concrete Institute, 2006.

CSA S806-02, Design and Construction of Building Components with Fibre-Reinforced Polymers, Canadian Standards Association, 2002.

CAPITOLO 3

STATO DELL'ARTE

3.1 Sviluppo di un incendio

Lo sviluppo di un incendio si verifica in presenza di un combustibile, di un comburente (l'ossigeno) e di una sorgente iniziale di calore.

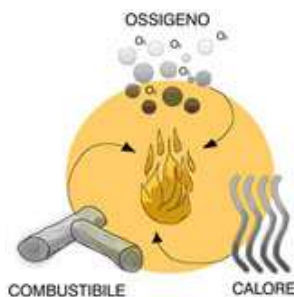


Figura 3.1 *Fattori determinanti per l'innesco e lo sviluppo dell'incendio.*

Dal punto di vista fisico la combustione determina principalmente un aumento della temperatura dell'ambiente circostante, che, in tempi relativamente brevi, può raggiungere valori elevati. La più semplice schematizzazione del fenomeno si ha rappresentando l'andamento della temperatura media, dello spazio in cui esso si sviluppa, durante il tempo. In tal modo si assume che la temperatura all'interno del locale in cui si sviluppa l'incendio risulti uniforme, ipotesi abbastanza prossima al vero nel caso di incendi pienamente sviluppati. Generalmente il fenomeno viene schematizzato nelle seguenti fasi:

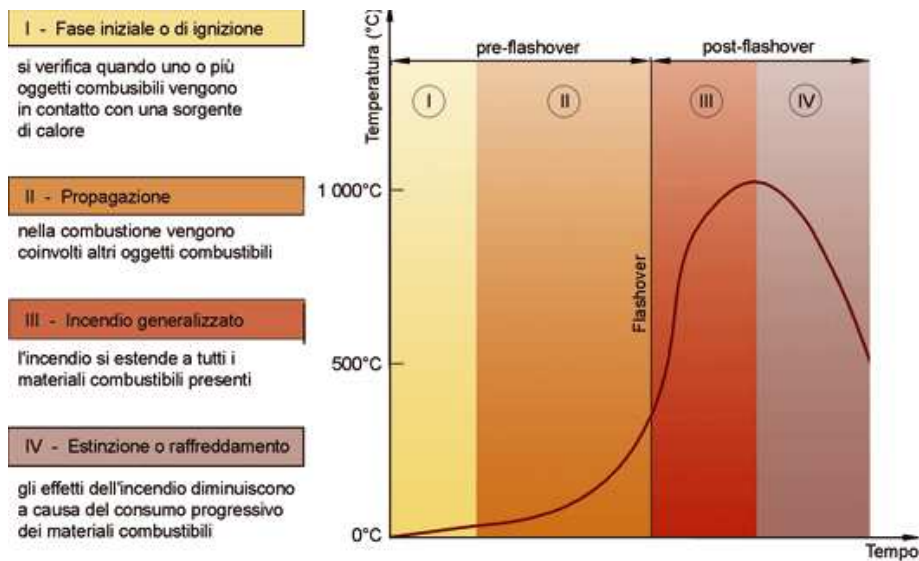


Figura 3.2 Fasi principali di sviluppo di un incendio (Nigro et al.,2009)..

- *Ignizione*: fase principale dell'incendio, dove i vapori delle sostanze combustibili, siano esse solide o liquide, iniziano il processo di combustione. In questa fase è molto importante il ruolo delle misure di protezione attiva, poiché è maggiore la probabilità di spegnimento dell'incendio: la rilevazione automatica di fumi e calore e la trasmissione di allarme, la sorveglianza, la presenza di estintori ed idranti, la segnalazione delle vie di uscita, gli evacuatori di fumo, gli impianti di spegnimento automatico (Sprinkler), la compartimentazione, la presenza di materiali non facilmente infiammabili, la quantità di carico di incendio presente, sono tutti fattori importanti per garantire i requisiti di sicurezza dell'edificio.
- *Propagazione*: caratterizzato da basse temperatura e scarsa quantità di combustibile coinvolta. In questa fase vengono coinvolti nella combustione altri oggetti combustibili presenti nel compartimento. La progressione dell'incendio dipende dalle caratteristiche di infiammabilità dei materiali ed è generalmente irregolare.
- *Incendio generalizzato*: tutto il materiale presente nel compartimento partecipa alla combustione. In questa fase, in cui la temperatura può

aumentare rapidamente al di sopra del valore di 500°C, assumono importanza l'efficienza della compartimentazione, della resistenza al fuoco degli elementi strutturali e la deformazione delle strutture.

- *Raffreddamento*: fase, solitamente, post-conclusiva dell'incendio e che comporta il raffreddamento della zona interessata ed è in concomitanza con il solidificarsi al suolo delle sostanze volatili più pesanti dei residui della combustione.

Una fase cruciale dell'incendio è il *flashover*. Con flashover si indica quella fase in cui le fiamme da uno stato di incendio localizzato si propagano velocemente a tutto il volume del compartimento, ossia l'attività di combustione si trasforma da un fenomeno superficiale a un processo che interessa il volume disponibile. Quando sopraggiunge il flashover, l'evoluzione dell'incendio in un compartimento dipende da molteplici fattori:

- carico di incendio;
- distribuzione del materiale combustibile;
- quantità di aria fornita nell'unità di tempo;
- geometria del compartimento (parte di edificio delimitata da elementi costruttivi capaci di impedire, per un prefissato periodo di tempo, la propagazione dell'incendio e/o dei fumi e di limitare la trasmissione termica alle parti adiacenti dell'edificio in caso di incendio);
- proprietà termiche dei materiali.

3.2 Evoluzione del quadro normativo italiano

La problematica della resistenza al fuoco è argomento sia del Ministero dell'Interno, nella veste del Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco, che del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. Il primo si occupa della sicurezza in caso di incendio nell'accezione più ampia (sicurezza strutturale, degli impianti, ecc.) mentre il secondo della sola sicurezza strutturale.

Per quanto riguarda la situazione nazionale italiana, il primo riferimento normativo sulla sicurezza strutturale in condizioni di incendio risale alla circolare n°91 del 14-09-1961 del Ministero dell'Interno "*Norme di sicurezza per la protezione contro il fuoco dei fabbricati a struttura in acciaio destinati*

ad uso civile”; come si può notare dal titolo della circolare, quest’ultima era destinata ai soli edifici in acciaio. La motivazione di tale destinazione è specificata nella circolare stessa: “con l’aumento della produzione dei materiali ferrosi, che negli ultimi anni ha assunto un ritmo rapidamente crescente, si è reso possibile, anche dal punto di vista economico, l’utilizzazione dei profilati d’acciaio per la costruzione delle strutture portanti anche nelle costruzioni adibite a fini civili. Tale impiego, che se effettuato indiscriminatamente, potrebbe determinare gravi pericoli per la stabilità degli edifici in caso di incendio, ha consigliato lo studio e l’emanazione di apposite Norme dirette alla protezione delle persone presenti in tali costruzioni dai pericoli innanzi detti”. Tale circolare aveva lo scopo di fornire ai progettisti ed ai costruttori di fabbricati civili con struttura in acciaio i criteri per il proporzionamento della protezione contro il fuoco da disporre a difesa delle strutture metalliche, in modo che l’incendio delle materie combustibili nel fabbricato si esaurisca prima che le strutture stesse raggiungano temperature tali da comprometterne la stabilità.

Intanto nel 1975, la Commissione della Comunità Europea decise di attuare un programma di azioni nel settore delle costruzioni con l’obiettivo di eliminare gli ostacoli tecnici al commercio ed di armonizzare le specifiche tecniche. Nell’ambito di tale programma di azioni, la Commissione prese l’iniziativa di stabilire un insieme di regole tecniche armonizzate per la progettazione delle opere di costruzione che, in una prima fase, sarebbero servite come alternativa rispetto ai regolamenti nazionali in vigore negli stati membri ed, alla fine, li avrebbe sostituiti. Un importante documento della Commissione della Comunità Europea fu la Direttiva sui Prodotti da Costruzione, pubblicata il 21 dicembre 1988, che imponeva ai prodotti impiegati per la costruzione di edifici ed alle opere di ingegneria civile il soddisfacimento di alcuni requisiti essenziali tra i quali la sicurezza in caso di incendio, relativamente alla quale stabiliva che *“le costruzioni devono essere costruite in modo tale che, in caso di sviluppo di un incendio:*

- *la capacità portante delle strutture sia garantita per un determinato periodo di tempo;*

- *la produzione e la propagazione di fiamme e di fumi all'interno delle costruzioni sia limitata;*
- *la propagazione dell'incendio alle costruzioni vicine sia limitata;*
- *gli occupanti possano abbandonare la costruzione o essere messi in salvo;*
- *la sicurezza delle squadre di soccorso sia presa in considerazione”.*

Il progetto strutturale in condizioni di incendio viene affrontato nelle parti 1-2 degli Eurocodici. Ed in particolare, la parte 1-2 dell'*Eurocodice 1* per la definizione dell'*azione incendio*, la parte 1-2 dell'*Eurocodice 2* per le strutture in *cemento armato*, la parte 1-2 dell'*Eurocodice 3* per le strutture in *acciaio*, la parte 1-2 dell'*Eurocodice 4* per le *strutture composte acciaio-calcestruzzo*, la parte 1-2 dell'*Eurocodice 5* per le strutture in *legno*, la parte 1-2 dell'*Eurocodice 6* per le strutture in *muratura*, la parte 1-2 dell'*Eurocodice 9* per le strutture in *alluminio*.

A partire dagli anni 80 la normativa nazionale iniziò a seguire le orme delle prime versioni delle norme Europee (Eurocodici) e nel 1989, a distanza di anni dalla circolare n°91, furono emanate due norme CNVVF-UNI 9502 (*“Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso”*) e 9503 (*“Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di acciaio”*) in cui per la prima volta in Italia veniva posta l'attenzione sul problema incendio per le costruzioni in cemento armato ed inoltre venivano proposti metodi ingegneristici semplificati per la valutazione analitica della resistenza al fuoco di elementi strutturali, consentendo al progettista di valutare in modo più appropriato l'eventualità di disporre protettivi. Successivamente nel 1999 fu pubblicata la norma UNI-CNR (28-12-1999), *“Istruzioni per la progettazione di costruzioni resistenti al fuoco”*, in cui per la prima volta in Italia furono trattate anche le strutture composte acciaio-calcestruzzo, oltre a quelle in calcestruzzo armato ed in acciaio, già oggetto delle precedenti norme CNVVF-UNI.

Nel 2005, sull'onda della necessità di armonizzazione delle normative nazionali con gli Eurocodici, i tempi furono maturi per l'introduzione della *”azione incendio”* all'interno delle *“Norme tecniche per le costruzioni”* in cui per la prima volta in una norma emanata dal Ministero delle Infrastrutture e dei

Trasporti (ex Ministero dei Lavori Pubblici) l'incendio compare come *azione accidentale* (modificata in *azione eccezionale* nella recente versione della norma dell'anno 2008) acquistando pari dignità delle azioni che si possono definire "standard" per una progettazione in condizioni di temperatura ambiente. Tali norme definiscono in linea generale le richieste di prestazione delle strutture in caso di incendio, rinviando, per le attività soggette al controllo del Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco, alle specifiche regole tecniche emanate dal Ministero dell'Interno.

Per riassumere in un unico provvedimento l'insieme delle disposizioni normative emanate nel corso degli anni sulla sicurezza in caso di incendio, aggiornandole e armonizzandole con le norme europee, il Ministero dell'Interno nel 2007 ha emanato un pacchetto costituito da tre decreti che regolamentano la "*Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione*", le "*Prestazioni di resistenza al fuoco delle costruzioni nelle attività soggette al controllo del Corpo nazionale dei vigili del fuoco*" ed inoltre "*Direttive per l'attuazione dell'approccio ingegneristico alla sicurezza antincendio*". In particolare con il decreto del 09 marzo 2007 viene definitivamente abrogata la ormai obsoleta circolare n°91 del 1961.

Pertanto già dagli anni '80 le norme per la progettazione in condizioni di incendio seguivano le linee guida dettate dagli Eurocodice e non deve stupirci se tali norme spesso sono una sintesi degli Eurocodici stessi presentando la medesima impostazione concettuale. Le ultime norme nazionali emanate dagli organi preposti forniscono una anticipazione sui valori correlati ad aspetti di sicurezza, volutamente lasciati dagli Eurocodici alla responsabilità delle autorità regolamentari in ogni Stato Membro della Comunità Europea, che saranno definitivamente stabiliti nei cosiddetti NADs, ovvero acronimo di National Application Documents, che accompagneranno ciascun Eurocodice.

L'impostazione concettuale della progettazione strutturale in condizioni di incendio viene ben sintetizzata nel seguente schema, tratto dall'Eurocodice 1 parte 1-2, ma presente anche in tutte le altre parti 1-2 dei successivi Eurocodici.

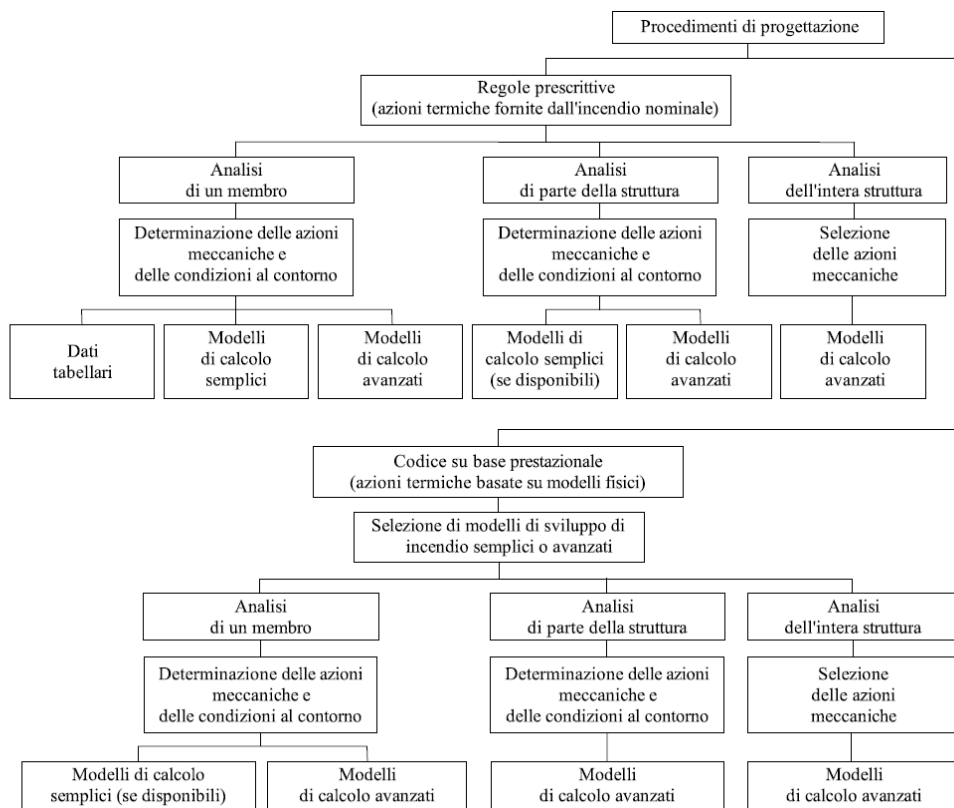


Figura 3.3 *Procedimenti di progettazione secondo l'impostazione degli Eurocodici.*

Da una prima analisi appare evidente la possibilità di scegliere due tipi di approccio alternativi; uno è il classico approccio prescrittivo, basato su regole appunto prescrittive e azioni termiche standard, l'altro è l'approccio prestazionale, o meglio conosciuto in ambito internazionale come *Performance-Based Design*, in cui le azioni termiche sono basate su modelli fisici. In sintesi possiamo dire che l'approccio prescrittivo riguarda “come la struttura viene costruita” mentre l'approccio prestazionale riguarda “come la struttura funziona”. Per entrambi gli approcci la struttura può essere analizzata secondo una *analisi per singoli elementi*, per *sottostruttura* e per *struttura completa*. Inoltre, si propone di valutare la capacità portante in condizioni di incendio secondo tre procedure, con livello di accuratezza crescente,: *verifica basata sull'utilizzo di tabelle*; *modelli di calcolo semplici*; *modelli di calcolo*

generali. Di tutti questi aspetti verrà fornita una descrizione sintetica nei prossimi paragrafi, rimandando a testi specialistici per maggiori approfondimenti (Nigro et al., 2009).

3.3 Aspetti Generali della Sicurezza Strutturale in Caso di Incendio

La sicurezza degli edifici in caso d'incendio dipende da molti fattori che intervengono in fase di progetto e durante la costruzione dell'opera stessa. Nella fattispecie, per sicurezza deve intendersi l'insieme di disposizioni normative, degli accorgimenti progettuali e delle specifiche procedure finalizzate al conseguimento della incolumità delle persone e delle cose.

Le regole tecniche di Prevenzione Incendi mirano al raggiungimento della sicurezza in caso di incendio negli edifici. In generale il Progetto di Prevenzione Incendi di una costruzione è costituito da un insieme integrato di misure di Protezione Attiva, cioè l'insieme delle misure che vengono adottate al fine di ottenere lo spegnimento dell'incendio durante la sua fase iniziale, e di Protezione Passiva, costituite dall'insieme delle misure che vengono adottate per ridurre al minimo i danni all'edificio. Alle misure di Protezione Passiva appartiene il concetto di *resistenza al fuoco* (REI), che si distingue in:

- *capacità portante in caso di incendio* (R) delle strutture, definita come l'attitudine delle strutture a conservare una sufficiente resistenza meccanica sotto l'azione del fuoco;
- *capacità di compartimentazione* rispetto all'incendio degli elementi di separazione sia strutturali, come muri e solai, sia non strutturali, come porte e tramezzi, cioè l'attitudine a conservare una sufficiente "tenuta" (E) ed un sufficiente "isolamento termico" (I).

Pertanto, secondo le misure di Protezione Passiva, il progetto e la verifica di sicurezza delle strutture in caso di incendio sono orientati, in generale, ad assicurare una adeguata *capacità portante durante l'incendio*, che viene espressa in termini di *classe di resistenza al fuoco* (R15, R20, R30, R45, R60, R90, R120, R180, R240), in cui il numero rappresenta il tempo, espresso in minuti primi, per il quale il requisito di resistenza viene garantito.

Per valutare la capacità portante è necessario definire le azioni a cui la struttura è soggetta in condizioni di incendio. Tali azioni sono sia di tipo termico (scenario di incendio), che di tipo meccanico (carichi permanenti e variabili).

3.3.1 Azioni termiche

Le norme tecniche nazionali ed europee sono concordi nel definire due tipologie di *incendio di progetto* che evolvono secondo l'andamento di una delle due famiglie di curve descritte di seguito:

- *curve di incendio naturali* (Figura 3.4) determinate in base a modelli di incendio ed a parametri fisici che definiscono le variabili di stato all'interno del compartimento, quali il fattore di apertura, le proprietà termiche dei materiali che compongono le superfici del compartimento e il carico specifico di incendio. La curva di incendio naturale è caratterizzata dalle fasi di ignizione, propagazione, incendio generalizzato ed estinzione (Figura 3.2). Un modello di incendio naturale può essere applicato a condizione che lo scenario di incendio di progetto sia approvato dall'organo di controllo preposto (VVFF) e che la stabilità strutturale, valutata mediante analisi che tengano conto anche delle azioni indirette connesse con l'azione termica, sia verificata per tutta la durata dell'incendio comprendendo anche la fase di raffreddamento;

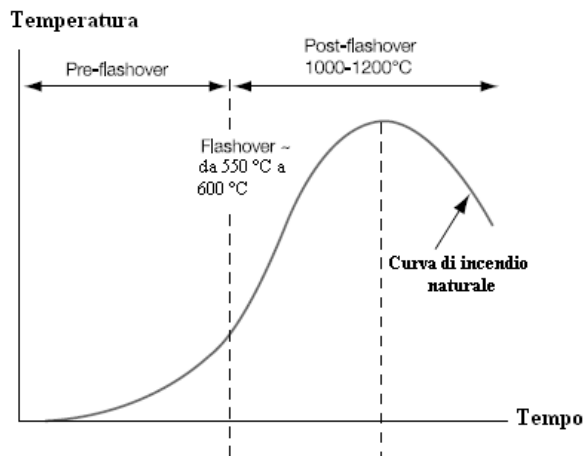


Figura 3.4 Curva di incendio naturale.

- *curve di incendio nominale* sono adottate per la classificazione delle costruzioni e per la verifica di resistenza al fuoco di tipo convenzionale (Figura 3.5).

I modelli di incendio nominale sono rappresentativi di incendi che:

a) si sviluppano in ambienti chiusi con combustione prevalente di materiale celluloso. In tali casi l'incendio di progetto corrisponde a quello definito dalla curva nominale standard, ISO834, che descrive l'andamento della temperatura media dei gas di combustione, che cresce nel tempo in modo logaritmico secondo la seguente relazione:

$$\theta_g = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1) \quad (3.1)$$

in cui θ_g è la temperatura del gas all'interno del compartimento antincendio e t è il tempo di evoluzione dell'incendio espresso in minuti.

b) agiscono su elementi situati in ambienti esterni:

$$\theta_g = 660 \left(1 - 0.687e^{-0.32t} - 0.313e^{-3.8t} \right) + 20 \quad (3.2)$$

c) si sviluppano per combustione prevalente di idrocarburi:

$$\theta_g = 1080 \left(1 - 0.325e^{-0.167t} - 0.675e^{-2.5t} \right) + 20 \quad (3.3)$$

In Figura 3.5 sono riportati gli andamenti delle curve normalizzate, sopra elencate, in funzione del tempo. È possibile osservare come tutti gli incendi nominali sono caratterizzati, a differenza delle curve di incendio naturali, da un andamento delle temperature sempre tendenzialmente crescente nel tempo.

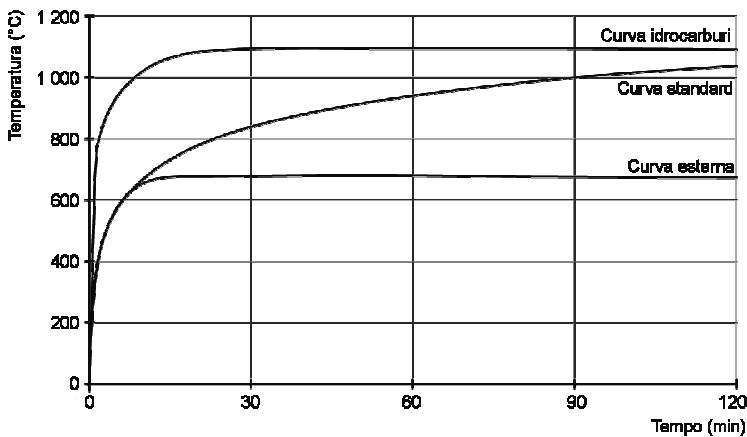


Figura 3.5 Curva di incendio nominali.

3.3.2 Azioni meccaniche

Le azioni meccaniche sulla struttura o sull'elemento possono essere suddivise in due tipologie:

- azioni indirette;
- azioni dirette.

Le prime possono nascere a causa delle dilatazioni termiche indotte dall'incendio, le seconde sono costituite dai carichi quali peso proprio e sovraccarichi che sono presenti nelle ordinarie analisi a temperatura ambiente.

3.3.2.1 Azioni Indirette

In condizioni di incendio è presente una tipologia di azioni non presente nel progetto a temperatura ambiente; queste azioni sono le cosiddette azioni indirette. Le azioni indirette sono definite come le sollecitazioni, quali la variazione delle forze assiali, delle forze di taglio e dei momenti flettenti, dovuti ai vincoli che reagiscono alle distorsioni termiche che si manifestano in condizioni di incendio. Queste azioni devono essere considerate con l'esclusione di quei casi dove le azioni:

- possono essere riconosciute trascurabili o a favore di sicurezza a priori;
- sono introdotte per mezzo di modelli e condizioni vincolari scelte a favore di sicurezza, e/o sono implicitamente comprese nel calcolo per effetto di requisiti di sicurezza al fuoco definiti in modo conservativo.

Il progettista è tenuto così a valutare e a decidere in quali casi particolari almeno una delle condizioni precedenti è verificata. Un caso particolare è citato nell'Eurocodice 3 Parte 1-2: *“non devono essere prese in considerazione le azioni indirette dagli elementi adiacenti quando i requisiti di sicurezza in caso di incendio si riferiscono ad elementi in condizioni di incendio normalizzato”*. Questi sono i casi di verifiche secondo l'approccio prescrittivo dove per esempio viene richiesta alla soletta una R60 ovvero una resistenza di 60 minuti di esposizione all'incendio standard. Il motivo alla base di questa possibilità è probabilmente legato al fatto che le prestazioni richieste agli elementi e basate sulle curve di incendio standard sono collegate a verifiche mediante prove sperimentali nelle quali le azioni indirette non erano presenti.

3.3.2.2 Azioni Dirette

L'incendio costituisce una condizione di carico eccezionale per una struttura per cui le azioni meccaniche da considerare per le verifiche di resistenza in caso di incendio corrispondono sostanzialmente alla combinazione di carico per azioni eccezionali:

$$F_{fi,d} = G_K + \gamma_p \cdot P_K(t) + \sum_i \psi_{2,i} \cdot Q_{K,i} + \sum A_d(t) \quad (3.4)$$

essendo:

G_K valore caratteristico delle azioni permanenti;

$P_K(t)$ valore caratteristico della forza di precompressione variabile con il tempo di esposizione al fuoco;

$Q_{k,i}$ valore caratteristico dell' i -esima azione variabile;

$A_d(t)$ valori di progetto delle azioni derivanti dall'esposizione all'incendio;

γ_{GA} coefficiente parziale di sicurezza per le azioni permanenti in situazioni eccezionali, posto pari a 1.0;

γ_P coefficiente parziale di sicurezza per la forza di precompressione in situazioni eccezionali, posto pari a 1.0;

$\psi_{2,i}$ coefficiente di combinazione per il valore quasi-permanente della i -esima azione variabile (vedi Tabella 3.1).

Tabella 3.1 Coefficienti ψ_{2i} , secondo le NTC2008.

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{2,i}$
Cat.A Abitazioni, aree residenziali	0,3
Cat.B Uffici	0,3
Cat.C Aree congressuali	0,6
Cat.D Aree commerciali	0,6
Cat.E Magazzini	0,8
Cat.F Area aperta al traffico (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,6
Cat.G Area aperta al traffico (per autoveicoli di peso > 30 kN e ≤ 160 kN)	0,3
Cat.H Coperture	0,0
Vento	0,0
Neve (Finlandia, Islanda, Norvegia, Svezia)	0,2
Neve (altri stati membri del CEN, a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,0
Neve (altri stati membri del CEN, a quota > 1000 m s.l.m.)	0,2
Temperature negli edifici (non in caso di incendio)	0,0

Nell'ambito delle norme vigenti non è prevista la situazione in cui si verificano in modo simultaneo più azioni eccezionali indipendenti (EN 1991-1-2, par. 4.2.2(1)). Inoltre, nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (par. 3.6.1.5.3) si esclude espressamente la possibilità di concomitanza dell'incendio con le altre azioni eccezionali (es. urti ed esplosioni) e con le azioni sismiche.

Quando non occorre valutare esplicitamente le azioni indirette dovute all'incendio (come ad esempio nel caso di analisi per singoli elementi strutturali esposti ad un incendio normalizzato) gli effetti delle azioni meccaniche di progetto per la verifica al fuoco $E_{fi,d}$, ritenuti costanti durante lo sviluppo dell'incendio, possono essere ottenuti riducendo gli effetti delle azioni di progetto allo stato limite ultimo a temperatura ordinaria E_d mediante la relazione:

$$E_{fi,d} = \eta_{fi} \cdot E_d \quad (3.5)$$

dove il fattore di riduzione η_{fi} , nell'ipotesi di proporzionalità tra carichi e sollecitazioni nelle combinazioni di SLU e SLS e nel caso di un solo carico accidentale, vale:

$$\left(\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,i} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}} \right) \quad (3.6)$$

essendo:

γ_G coefficiente parziale di sicurezza per le azioni permanenti;

$\gamma_{Q,1}$ coefficiente parziale di sicurezza per l'azione variabile principale.

Il fattore di riduzione η_{fi} in genere varia nell'intervallo 0.3÷0.7. Per le usuali categorie di carico l'Eurocodice suggerisce di assumere per η_{fi} un valore pari a 0,65, ad eccezione delle aree di categoria E individuate in EN 1991-1-1 (aree suscettibili di accumulo di merci incluse le aree di accesso, aree ad uso industriale), per le quali il valore raccomandato di η_{fi} è 0,7. Tuttavia, essendo le combinazioni di carico allo SLU proposte nella norma italiana leggermente differenti da quelle fornite nell'EN 1990 è opportuno valutare $E_{fi,d}$ direttamente dai carichi definiti dalla relazione precedente.

È utile introdurre anche la definizione di livello di carico in caso di incendio $\eta_{fi,t}$ definito dall'espressione:

$$\eta_{fi,t} = \frac{E_{fi,d,t}}{R_d} \quad (3.7)$$

dove:

$E_{fi,d,t}$ è la sollecitazione di progetto al tempo t di esposizione all'incendio;

R_d è la resistenza di progetto a temperatura ambiente (valutata con i coefficienti parziali di sicurezza dei materiali forniti in genere nelle parti 1-1 di ciascun Eurocodice strutturale e nelle NTC2008).

Il parametro $\eta_{fi,t}$ corrisponde a η_{fi} solo nel caso in cui si assuma $R_d = E_d$ ed $E_{fi,d,t} = E_{fi,d} = \eta_{fi} \cdot E_d$.

3.3.3 Verifiche in condizioni di incendio

In generale, la verifica di resistenza al fuoco può essere condotta nel dominio delle resistenze, nel dominio delle temperature o in quello del tempo, secondo le indicazioni seguenti:

- la *verifica nel dominio delle resistenze* consiste nel verificare la disuguaglianza seguente:

$$E_{fi,d,t} \leq R_{fi,d,t} \quad (3.8)$$

in cui $E_{fi,d,t}$ ed $R_{fi,d,t}$ rappresentano rispettivamente i valori di progetto delle sollecitazioni e della capacità di resistenza in condizioni di incendio, entrambe riferite alla durata t di esposizione al fuoco. Le sollecitazioni in caso di incendio sono dovute sia alle azioni dirette, derivanti dai carichi applicati, sia alle azioni indirette, derivanti dalle alte temperature attinte in caso di incendio. A differenza dell'usuale caso di verifica "a freddo", in cui R_d è invariabile, in caso di incendio entrambi i termini della disequazione possono variare (vedi Figura 3.6) e in particolare R_d diminuisce per effetto del danneggiamento indotto dalle alte temperature ed E_d varia per effetto della dilatazione termica contrastata dall'iperstaticità del sistema;

- la *verifica nel dominio delle temperature* per cui deve risultare:

$$\theta_d \leq \theta_{cr,d} \quad (3.9)$$

dove θ_d è il valore di progetto della temperatura del materiale e $\theta_{cr,d}$ è il valore di progetto della temperatura critica del materiale.

- la *verifica nel dominio del tempo* prevede che sia verificato:

$$t_{fi,d} \leq t_{fi,requ} \quad (3.10)$$

confrontando la durata disponibile, $t_{fi,d}$, detta durata di progetto della resistenza al fuoco, con il tempo di resistenza al fuoco richiesto, $t_{fi,requ}$, definito in base a classificazioni tipologiche delle strutture e corrispondente al tempo, espresso in minuti primi, durante il quale la resistenza al fuoco deve essere garantita.

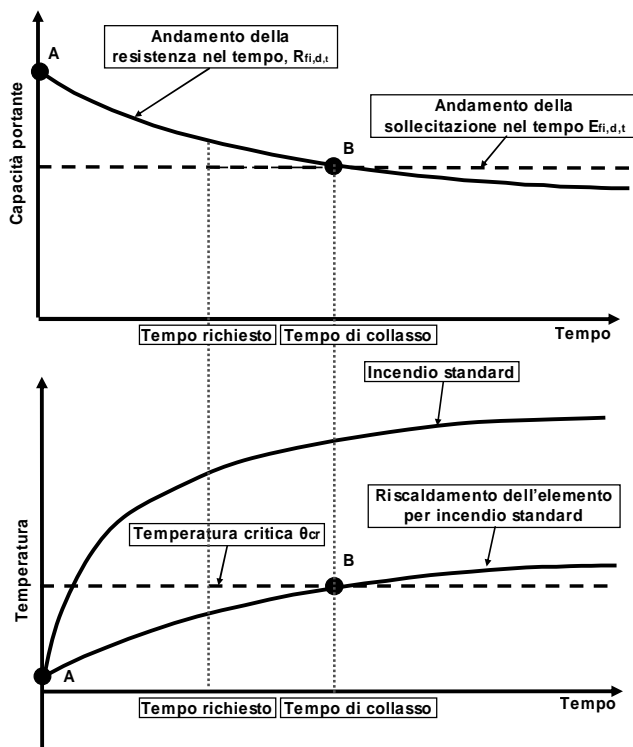


Figura 3.6 Verifica di sicurezza nel caso di esposizione all'incendio standard (Nigro et al., 2009).

La valutazione della resistenza in condizioni di incendio degli elementi strutturali, secondo le norme di riferimento, può essere effettuata con due diversi tipi di approccio:

- *verifica sperimentale* che viene effettuata seguendo protocolli di prova normati, sottoponendo gli elementi con specifiche condizioni di carico all'azione del fuoco;

- *verifica analitica*, in genere più usuale, può essere condotta secondo tre diversi modelli di calcolo analitico (comuni a tutte le norme in materia) che garantiscono un livello di accuratezza dei risultati, nel passare dall'uno all'altro metodo, crescente e a cui corrispondente un aumento dell'impegno computazionale richiesto.

3.3.3.1 *Verifica sperimentale*

L'obiettivo della determinazione sperimentale della resistenza al fuoco è quello di valutare il comportamento di un campione di un elemento costruttivo di un edificio sottoposto a precise condizioni di carico, temperatura e pressione. Le prove in caso di incendio possono essere eseguite per uno dei seguenti motivi:

- 1) valutare la classe di resistenza al fuoco di un elemento costruttivo in relazione alle prestazioni richieste dalle normative vigenti;
- 2) ottenere informazioni utili per lo svolgimento di modellazioni numeriche complementari;
- 3) valutare l'influenza di alcuni parametri significativi sul comportamento in condizioni di incendio di determinate tipologie strutturali al fine di avere una migliore comprensione delle prestazioni di elementi e materiali strutturali.

Il metodo fornisce un mezzo per quantificare la capacità di un elemento di resistere all'esposizione ad alte temperature fissando criteri che consentono di valutarne le funzioni, tra le altre, di capacità portante (R), di confinamento dell'incendio (tenuta, E) e di trasmissione del calore (isolamento I).

Pertanto, un campione rappresentativo dell'elemento, di cui è necessario valutare le prestazioni, viene sottoposto ad uno specificato regime di riscaldamento ed ad un determinato carico esterno (Figura 3.7). L'esposizione all'incendio viene realizzata attraverso l'uso di un apposito forno di prova,

I forni di prova sono in pratica delle stanze in cui il riscaldamento (che in genere segue la curva tempo-temperatura standard ISO834) può essere ottenuto per combustione di liquidi o gas. Essi si differenziano in forni orizzontali e forni verticali (Figura 3.8). La prima tipologia, caratterizzata dalla mancanza di cielo (ovvero del soffitto), sono adatti per le prove su elemento orizzontali quali

solai e travi. La seconda tipologia, invece, è adatta per le prove su elementi verticali come le pareti.

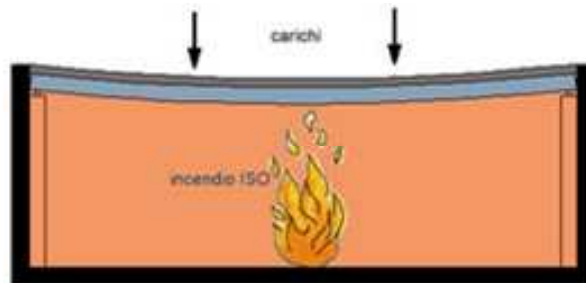


Figura 3.7 Prova sperimentale con forno orizzontale.

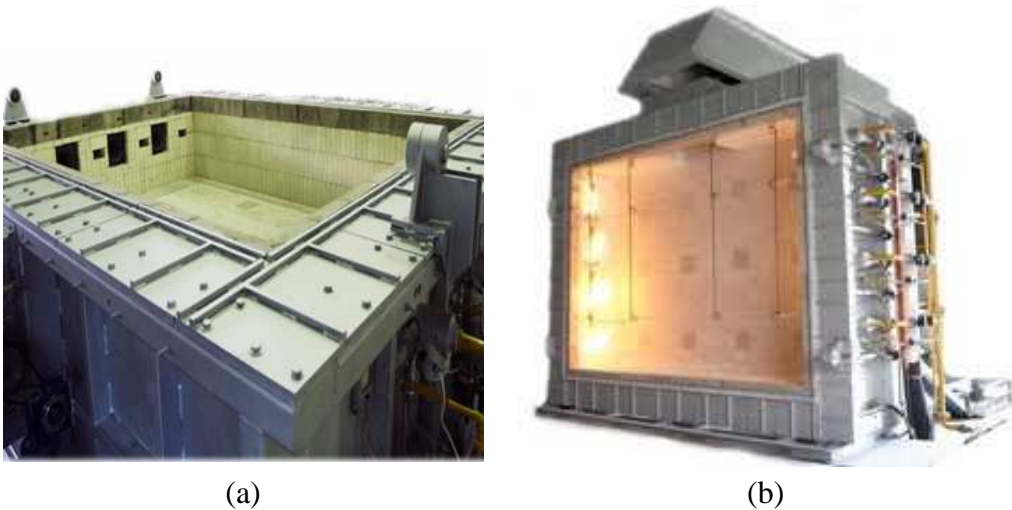


Figura 3.8 Forno di prova: (a) orizzontale, (b) verticale.

La prestazione del campione di prova viene valutata sulla base di criteri prestazionali descritti in apposite normative. Le condizioni di esposizione, i criteri prestazionali e le procedure di classificazione sono indicate nelle parti 2, 3 e 4 della norma EN 13501.

Le specifiche dei forni sperimentali, delle attrezzature di prova, degli strumenti di misura e di acquisizione, le procedure di campionamento, conservazione, condizionamento, invecchiamento, installazione e prova e le modalità di stesura del rapporto di prova, invece, sono indicate nelle norme EN o ENV richiamate dalle parti 2, 3 e 4 della EN 13501.

In particolare tale norma rimanda a norme specifiche per ciascuna tipologia strutturale tra le quali è possibile citare:

- EN 1365-1, Fire resistance tests for loadbearing elements - Part 1: *Walls* (Muri);
- EN 1365-2, Fire resistance tests for loadbearing elements - Part 2: *Floors and roofs* (solai e tetti);
- EN 1365-3, Fire resistance tests for loadbearing elements - Part 3: *Beams* (travi);
- EN 1365-4, Fire resistance tests for loadbearing elements - Part 4: *Columns* (colonne).

La resistenza al fuoco del campione in prova è espressa dal tempo durante il quale il campione garantisce il soddisfacimento dei criteri prestazionali adottati. Il tempo così ottenuto è una misura dell'idoneità della costruzione in caso d'incendio ma non ha una relazione diretta con la durata di un incendio reale.

La prova può essere terminata per una o più delle seguenti ragioni (EN1363-1):

- a) sicurezza del personale o danneggiamento imminente dell'attrezzatura;
- b) soddisfacimento dei criteri adottati;
- c) richiesta del committente.

I criteri prestazionali da valutare durante la prova sono (EN1363-1)¹:

1) *Isolamento (I)*

È il tempo in minuti completati durante il quale il campione di prova conserva, durante la prova, le sue funzioni di separazione senza raggiungere, sulla sua faccia non esposta, temperature che incrementino la temperatura media oltre i 140°C rispetto alla temperatura media iniziale oppure incrementino la temperatura in qualsiasi posizione oltre i 180°C rispetto alla temperatura media iniziale;

2) *Integrità (E)*

¹ È opportuno notare che, i criteri prestazionali "isolamento" e "tenuta" si devono ritenere automaticamente non soddisfatti quando il criterio di "capacità portante" cessa di esserlo. Inoltre, il criterio di prestazione "isolamento" si deve ritenere automaticamente non soddisfatto quando il criterio di "tenuta" cessa di esserlo.

È il tempo in minuti completati per il quale il campione di prova conserva, durante la prova, la sua funzione di separazione senza manifestare fessure o fratture che possono determinare l'ignizione dell'incendio sulla superficie non esposta all'azione diretta dell'incendio.

3) Capacità portante (*R*)

È il tempo in minuti completati per il quale il campione di prova conserva, durante la prova, la sua capacità di sostenere il carico applicato. Tuttavia, in pratica, al fine di evitare danneggiamenti al forno ed alle apparecchiature di prova, l'elemento non viene portato al collasso ma la valutazione della capacità portante viene stimata attraverso limitazioni sulla inflessione e sulla velocità di inflessione dell'elemento. Si ritiene che la perdita della capacità portante si verifichi quando vengono superati entrambi i seguenti criteri:

a) per elementi sollecitati a flessione:

$$\text{deformazione limite:} \quad D = \frac{L^2}{400 \cdot d} \text{ mm e}$$

$$\text{velocità di deformazione limite}^2: \quad \frac{dD}{dt} = \frac{L^2}{9000 \cdot d} \text{ mm/min}$$

dove L è la luce netta del campione di prova, in millimetri e la d è la distanza tra la fibra più esterna della zona compressa e la fibra più esterna di quella tesa della sezione strutturale di progetto a freddo espressa in millimetri.

b) per elementi sollecitati a compressione:

$$\text{contrazione limite verticale (accorciamento)} \quad C = \frac{h}{100} \text{ mm e}$$

$$\text{velocità limite di contrazione verticale} \quad \frac{dC}{dt} = \frac{3 \cdot h}{1000} \text{ mm/min}$$

dove h è l'altezza iniziale in millimetri.

Il risultato finale della prova consiste nella classificazione della resistenza al fuoco dell'elemento attraverso la definizione del tempo³ espresso in minuti

² Il criterio della velocità di spostamento limite non si applica prima di aver superato una inflessione pari ad $L/30$.

corrispondente al raggiungimento dei criteri prestazionali limite relativi ad R, E ed I.

3.3.3.2 Verifica analitica

Le tradizionali indagini sperimentali eseguite in appositi forni hanno permesso di formulare criteri pratici per la protezione dei componenti strutturali mediante appropriati dimensionamenti degli elementi e dei rivestimenti protettivi. L'idea di sostituire le prove fisiche al forno con sperimentazioni numeriche, basate su adeguati modelli, è venuta successivamente anche a seguito dello sviluppo delle tecnologie di calcolo.

Il vantaggio della simulazione matematica sta nel fatto di poter prevedere il comportamento di componenti strutturali, aventi dimensioni tali da non poter essere introdotti nei forni esistenti. Un ulteriore vantaggio è quello di poter considerare condizioni di vincolo difficilmente riproducibili in forno, come ad esempio l'importante ruolo della continuità delle campate di travi, eccedenti le dimensioni dei forni a disposizione. Va sottolineata anche la possibilità di effettuare previsioni della durata di resistenza al fuoco con programmi termici diversi da quelli della cosiddetta curva di incendio standard tempo-temperatura, generalmente usata nelle prove in forno, e più aderenti agli andamenti che si riscontrano negli incendi reali.

Per quanto riguarda i metodi di verifica analitica, già citati precedentemente, si è detto che essi possono seguire tre tipi di modellazione diversa, che si distinguono per procedure e campi di applicabilità, e sono:

- *metodo tabellare*, di uso immediato, in grado di fornire la resistenza all'incendio standard *ISO 834* di singoli elementi strutturali in funzione di semplici parametri, quali la geometria, il livello di carico agente, la percentuale di armatura e lo spessore dell'eventuale calcestruzzo presente;
- *modelli di calcolo semplificati* che estendono le metodologie di calcolo valide per il progetto in condizioni di temperatura ambiente al caso del progetto in condizioni di incendio; questo è possibile modificando le

³ Il tempo viene arrotondato per difetto al più vicino della classificazione discreta, ovvero 15, 20, 30, 45, 60, 90, 120, 180, 240 o 360 min.

proprietà dei materiali in funzione della temperatura e ricavando il campo di temperatura attraverso delle formulazioni semplificate;

- *modelli di calcolo avanzati* che sono modelli di calcolo accurati, con validità a carattere generale, basati sulla modellazione termo-meccanica dei materiali e della struttura.

La valutazione analitica della resistenza strutturale (intendendo per struttura un singolo elemento, oppure una parte di un intero edificio o, ancora, una intero edificio), cioè della capacità portante, in caso di incendio si articola in 6 fasi (Figura 3.9):

- definizione di tipologia e scenario di incendio;
- valutazione dell'azione termica (flussi termici);
- valutazione della risposta termica (analisi termica), cioè il campo di temperature nella struttura durante il tempo di esposizione ad una data azione termica;
- valutazione dell'azione meccanica (combinazioni di carico), cioè i carichi di progetto che agiscono sulla struttura durante l'incendio;
- valutazione della risposta meccanica (tipologia di analisi strutturale ed analisi meccanica), cioè il comportamento esibito della struttura in funzione della curva temperatura-tempo dell'incendio;
- verifica di resistenza al fuoco, cioè del livello di sicurezza espresso dalla struttura.



Figura 3.9 Schematizzazione del processo di progettazione in caso di incendio.

Analisi Termica

La determinazione della distribuzione delle temperature all'interno di un elemento strutturale richiede in generale la soluzione di un problema non lineare di diffusione del calore.

Si è infatti in presenza di un regime transitorio di conduzione interna per condizioni di tipo radiativo-convettivo sulla superficie esterna di un elemento.

La soluzione del problema si ottiene risolvendo l'equazione del bilancio di energia con le relative condizioni al contorno.

I meccanismi con cui può essere trasferito calore sono molteplici; in sintesi si può riassumere tutta la fenomenologia in tre meccanismi fondamentali:

- *Conduzione*: è il meccanismo che si instaura tra due o più corpi posti a contatto. La differenza di temperatura tra i corpi genera un trasferimento di energia interna sotto forma di calore. L'energia trasferita tra i corpi è energia cinetica delle particelle (energia interna), che trovandosi ad energia maggiore sono più mobili delle corrispondenti particelle a temperatura più bassa.
- *Convezione*: è un meccanismo di trasferimento di energia determinato dall'azione combinata della conduzione e del trasporto di materia. È il meccanismo che rende possibile il trasferimento di energia tra due fluidi o tra un fluido ed un corpo. A seconda dei casi, si parla di convezione libera o forzata. La *convezione libera* si realizza quando i moti convettivi nel fluido sono dovuti solo allo scambio di calore. La *convezione forzata* quando i moti convettivi vengono incrementati da azioni esterne quali eliche, pompe, ecc.
- *Irraggiamento*: in questo caso il trasferimento di calore non è dovuto al contatto tra i corpi, ma alla mutua esposizione tra gli stessi. Dalla teoria ondulatoria di Maxwell è noto che ogni corpo è una sorgente di onde elettromagnetiche e che l'emissione di onde è una forma di dissipazione dell'energia interna: le onde emesse giungono sui corpi limitrofi che, ricevendo l'onda, immagazzinano parte dell'energia stessa.

I parametri della trasmissione del calore che intervengono nel modello termico di un elemento strutturale sono:

- *coefficiente di convezione* α_c : flusso termico convettivo sull'elemento rapportato alla differenza tra la temperatura del gas che lambisce la superficie dell'elemento e la temperatura della superficie stessa;
- *emissività della fiamma* ε_f : quantità di flusso radiante che la fiamma emette rapportata al flusso radiante emesso dal "corpo nero" alla stessa temperatura;
- *emissività della superficie* ε_m : rapporto tra il calore radiante assorbito da una data superficie e quello assorbito dalla superficie del corpo nero.

Lo studio del transitorio termico degli elementi strutturali si deve effettuare nel caso in cui si effettui una verifica analitica.

L'azione termica dell'incendio è rappresentata dal flusso di calore netto \dot{h}_{net} (W/m^2) trasmesso alla superficie dell'elemento strutturale. Il flusso di calore netto di progetto sarà determinato in base ai contributi della convezione $\dot{h}_{net,c}$ e dell'irraggiamento $\dot{h}_{net,r}$:

$$\dot{h}_{net,d} = \dot{h}_{net,c} + \dot{h}_{net,r}$$

La componente convettiva del flusso di calore per unità di superficie è determinata da:

$$\dot{h}_{net,c} = \alpha_c \cdot (\theta_g - \theta_m) \quad [W/m^2]$$

dove

α_c è il coefficiente di scambio di calore per convezione $[W/m^2K]$

θ_g è la temperatura dei gas dell'ambiente fornita dal modello di calcolo utilizzato [$^{\circ}C$];

θ_m è la temperatura superficiale dell'elemento strutturale [$^{\circ}C$]

Il coefficiente di scambio di calore per convezione α_c sul lato esposto dell'elemento strutturale dipende dal tipo di curva tempo-temperatura rappresentante l'incendio. Per tale coefficiente la norma EN1991-1-2 fornisce i valori riportati nella Tabella 3.2.

Tabella 3.2 Valori di α_c proposti nell'EN1991-1-2 (2002).

Modello di incendio	α_c [W/m ² K]
Incendio standard	25
Incendio esterno	25
Incendio degli idrocarburi	50
Incendio parametrico	35
Modelli avanzati	35
Condizioni di esposizione: superficie non esposta di elementi di separazione	
Senza effetti di trasferimento di calore per irraggiamento	4
Compresi gli effetti del trasferimento di calore per irraggiamento	9

Il coefficiente di scambio di calore per convezione α_c sulle superfici di un elemento strutturale non esposte all'incendio dovrebbe essere assunto pari a $\alpha_c=4\text{W/m}^2\text{K}$. Tuttavia, nel caso in cui si voglia tenere conto in maniera implicita anche degli effetti del trasferimento di calore per irraggiamento, si può assumere pari a $\alpha_c=9\text{W/m}^2\text{K}$.

La componente radiante del flusso di calore per unità di superficie è determinata da:

$$\dot{h}_{\text{net},r} = \phi \cdot \varepsilon_r \cdot \sigma \cdot [(\theta_r + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4] \quad [\text{W/m}^2]$$

dove

ϕ è il fattore di configurazione;

ε_r è l'emissività risultante;

σ è la costante di Stefan Boltzmann paria a: $5.67 \cdot 10^{-8}$ [W/m²K⁴]

θ_r è la temperatura radiante dell'ambiente che può essere rappresentata da quella dei gas θ_g ivi contenuti [°C]

θ_m è la temperatura superficiale dell'elemento strutturale [°C]

Come detto precedentemente, sul lato non esposto di un elemento strutturale il flusso di calore per irraggiamento può essere trascurato assumendo $\alpha_c=9\text{W/m}^2\text{K}$.

Qualora non si proceda ad una valutazione diretta, il fattore di configurazione ϕ deve essere posto pari a 1.0.

L'emissività risultante si determina come segue:

$$\varepsilon_r = \varepsilon_f \cdot \varepsilon_m$$

dove

ε_f è l'emissività della fiamma;

ε_m è l'emissività relativa alla superficie, che dipende dal materiale che compone l'elemento.

Per il calcestruzzo e per l'acciaio l'EN1992-1-2 e l'EN1993-1-2 forniscono un valore dell'emissività del materiale ε_f pari a 0,7. L'emissività della fiamma ε_f , invece, può essere assunta, in generale, pari ad 1,0.

È opportuno notare che i valori dei coefficienti del trasferimento di calore sia radiativo che convettivo proposti negli Eurocodici sono stati scelti in modo tale che il risultato delle analisi numeriche sia ragionevolmente simile ai risultati dei test sperimentali: ciò porta all'assunzione di valori che in taluni casi possono essere, da un punto di vista fisico, non molto convincenti.

Dopo aver definito il flusso di calore netto \dot{h}_{net} (W/m^2) trasmesso alle superfici dell'elemento, è possibile determinare la distribuzione delle temperature negli elementi mediante la risoluzione dell'*equazione di Fourier*.

Analisi Meccanica

Prima di effettuare l'analisi strutturale è quindi necessario individuare quali parti di struttura devono essere analizzate. Inoltre, l'analisi strutturale alle alte temperature è resa più complessa dagli effetti legati alle *dilatazioni termiche impedita* ed ai *grandi spostamenti*: questi devono essere considerati sia nei modelli di calcolo, sia nella scelta delle sottostrutture da analizzare.

In sintesi, per la verifica in caso di incendio, gli Eurocodici e le Norme Tecniche Nazionali (D.M. 09-03-2007; D.M. 09-05-2007; Norme Tecniche per le Costruzioni, 2008) prevedono tre tipi di analisi (figura 3.10):

- analisi globale dell'intera struttura (*global structural analysis*);

- analisi di parti della struttura o sottostrutture (*analysis of part of the structure*);
- analisi di singoli elementi (*member analysis*).

Nell'analisi di singoli elementi esposti all'incendio la capacità portante può essere valutata con metodologie semplificate, usando tecniche di calcolo derivate da quelle a temperatura normale, spesso basate su formulazioni consolidate. Inoltre, secondo le indicazioni degli Eurocodici (par. 2.4.1 - Nota al punto 3- dell'EN1992-1-2) l'analisi per singoli elementi risulta sufficiente nel caso in cui la verifica di resistenza al fuoco sia condotta con riferimento alla curva di incendio standard.

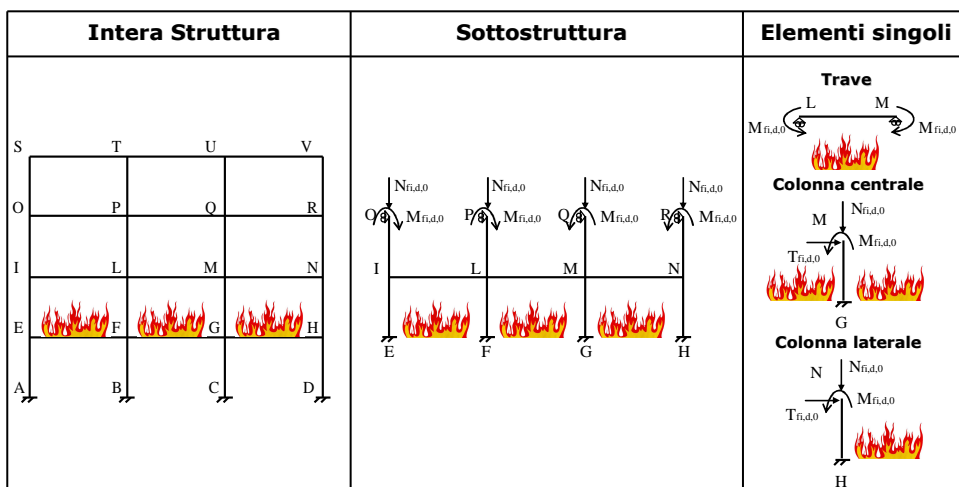


Figura 3.10 Tipi di analisi strutturale in condizioni di incendio (Nigro et. al., 2009)

Per strutture più complesse l'analisi può essere effettuata con l'ausilio di programmi di calcolo basati sulla modellazione termo-meccanica dei materiali e della struttura.

In molte analisi strutturali si assume che i materiali e la struttura abbiano un comportamento elastico e lineare; le deformazioni sono direttamente proporzionali ai carichi e la struttura ritorna nella sua originaria configurazione quando viene scaricata. In realtà ci possono essere due principali cause di non linearità: la non linearità geometrica e la non linearità meccanica dei materiali. La non linearità geometrica interviene in presenza di grandi deformazioni o di

fenomeni di instabilità. La non linearità meccanica dei materiali deriva dal comportamento meccanico degli stessi, una volta superata la soglia della elasticità lineare. In condizioni di incendio le non linearità, a causa dei grandi spostamenti e del comportamento meccanico dei materiali, intervengono in maniera decisiva sul comportamento strutturale. Pertanto i programmi di calcolo per le analisi strutturali avanzate in condizioni di incendio devono permettere analisi di tipo non lineare, con l'introduzione sia della non linearità geometrica che di quella meccanica.

3.4 Problematiche dei materiali FRP in condizioni di incendio

Le problematiche riguardanti i materiali FRP in condizioni di incendio, specie se costituenti l'armatura a flessione, sono:

- *riduzione di resistenza e rigidità*: la resistenza e la rigidità decrescono all'aumentare della temperatura poiché, essendo affidato alla matrice il compito di trasferire gli sforzi, quando questa comincia a risentire dell'aumento di temperatura, intorno al valore della temperatura di transizione vetrosa, si iniziano a determinare riduzione della resistenza e della rigidità;
- *perdita di aderenza*: nel caso di barre di FRP l'aderenza barra-calcestruzzo è regolata principalmente dal trattamento superficiale delle barre e dal tipo di matrice adottata. Data la suscettibilità delle matrici alle alte temperature, in caso di esposizione al fuoco, la riduzione di aderenza si può manifestare già a basse temperature. Difatti, per le barre inserite nel calcestruzzo la riduzione di aderenza si può manifestare già a circa 50°C e può raggiungere il 90% per temperature intorno ai 150-200°C (Katz e Berman, 2000). Nei casi di applicazioni esterne in cui l'adesivo è chiamato a trasmettere gli sforzi di taglio, gli FRP sono certamente resi inefficaci a temperature inferiori a 300°C (Blontrock et al., 2000). Quando invece l'adesivo non influenza il comportamento dell'FRP, come accade nel caso di colonne avvolte con tessuti o nel caso di lamine multistrato, la perdita di aderenza non è un fattore critico quando è garantito l'ancoraggio. La perdita di aderenza in questo caso crea essenzialmente lo scollamento

dell'FRP che è ancora in grado di fornire un sufficiente confinamento o resistenza a trazione;

- *necessità di isolamento supplementare*: test eseguiti su travi con placcaggio di FRP (Blontrock et al., 2000) hanno dimostrato che, quando la zona di ancoraggio è isolata dal fuoco attraverso una adeguata protezione, il comportamento dell'FRP è simile al caso in cui esso sia isolato lungo tutta la sua lunghezza; in questo modo è possibile che un elemento rinforzato o fasciato con fibre continue possa garantire la resistenza anche al di sopra di una temperatura di 1000°C, fino a quando non si abbia perdita di aderenza all'estremità. Come vedremo meglio nei capitoli successivi, un analogo concetto si applica al caso di elementi di calcestruzzo armato con barre continue di FRP in cui la protezione della zona di ancoraggio di estremità delle barre può essere garantita da adeguati copriferri di calcestruzzo o da sistemi di protezione esterni;
- *possibilità di aumento del fenomeno di espulsione del copriferro (spalling)*: le barre di FRP, in genere, presentano un coefficiente di dilatazione termico trasversale superiore a quello del calcestruzzo e pertanto alle elevate temperature ci si può attendere la nascita di tensioni circonferenziali sul calcestruzzo intorno alla barra che possono determinare un diffuso fenomeno di spalling del calcestruzzo stesso;
- *sviluppo di tensioni termiche*: queste tensioni auto equilibrate sono associate alla diversa espansione termica tra il calcestruzzo e l'FRP. Tali tensioni si sovrappongono a quelle legate ai carichi esterni e possono determinare un aggravio tensionale dei materiali.

3.5 Proprietà dei materiali alle elevate temperature

Al fine di valutare, sperimentalmente ed analiticamente, il comportamento in caso di incendio degli elementi strutturali si rende necessaria una adeguata conoscenza del comportamento dei materiali alle alte temperature. In particolare, è possibile individuare due categorie di proprietà di interesse: proprietà termiche e proprietà meccaniche.

Le proprietà termiche principali dei materiali al variare della temperatura sono la *dilatazione termica*, il *calore specifico*, la *conducibilità termica* e la *densità*, che insieme ad altri parametri di trasmissione del calore, influenzano il transitorio termico e la conseguente valutazione del campo delle temperature negli elementi strutturali. La *dilatazione termica*, $\Delta l/l$, è definita come il rapporto tra l'allungamento che il materiale subisce per una data variazione di temperatura e la sua lunghezza iniziale. Il *calore specifico*, c (J/kgK), è la quantità di calore che deve essere fornita all'unità di massa per innalzare di un grado centigrado la sua temperatura. La *conducibilità termica*, λ (W/mK), è il parametro che definisce il flusso termico per conduzione all'interno di un corpo. La *densità*, ρ (kg/m³), è la massa per unità di volume del materiale, comprendendo sia la parte solida che la parte porosa.

Un parametro termico derivato dai precedenti è la *diffusività termica*, α , che è definita come il rapporto tra la conducibilità termica (λ) ed il calore specifico volumetrico del materiale $\rho \cdot c$ (prodotto della densità per il calore specifico del materiale):

$$\alpha = \frac{\lambda}{\rho \cdot c} \quad (3.11)$$

Questo parametro misura la velocità di trasferimento di calore che avviene dalla superficie esposta del materiale verso il suo interno. Maggiore è la diffusività, più veloce è l'incremento di temperatura ad una certa profondità del materiale.

L'*inerzia termica*, invece, è definita come la radice quadrata del prodotto di conducibilità termica (λ) e calore specifico volumetrico del materiale ($\rho \cdot c$):

$$b = \sqrt{\lambda \cdot \rho \cdot c} \quad (3.12)$$

In maniera simile al caso meccanico, l'inerzia termica indica la tendenza di un materiale a permanere nello stato termodinamico in cui si trova. Maggiore è l'inerzia termica, maggiore sarà il tempo necessario affinché il materiale raggiunga lo stato di equilibrio termodinamico con l'ambiente che lo circonda.

Le *proprietà meccaniche*, invece, sono relative al comportamento meccanico dei materiali alle elevate temperature. Tale comportamento è, generalmente, rappresentato dai legami *tensione-deformazione* in funzione della temperatura.

Nei paragrafi che seguono vengono discusse tali proprietà relativamente al calcestruzzo ed agli FRP; in merito a questi materiali si sottolinea che il calcestruzzo non è combustibile quindi non contribuisce ad alimentare l'incendio, ad emettere gas tossici e a produrre fumo, tutto ciò non è ugualmente valido per gli FRP, molti dei quali sono combustibili.

3.5.1 Calcestruzzo

Il comportamento del calcestruzzo alle elevate temperature è stato ampiamente studiato in letteratura. Una ampia panoramica sugli studi effettuati è riportata in Lie (1992). Nel seguito si descrivono gli andamenti proposti dall'Eurocodice 2 parte Fuoco (EN1992-1-2). Le formulazioni analitiche vengono riportate in dettaglio nell'Appendice A in cui inoltre si riportano le formulazioni fornite da Lie (1992) utili per le analisi numeriche riportate nei Capitoli 4 e 7.

3.5.1.1 Proprietà termiche

Le proprietà termiche del calcestruzzo variano molto con la temperatura e dipendono in larga misura dal tipo di aggregati usati in quanto le rocce reagiscono in modo diverso al calore in funzione della loro composizione mineralogica. In generale, le proprietà termiche del calcestruzzo variano in funzione della tipologia di calcestruzzo (normale o alleggerito) e del tipo di aggregati (silicei o calcarei). L'EN1992-1-2 suggerisce per i calcestruzzi calcarei e silicei le medesime proprietà termiche tranne che per la dilatazione termica.

La variazione della *dilatazione termica*, $\Delta l/l$, con la temperatura (Figura 3.11) dipende dalla tipologia di calcestruzzo. In particolare, è possibile osservare che, a differenza di quanto accade per i calcestruzzi alleggeriti, la variazione non risulta lineare. I calcestruzzi con aggregati silicei sono quelli che subiscono i maggiori allungamenti termici.

Il *calore specifico*, c_c , del calcestruzzo (Figura 3.12) è fortemente influenzato dall'umidità ed è indipendente dal tipo di calcestruzzo (normale o alleggerito). Nel caso di materiale secco l'andamento è lievemente crescente con la temperatura. Tuttavia, nel caso in cui non si consideri esplicitamente nel

bilancio termico la presenza dell'umidità, il calore specifico del calcestruzzo deve essere modificato introducendo un valore di picco c_c^* del calore specifico tra i 100°C ed i 200°C (ad esempio a 115°C come mostrato nella Figura 3.12). Il valore di picco c_c^* dipende dalla percentuale di umidità contenuta nel calcestruzzo. La norma fornisce i seguenti valori di riferimento:

- $c_c^* = 1470\text{J/kgK}$ per umidità pari al 1.5% del peso del calcestruzzo;
- $c_c^* = 2020\text{J/kgK}$ per umidità pari al 3% del peso del calcestruzzo;
- $c_c^* = 5600\text{J/kgK}$ per umidità pari al 10% del peso del calcestruzzo.

L'area evidenziata nella Figura 3.12 indica l'energia totale necessaria per l'evaporazione dell'acqua. Nei modelli di calcolo semplificati il calore specifico può essere assunto indipendente dalla temperatura; in tal caso il valore di riferimento è pari a 1000J/kgK.

La *conducibilità termica*, λ_c , è funzione della temperatura (Figura 3.13) e varia molto in funzione della composizione del calcestruzzo. In particolare, l'Eurocodice fornisce due possibili espressioni per la conducibilità termica di cui una costituisce il limite inferiore e l'altra il limite superiore di un campo di valori possibili. A vantaggio di sicurezza, all'interno delle simulazioni numeriche, è consigliabile utilizzare il valore limite superiore. Nei modelli di calcolo semplificati la conducibilità termica può essere assunta indipendente dalla temperatura e pari al seguente valore medio 1.60W/mK.

La *densità*, ρ_c , del calcestruzzo è influenzata dall'evaporazione dell'acqua. Essa può essere considerata indipendente dalla temperatura ai fini dell'analisi meccanica, mentre per il calcolo termico può essere considerata variabile secondo la seguente espressione approssimata, valida per un calcestruzzo normale: $\rho_c = 2354 - 23,47 \cdot (\theta_c / 100)$. La densità del calcestruzzo alleggerito è in genere essere compresa tra i valori 1600 kg/m³ e 2000 kg/m³.

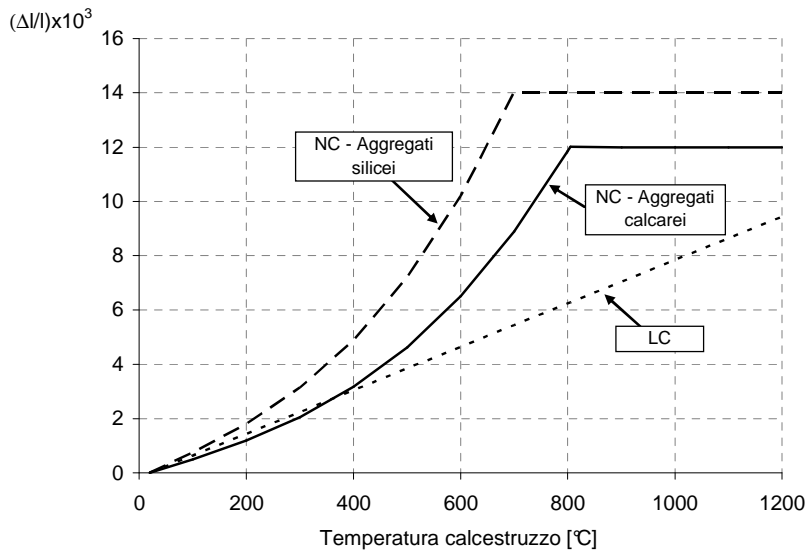


Figura 3.11 Dilatazione termica per calcestruzzo normale (NC) e per calcestruzzo alleggerito (LC) in funzione della temperatura.

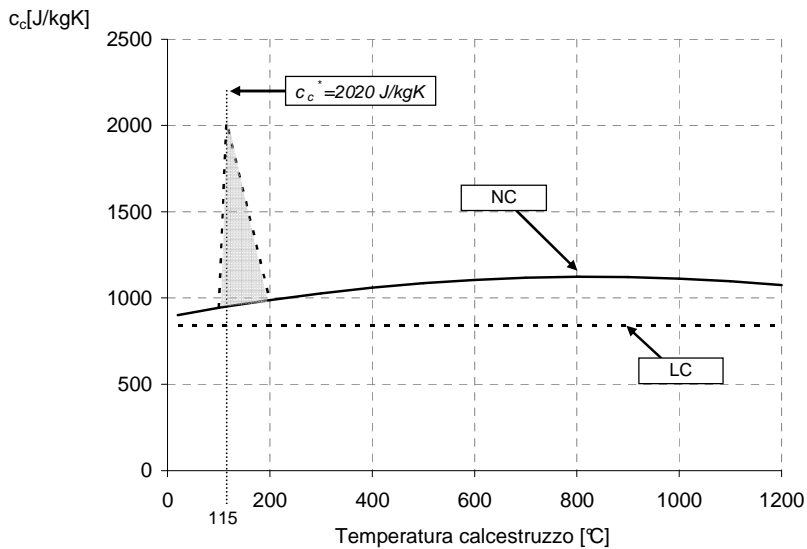


Figura 3.12 Calore specifico per calcestruzzo normale (NC) e per calcestruzzo alleggerito (LC) in funzione della temperatura.

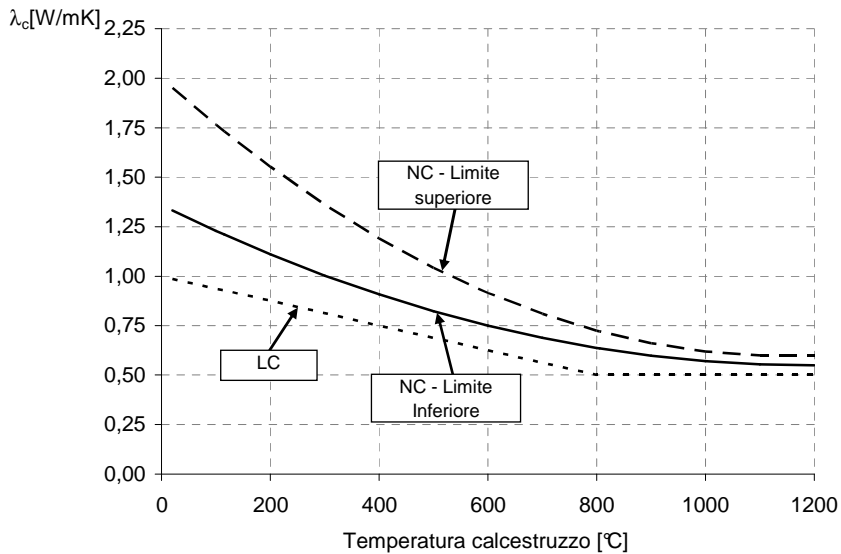


Figura 3.13 Conducibilità termica per calcestruzzo normale (NC) e per calcestruzzo alleggerito (LC) in funzione della temperatura.

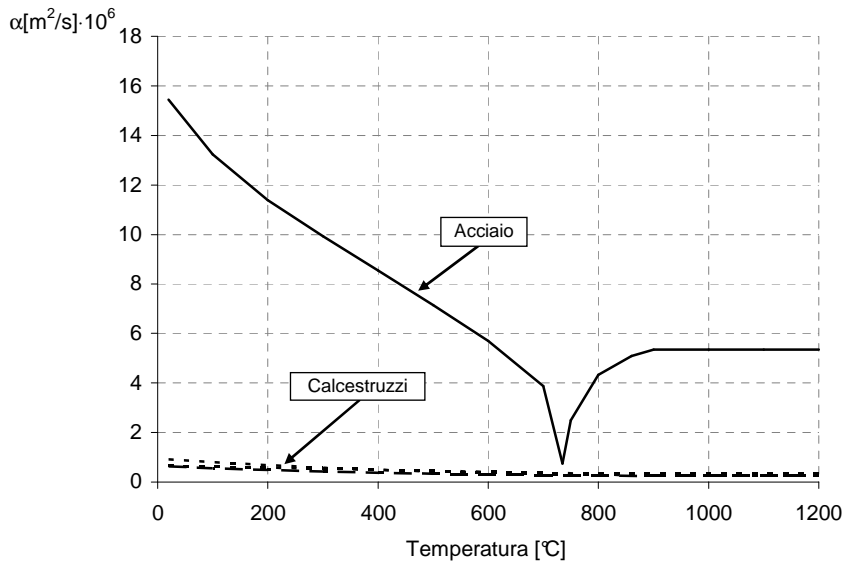


Figura 3.14 Confronto tra diffusività termica del calcestruzzo e dell'acciaio.

Infine, Figura 3.14 appare evidente la maggiore diffusività termica dell'acciaio rispetto a quella dei calcestruzzi. In sostanza, il calcestruzzo grazie alla sua minore diffusività termica protegge gli strati più interni dell'elemento

strutturale e, nel caso di elementi in cemento armato, assicura temperature più basse nelle zone interne della sezione.

3.5.1.2 Proprietà meccaniche

Il legame costitutivo σ - ε del calcestruzzo in compressione per una fissata temperatura ha la forma mostrata nella figura 3.15 ed è definito da tre parametri:

- resistenza a compressione, $f_{c,\theta}$;
- deformazione $\varepsilon_{cu,\theta}$ corrispondente ad $f_{c,\theta}$.
- deformazione ultima $\varepsilon_{ce,\theta}$.

La tabella 3.3 riporta i valori dei coefficienti riduttivi da applicare alla resistenza a freddo f_c (valutata alla temperatura di 20°C) per ottenere la resistenza $f_{c,\theta}$, nonché i valori delle deformazioni $\varepsilon_{cu,\theta}$ e $\varepsilon_{ce,\theta}$, relativi a calcestruzzi normali (NC) ad alleggeriti (LC). In particolare i calcestruzzi normali si caratterizzano anche per il tipo di aggregati utilizzati (silicei o calcarei). Anche per il calcestruzzo i legami tensione-deformazione alle elevate temperature forniti da EN 1992-1-2 sono validi nel caso in cui la velocità di riscaldamento sia compresa tra 2 e 50 K/min.

Si riporta di seguito la rappresentazione dei legami tensione-deformazione del calcestruzzo (figura 3.16) ed i diagrammi dei coefficienti riduttivi al variare della temperatura (figura 3.17). I legami tensione-deformazione del calcestruzzo della figura 3.16 si riferiscono a calcestruzzi con aggregati calcarei. In essi si nota la presenza del ramo *softening* della resistenza, assunto con legge lineare, che si utilizza in genere per analisi strutturali con modelli di calcolo avanzati.

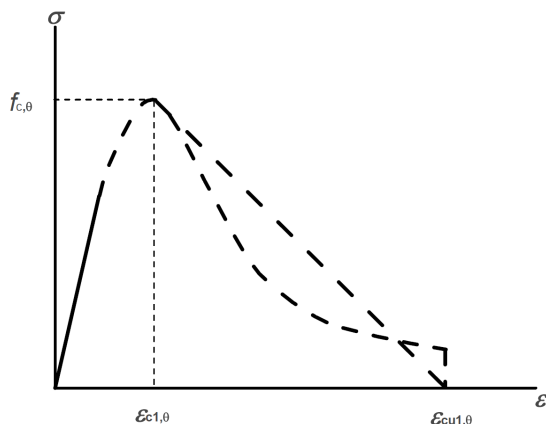
Nella figura 3.17 si può anche osservare che il calcestruzzo alleggerito patisce una minore riduzione di resistenza rispetto a quello normale: ad esempio, la riduzione di resistenza del 50% si raggiunge per $\theta \cong 570^\circ\text{C}$ e $\theta \cong 700^\circ\text{C}$, rispettivamente per calcestruzzo normale ed alleggerito.

Nel caso di azioni termiche dovute ad incendi naturali (con presenza di ramo discendente delle temperature nel tempo) le formulazioni appena descritte

vanno opportunamente modificate per tenere conto del danneggiamento permanente subito dal calcestruzzo.

Infine, la resistenza a trazione del calcestruzzo, come è usuale, può essere conservativamente assunta pari a zero. Tuttavia, essendo necessario considerarla nel caso di applicazione di modelli di calcolo avanzati, i coefficienti di riduzione della resistenza a trazione in funzione della temperatura vengono forniti nel paragrafo 3.2.2.2 dell'EN1992-1-2 (2005).

Dall'esame del legame costitutivo si osserva anzitutto che le deformazioni massime del calcestruzzo alle alte temperature non corrispondono ai limiti convenzionali generalmente utilizzati per la valutazione della resistenza delle sezioni (per es. $\epsilon_{cu} = 0,0035$), ma risultano sensibilmente più grandi. Inoltre, a causa della temperatura, si manifesta un notevole incremento della deformabilità, generalmente più rapido rispetto alla riduzione di resistenza.



Range	Stress $\sigma(\theta)$
$\epsilon \leq \epsilon_{c1,\theta}$	$\frac{3\epsilon f_{c,\theta}}{\epsilon_{c1,\theta} \left(2 + \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{c1,\theta}} \right)^3 \right)}$
$\epsilon_{c1(\theta)} < \epsilon \leq \epsilon_{cu1,\theta}$	For numerical purposes a descending branch should be adopted. Linear or non-linear models are permitted.

Figura 3.15 Modello matematico per le relazioni tensione-deformazione del calcestruzzo compresso alle elevate temperature.

Tabella 3.3 Valori dei parametri del legame tensione-deformazione per calcestruzzo normale (NC) e calcestruzzo alleggerito (LC) in funzione della temperatura.

Temperatura calcestruzzo θ_c [°C]	Calcestruzzo normale (NC)				Calcestruzzo alleggerito (LC)
	Aggregati silicei	Aggregati calcarei			
	$f_c, \theta / f_c$	$f_c, \theta / f_c$	$\epsilon_{c1, \theta} \cdot 10^3$	$\epsilon_{cu1, \theta} \cdot 10^3$	
20	1,00	1,00	2,5	20,0	1,00
100	1,00	1,00	4,0	22,5	1,00
200	0,95	0,97	5,5	25,0	1,00
300	0,85	0,91	7,0	27,5	1,00
400	0,75	0,85	10,0	30,0	0,88
500	0,60	0,74	15,0	32,5	0,76
600	0,45	0,60	25,0	35,0	0,64
700	0,30	0,43	25,0	37,5	0,52
800	0,15	0,27	25,0	40,0	0,40
900	0,08	0,15	25,0	42,5	0,28
1000	0,04	0,06	25,0	45,0	0,16
1100	0,01	0,02	25,0	47,5	0,04
1200	0,00	0,00	-	-	0

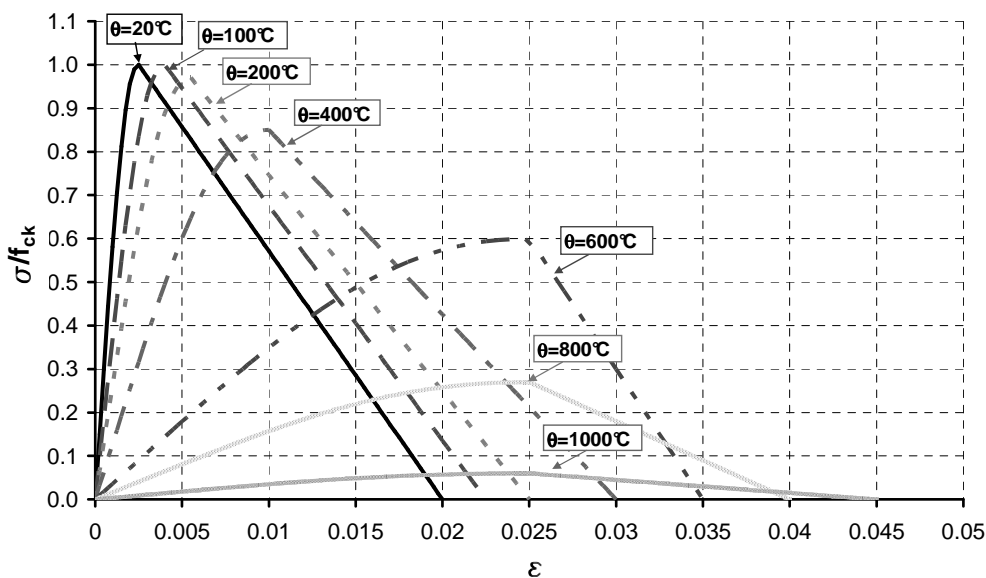


Figura 3.16 Rappresentazione grafica del legame tensione-deformazione per calcestruzzi con aggregati calcarei e ramo di softening lineare.

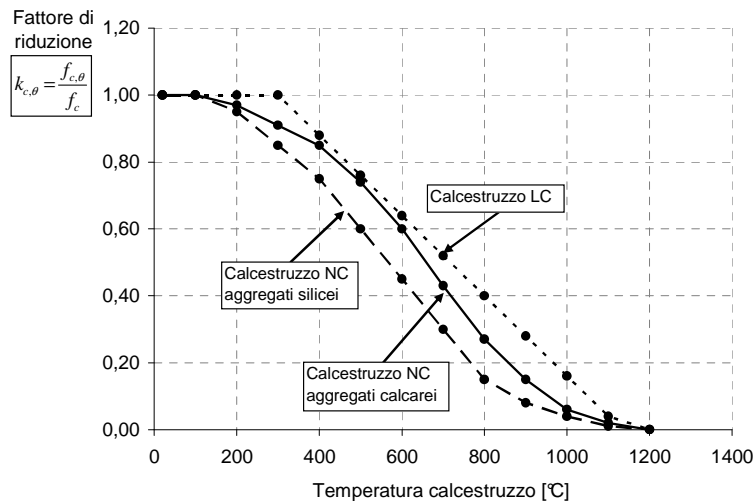


Figura 3.17 Fattori di riduzione della resistenza per calcestruzzo normale (NC) e alleggerito (LC).

3.5.2 FRP

Nei riguardi del comportamento al fuoco le prestazioni degli FRP che rivestono maggiore interesse riguardano (Tanano et al., 1999): le prestazioni nella fase iniziale dell'incendio e le prestazioni ad incendio pienamente sviluppato (post-flashover).

Le prime includono l'infiammabilità (che può contribuire alla propagazione delle fiamme) e le caratteristiche di produzione di fumo e gas (che, invece, influenzano la possibilità di evacuare in sicurezza la struttura).

Le prestazioni ad incendio pienamente sviluppato, invece, sono: l'isolamento termico, la tenuta degli elementi di separazione, come solai o muri, e la sicurezza strutturale (ovvero la capacità portante) degli elementi strutturali.

Gli FRP presentano un comportamento alle alte temperature molto diverso da quello dell'acciaio e del calcestruzzo; infatti, tutti i materiali compositi se sottoposti a un flusso di calore sufficientemente alto bruciano; inoltre, le matrici più comunemente utilizzate (poliestere, vinilestere ed epossidiche) non

solo alimentano la combustione ma producono anche una grande quantità di denso fumo nero (Sorathia et al., 1992).

Diversi studi sono stati effettuati in letteratura sulla caratterizzazione meccanica degli FRP alle elevate temperature, tuttavia, la grande variabilità dei materiali compositi FRP impiegati nell'ingegneria civile non ha consentito di ottenere risultati immediatamente applicabili per qualsiasi tipologia di composito. Per delineare le caratteristiche degli FRP alle elevate temperature, così come fatto per le condizioni ordinarie, è utile descrivere, in via preliminare, il comportamento alle elevate temperature dei due materiali costituenti dalle quali, evidentemente, dipendono le proprietà del composito.

3.5.2.1 *Comportamento delle matrici*

Al fine di valutare il comportamento degli elementi in cemento armato con barre di FRP le proprietà delle matrici, che è necessario evidenziare, sono: la *conducibilità termica*, la *temperatura di transizione vetrosa* (T_g), il *coefficiente di espansione termica* (CTE) e la *resistenza alle fiamme*.

Le resine possono essere di due tipi, resine termoplastiche e resine termoindurenti le cui caratteristiche sono antitetiche. Infatti, è stato osservato (Sorathia et al., 1992) che le resine termoindurenti degradano cioè si decompongono termicamente oppure carbonizzano quando sono esposte al fuoco ma non rammolliscono e non fondono come le resine termoplastiche, inoltre ardono per un tempo più breve rispetto alle termoplastiche ed hanno un più alto tasso di rilascio del calore. Le resine termoplastiche, invece, tendono a rammollirsi quando sono esposte al fuoco (ciò è dovuto principalmente alla loro struttura molecolare a catena lineare), bruciano più allungo ed hanno minori emissioni rispetto alle resine termoindurenti.

Nell'ambito delle resine termoindurenti, quelle di poliestere possono resistere abbastanza bene al fuoco e la loro temperatura di transizione vetrosa è compresa tra 100°C e 140°C (Bakis, 1993). Le resine in vinilestere sono caratterizzate da una temperatura di transizione vetrosa compresa tra 220°C e 320°C. Le resine epossidiche, invece, sono caratterizzate da un campo di

variazione della temperatura di transizione vetrosa più ampio (tra 50°C e 260°C) in funzione della particolare formulazione e degli additivi usati.

Le resine termoplastiche possono avere una massima temperatura d'uso compresa tra 85°C e 277°C ma, ad oggi, sono state usate raramente nelle applicazioni strutturali.

La temperatura di transizione vetrosa (T_g), rappresenta un parametro fondamentale del comportamento in condizioni di incendio di elementi in calcestruzzo armato con barre di FRP. Infatti, quando le temperature sono prossime alla T_g si verificano riduzione delle proprietà di resistenza e rigidità delle matrici (Bakis, 1993). La temperatura di transizione vetrosa per le resine usate comunemente negli FRP disponibili in commercio sono relativamente basse, in genere minori di 150°C anche se le fibre possono sopportare temperature anche maggiori di 1000°C.

Esistono numerosi additivi per resine, che permettono di migliorare la resistenza delle matrici nei confronti dell'esposizione alle fiamme. Per esempio additivi a base di fosforo ritardano le fiamme in quanto sono in grado di sviluppare una patina protettiva che isola la parte di polimero non bruciata dalle fiamme. Gli additivi a base di idrati, come il tri-idrato di alluminio, generano una reazione esotermica e riscaldandosi rilasciano acqua, in tal modo sono in grado di estinguere velocemente la reazione di combustione. Questi additivi specifici agiscono ciascuno in modo diverso ed anche in questo caso è difficile arrivare a una generalizzazione di comportamento; in molti casi comunque gli additivi per resine determinano una riduzione delle proprietà meccaniche delle resine stesse, rendendole inadatte alle applicazioni per FRP.

3.5.2.2 *Comportamento delle fibre*

Per quello che riguarda le fibre si sottolinea che le tre tipologie maggiormente utilizzate (carbonio, vetro ed arammide) hanno proprietà termo-meccaniche sostanzialmente diverse.

Le fibre di carbonio hanno mostrato una trascurabile perdita di resistenza fino a 2000°C, tuttavia, manifestano una tendenza ad ossidare per temperature sopra i 400°C; le fibre di arammide hanno un'alta stabilità termica ma i limiti di

ossidazione limitano il loro uso al di sopra di 150°C ; le fibre di vetro non ossidano ma tendono ad ammorbidirsi per temperature comprese tra 800°C e 1000°C (Bakis, 1993).

In Figura 3.18 viene mostrata la dipendenza dalla temperatura della resistenza a trazione adimensionalizzata, delle fibre di carbonio, vetro ed arammide, basata sui dati disponibili in bibliografia ed elaborati da Bisby (Bisby, 2003; Bisby et al., 2005) al fine di ricavare curve comportamentali medie per ciascuna macrotipologia di fibre.

Le prove eseguite da Rhem e Franke (1979) su diversi tipi di fibre di vetro hanno mostrato che la resistenza a trazione alla temperatura di 550°C risulta ridotta del 50% rispetto al suo valore a temperatura ambiente.

Prove eseguite su fibre di carbonio, vetro e arammide da Rostasy (1992) hanno evidenziato che la perdita di resistenza a trazione nelle fibre di arammide in funzione della temperatura è maggiore rispetto a quella delle fibre di vetro. Inoltre, la resistenza a trazione delle fibre di carbonio sembra subire lievemente gli effetti della temperatura fino alla temperatura di 1000°C .

I test eseguiti da Sen et al. (1993) su differenti tipi di GFRP alle alte temperature hanno portato a concludere che la resistenza delle fibre di vetro risulta ridotta, a circa metà della resistenza a temperatura ambiente, già alla temperatura di 500°C e che la riduzione di resistenza è indipendente dal tipo di fibra di vetro usata.

Per quanto riguarda le fibre di carbonio e quelle di arammide alle alte temperature, le prove condotte da Sumida et al. (2001) hanno mostrato che, mentre le prime restano inalterate per temperature fino a 300°C , le seconde mostrano una riduzione quasi lineare di resistenza a temperature al di sopra di 50°C , arrivando a una riduzione del 50% della resistenza a 300°C .

Dalle prove condotte da Dimitrienko (1999) su fibre di carbonio, vetro e arammide, soggette a pura trazione e a temperature fino a 1400°C , è risultato che l'effetto del riscaldamento termico sulle fibre di carbonio è alquanto trascurabile con, inoltre, un effettivo aumento di resistenza e rigidità per temperature superiori a 600°C e fino a 1400°C ; le fibre di vetro subiscono una significativa perdita di resistenza e rigidità per temperature superiori a 400°C con una riduzione del 20% sia di resistenza che di rigidità a 600°C e del 70%

a 800°C; le fibre di arammide hanno invece un comportamento scadente, con significative riduzioni di resistenza e rigidezza al di sopra di 100°C, tali riduzioni raggiungono il 20% a 250°C ed il 70% a 450°C.

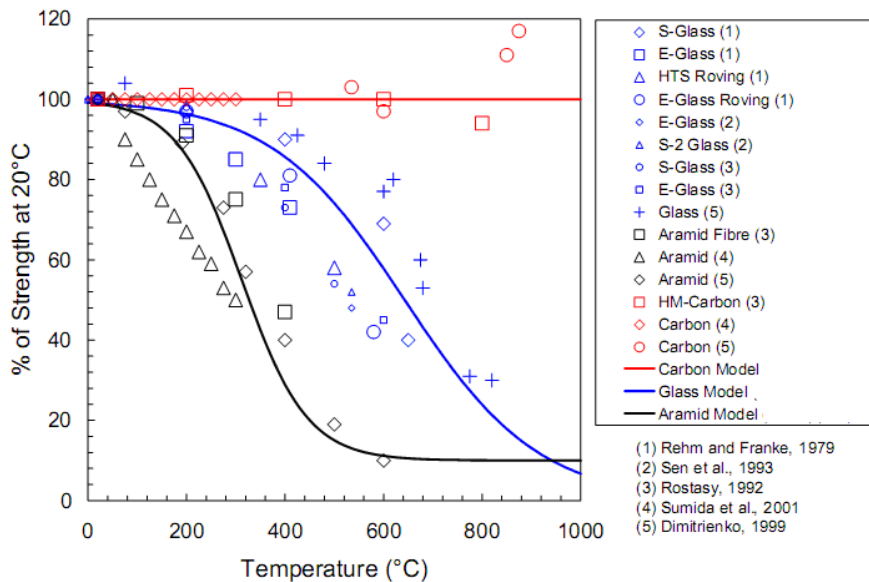


Figura 3.18 Variazione della resistenza a trazione per vari tipi di fibre con la temperatura (Bisby, 2003)

I risultati di tali prove mostrano con evidenza che, sebbene tutte le fibre sembrano influenzate dalle elevate temperature, le fibre di arammide sono quelle maggiormente penalizzate con riduzioni di resistenza superiori al 50% a 500°C, mentre le fibre di carbonio sono quelle meno influenzate.

3.5.2.3 Proprietà termiche delle barre di FRP

Nel quadro delle proprietà termiche degli FRP l'espansione termica rappresenta un fattore importante nel comportamento delle membrature in calcestruzzo armato con barre di FRP soggette ad incendio in quanto il coefficiente di espansione termica del calcestruzzo può essere molto diverso da quello della barra di FRP. Sebbene la differenza di espansione termica tra gli FRP e il calcestruzzo potrebbe non risultare la principale preoccupazione nel campo delle normali temperature in condizioni di servizio, le variazioni di

temperatura riscontrabili durante l'incendio possono essere dell'ordine di centinaia di gradi, determinando pertanto, differenziali di espansione termica non trascurabili.

I valori elevati delle dilatazioni termiche trasversali prevedibili possono mobilitare notevoli tensioni circonferenziali di trazione nel ricoprimento ed innescare fessure in direzione radiale. L'espansione termica trasversale differenziale tra l'FRP e il calcestruzzo, infatti, può determinare l'espulsione del copriferro (*spalling*) dovuta all'insorgere di una pressione interna che si verifica quando l'FRP è usato come armatura interna.

Quando invece viene utilizzato come applicazione di rinforzo esterna possono insorgere sforzi di taglio tra gli strati di adesivo, che possono costituire un problema per l'aderenza tra il rinforzo e la superficie dell'elemento e che possono portare alla rottura del rinforzo stesso.

Il coefficiente di espansione termica degli FRP dipende prevalentemente dall'orientamento delle fibre e può anche variare in modo importante in funzione del tipo e dalle proporzioni dei materiali costituenti; infatti, il coefficiente di espansione termica dei polimeri presi da soli, cioè senza che inglobino le fibre, è in genere maggiore di quello dell'acciaio da cemento armato e comunque l'aggiunta delle fibre alla matrice polimerica riduce il coefficiente di espansione termica.

I coefficienti di dilatazione termica delle barre di FRP in direzione longitudinale, α_l , e trasversale, α_t , sono strettamente correlati a quelli delle singole fasi (matrice e fibre) che costituiscono il materiale composito. In particolare, al crescere della frazione volumetrica delle fibre, il valore del coefficiente α_l tende a quello delle fibre; in caso contrario, esso tende al valore del coefficiente di dilatazione termica della matrice.

Risulta evidente che i coefficienti di espansione termica trasversale sono in genere maggiori di quelli longitudinali, questo perché le proprietà di un composito unidirezionale di FRP sono dominate dalle proprietà delle fibre, mentre quelle in senso trasversale sono dettate dalle proprietà delle matrici.

In letteratura vengono forniti diversi valori di tale coefficiente in funzione della tipologia di barre ed indipendentemente dalla temperatura della barra stessa.

In Tabella 3.4 ed in Tabella 3.5 si riportano i valori forniti, per le condizioni di temperatura ordinarie e per barre di composito con una frazione volumetrica di fibre compresa tra il 50% e il 70%, dalla CNR-DT203/2006 e dal “Handbook of Fire Protection Engineering” (Di Nenno et al., 2002) dai quali è possibile evincere che, per ciascuna tipologia di barra, il campo di variazione sia del coefficiente longitudinale che del trasversale è abbastanza ampio. I valori positivi indicano la tendenza alla dilatazione, mentre i valori negativi indicano la tendenza alla contrazione per effetto dell'aumento di temperatura.

Tabella 3.4 Coefficienti di dilatazione termica (CNR-DT203/2006)

Barra	α_l [$10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$]	α_t [$10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$]
AFRP	-6.0 ÷ -2.0	60.0 ÷ 80.0
CFRP	-2.0 ÷ 0.0	23.0 ÷ 32.0
GFRP	6.0 ÷ 10.0	21.0 ÷ 23.0

Tabella 3.5 Coefficienti di dilatazione termica e conducibilità termica (Handbook of Fire Protection Engineering, 2002)

Material	Coefficient of Thermal Expansion (Unidirectional) (β : $10^{-6} \text{ m}\cdot\text{m}^{-1}\cdot^\circ\text{C}^{-1}$)		Thermal Conductivity k ($\text{W}\cdot\text{m}^{-1}\cdot^\circ\text{C}^{-1}$)	
	Longitudinal	Transverse	Longitudinal	Transverse
	α_L	α_T	k_L	k_T
Glass/epoxy (S-glass)	6.3	19.8	3.46	0.35
Glass/epoxy (E-glass: 63% fiber)	7.13	—	—	—
Carbon/epoxy (high modulus)	-0.9	27	48.4–60.6	0.865
Carbon/epoxy (ultra-high modulus)	-1.44	30.6	121.1–129.8	1.04
Boron/epoxy	4.5	14.4	1.73	1.04
Aramid/epoxy (Kevlar 49)	-3.6	54	1.73	0.73

Numerosi studi sono stati condotti al fine di valutare il copriferro di calcestruzzo ottimale per limitare l'effetto della dilatazione termica trasversale delle barre di FRP in condizioni di temperature fino a 100°C (Matthys, et al., 1996; Aiello et al., 1999; Abballa, 2006). In particolare, le tensioni di trazione nel calcestruzzo attorno alle barre dovute all'incremento di temperatura si riducono quando il ricoprimento in calcestruzzo eccede 1.5-2 volte il diametro della barra; tuttavia, le fessure in prossimità delle barre causano un indebolimento dell'aderenza tra calcestruzzo e barre e, conseguentemente, una riduzione della rigidezza del calcestruzzo e un aumento dell'inflessione (Masmoudi et al., 2005; Abballa, 2006).

Uno studio condotto da Bay et al. (2007) ha fornito un modello analitico per la valutazione del coefficiente di espansione termica in funzione della temperatura. Da tale studio è emerso che lo stato dei materiali compositi di FRP cambia notevolmente in funzione delle alte temperature e ad ogni valore della temperatura i compositi possono considerarsi come una miscela di materiali in stati differenti. Le proprietà dei materiali FRP possono quindi determinarsi a partire dalla conoscenza (attraverso una prova TGA⁴) delle effettive quantità di materiale che si trovano in uno stato differente. Bay et al. forniscono per la definizione del coefficiente di espansione termica effettivo, $\lambda_{c,e}$, la seguente espressione:

$$\lambda_{c,e} = \lambda_c \cdot (1 - \alpha_g) \quad (3.13)$$

in cui α_g rappresenta il grado di conversione della transizione vetrosa e $\lambda_{c,e}$ rappresenta il coefficiente di espansione termico reale. In Figura 3.19 è riportato l'andamento del coefficiente di espansione termica effettivo in funzione della temperatura per barre di GFRP (Bai et al., 2007).

⁴ TGA - thermal gravimetric analysis, tecnica per caratterizzare materiali che esibiscono perdite di peso al crescere della temperatura dovute a processi di decomposizione, ossidazione o disidratazione.

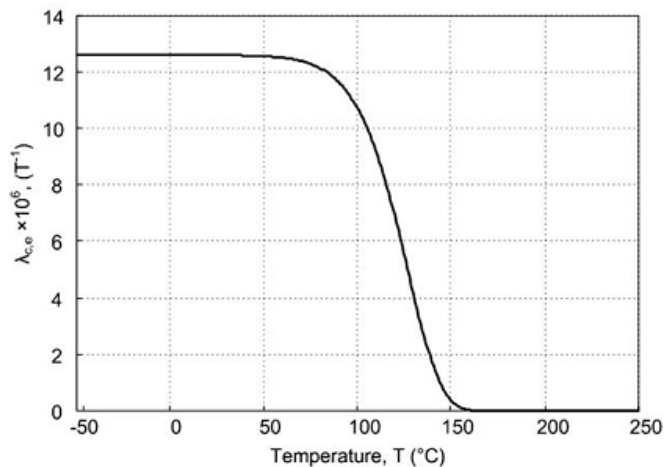


Figura 3.19 Coefficiente di espansione termica in funzione della temperatura per barre di GFRP (Bai et al. 2007)

La *conducibilità termica* dei compositi dipende dal tipo di resina, dal tipo di fibre e dal loro orientamento e dal loro rapporto in volumi ed è, in genere, molto bassa (Mallick, 1988). Per i compositi unidirezionali le fibre regolano la conducibilità termica in senso longitudinale e le matrici regolano la conducibilità termica in senso trasversale. Alcuni valori tipici della conducibilità termica per vari tipi di FRP sono riportati in Tabella 3.5 ed in Tabella 3.6.

Tabella 3.6 Conducibilità termica di vari tipi di FRP unidirezionali e materiali da costruzione (Mallick 1988)

Material	Thermal Conductivity (W/m·°C)	
	Longitudinal	Transverse
Glass/Epoxy	3.46	0.35
Aramid/Epoxy	1.73	0.73
High Modulus Carbon/Epoxy	48.44 – 60.55	0.87
Ultra-High Modulus Carbon/Epoxy	121.1 – 129.8	0.04
Boron/Epoxy	1.73	1.04
Aluminum	138.4 – 216.3	
Steel	15.57 – 46.71	
Epoxy	0.346	

Una formulazione analitica per la valutazione della conducibilità termica dei compositi in funzione della temperatura è fornita in Bai et al. (2007). La formulazione è basata sull'assunzione che, alle alte temperature, i materiali

compositi FRP siano composti di sole due fasi: “il materiale non decomposto” ed il “materiale decomposto”, che ha subito la decomposizione per effetto del calore. Il contenuto di ciascuna fase può essere ottenuto attraverso un modello di decomposizione ed un modello di trasferimento di massa. In Figura 3.20 i risultati di precedenti studi (Fanucci, 1987; Keller, 2006a,b) vengono confrontati con il risultato della modellazione proposta da Bai et al. (curva indicata con “Eq.33”) per quanto riguarda la conducibilità termica in funzione della temperatura delle barre di GFRP, la cui espressione analitica è fornita dalla seguente relazione:

$$\frac{1}{k_c} = \frac{V_b}{k_b} + \frac{V_a}{k_a} \quad (3.14)$$

in cui k_c rappresenta il valore della conducibilità termica del materiale in tutto l'intervallo di temperatura considerato, i coefficienti k_b e k_a rappresentano, rispettivamente, il valore della conducibilità termica della parte di materiale che non ha subito la decomposizione e quella parte che invece l'ha subita, per effetto dell'incremento di temperatura, infine, V_b e V_a rappresentano i volumi delle suddette parti variabili in funzione della temperatura.

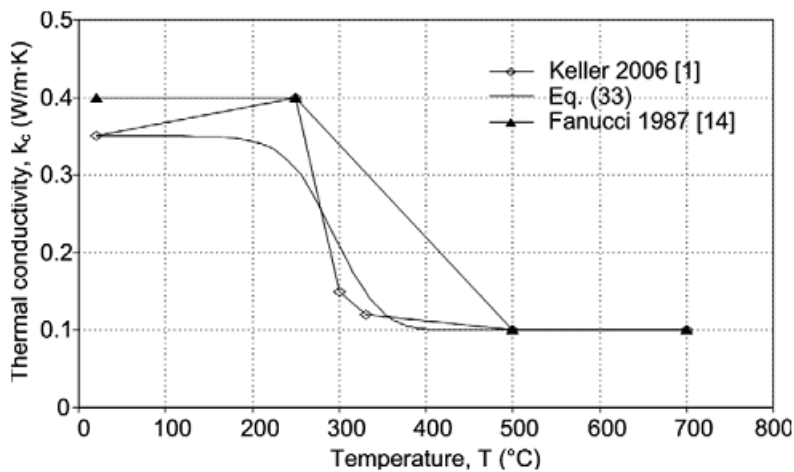


Figura 3.20 Conducibilità termica delle barre di GFRP in funzione della temperatura (Bai et al., 2007)

Il *calore specifico* determina la percentuale di calore trasferito da un materiale di FRP. La sua variabilità con la temperatura è molto difficile da determinare a causa delle complesse reazioni chimiche che si verificano in un composito alle alte temperature. Anche per quanto riguarda il calore specifico una formulazione analitica, è proposta da Bai et al. (2007). L'ipotesi, è di nuovo, la presenza, durante l'esposizione al fuoco, della fase decomposta e della fase non decomposta. Quindi il calore totale, E , necessario per permettere al materiale di massa M di raggiungere un incremento di temperatura ΔT , può considerarsi pari alla somma del calore necessario a fare in modo che entrambe le fasi si trovino alla stessa temperatura.

In Figura 3.21 il modello ora descritto (per la cui definizione si rimanda alla pubblicazione) nel caso di barre di GFRP è confrontato con i risultati di altri studi sperimentali (Henderson, 1982; Samanta, 2004; Looyeh, 1998).

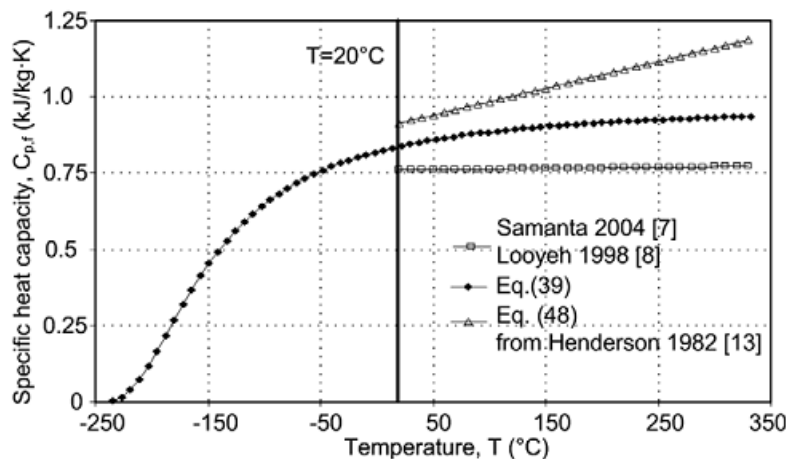


Figura 3.21 Calore specifico delle barre di GFRP in funzione della temperatura (Bai et al., 2007)

3.5.2.4 Proprietà meccaniche delle barre di FRP

Analogamente a molti dei materiali impiegati nell'ambito dell'ingegneria civile, le proprietà meccaniche degli FRP subiscono un degrado a causa delle esposizioni alle elevate temperature. Il deterioramento delle proprietà meccaniche nel caso di elementi in cemento armato con barre di FRP è

estremamente importante, dato che riduzioni del modulo elastico e della resistenza durante un incendio possono causare perdita di rigidità e resistenza dell'elemento.

Gli studi inerenti la valutazione della resistenza e del modulo elastico delle barre di FRP alle elevate temperature disponibili in bibliografia sono diversi (Gates, 1991; Sorathia et al., 1992; Kumahara et al., 1993; Fujisaki et al., 1993; Uematsu et al., 1995; Dimitrienko, 1999; Alsayed et al., 2000; Sumida et al., 2001; Wang & Kodur 2005; Wang et al., 2007).

Come visto precedentemente, in condizioni di elevate temperature, a causa dell'eccessivo calore la matrice polimerica potrebbe rammollirsi. La temperatura alla quale la matrice rammollisce è conosciuta come temperatura di transizione vetrosa T_g al di sopra della quale il modulo elastico della matrice polimerica si può ridurre significativamente a causa dei cambiamenti nella sua struttura molecolare. In un materiale composito, le fibre, le quali esibiscono migliori proprietà termiche delle resine, a seguito del rammollimento della matrice, possono continuare a sopportare alcuni carichi nella direzione longitudinale; sebbene, le proprietà di trazione di tutto il composito si sono ridotte a causa della riduzione della forza trasferibile tra le fibre attraverso l'aderenza con la resina.

In particolare negli studi condotti recentemente da Wang (vedi Figura 3.22 e Figura 3.23) si è notato che la temperatura di 350°C risulta critica per il modulo elastico delle barre di FRP. Al di sotto di tale temperatura le barre di FRP mantengono circa il 90% della loro rigidità iniziale. Le barre di GFRP, alla temperatura di 350°C, presentano una resistenza residua pari al 45% della resistenza iniziale mentre alla stessa temperatura le barre di CFRP presentano il 35% della loro resistenza iniziale. La temperatura critica, corrispondente ad una resistenza residua pari al 50% di quella iniziale, è risultata pari a 325°C per il GFRP e 250°C per le barre di CFRP. Inoltre il legame tensione-deformazione delle barre alle elevate temperature è risultato sostanzialmente lineare.

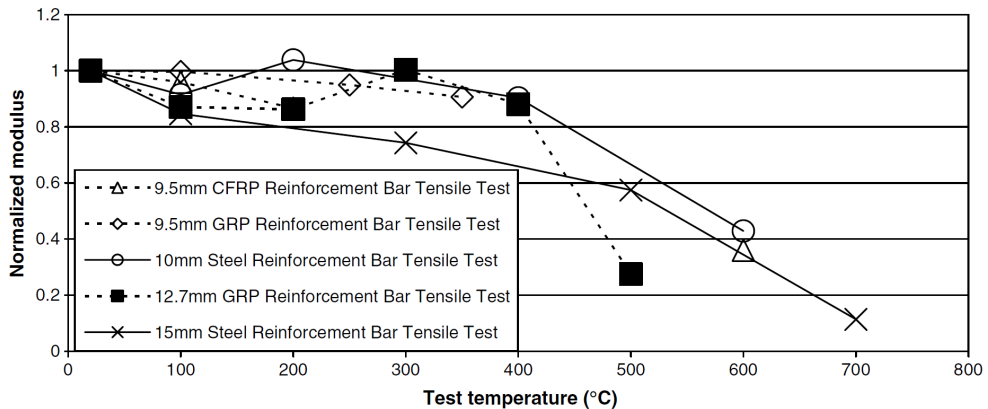


Figura 3.22 Confronto del modulo elastico di barre di FRP ed acciaio in funzione della temperatura (Wang & Kodur, 2007)

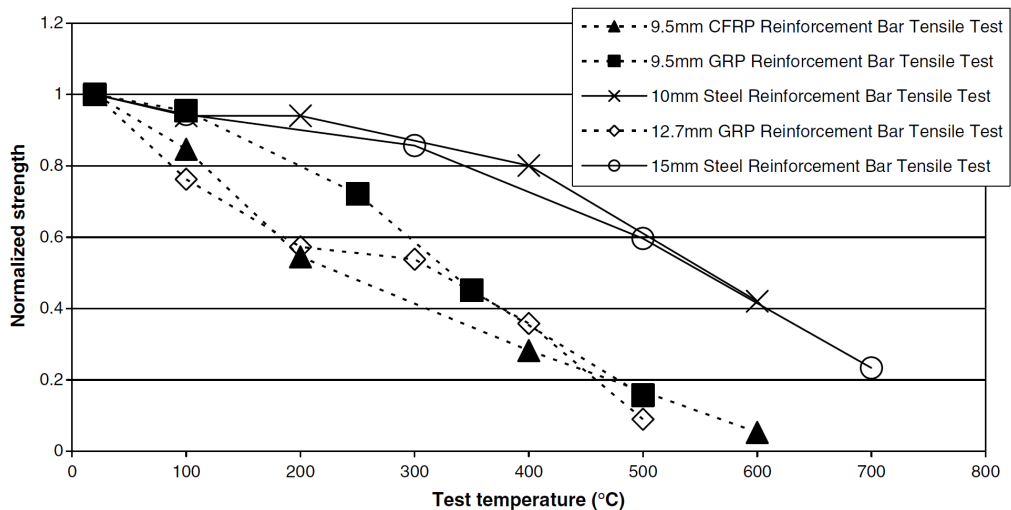


Figura 3.23 Confronto della resistenza barre di FRP ed acciaio in funzione della temperatura (Wang & Kodur, 2007)

I dati sperimentali, relativi ai test sulle proprietà di resistenza e rigidezza di varie tipologie di barre di FRP, ottenuti fino all'anno 2001 sono stati raccolti in un database da parte di Bisby (2003). Questo database è stato usato per ricavare curve comportamentali medie che descrivono l'andamento di resistenza e di rigidezza delle macro-tipologie di barre di FRP (CFRP, GFRP ed AFRP) in funzione della temperatura.

In Figura 3.24, Figura 3.25, Figura 3.26 sono riportati i dati sperimentali e le curve comportamentali medie della resistenza, adimensionalizzata rispetto alla temperatura di 20°C, rispettivamente per barre di FRP di carbonio, vetro e arammide. I dati sperimentali e le curve comportamentali medie del modulo elastico sono riportati in Figura 3.27 ed in Figura 3.28. E' evidente che tutti i tipi di FRP mostrano una diminuzione di resistenza e rigidezza all'aumentare della temperatura, sebbene vi sia una grande dispersione nei dati, questa potrebbe ritenersi prevedibile data l'ampia variabilità di formulazioni possibili per la scelta delle matrici e della frazione volumetrica delle fibre.

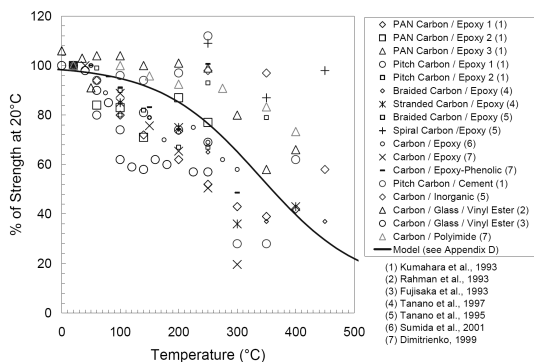


Figura 3.24 Variazione della resistenza a trazione di diverse barre di CFRP in funzione della temperatura (Bisby, 2003)

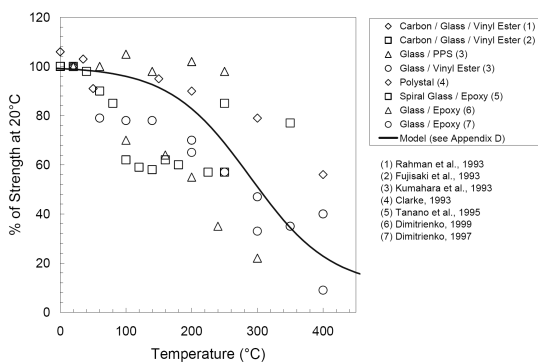


Figura 3.25 Variazione della resistenza a trazione di diverse barre di GFRP in funzione della temperatura (Bisby, 2003)

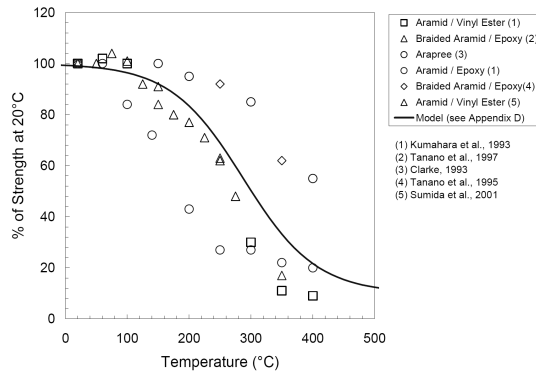


Figura 3.26 *Variazione della resistenza a trazione di diverse barre di AFRP in funzione della temperatura (Bisby, 2003)*

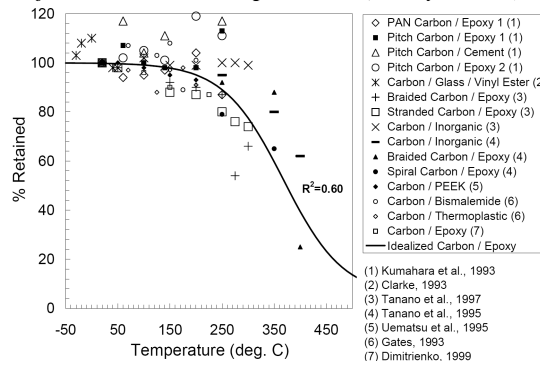


Figura 3.27 *Variazione del modulo elastico di diverse barre di CFRP in funzione della temperatura (Bisby, 2003)*

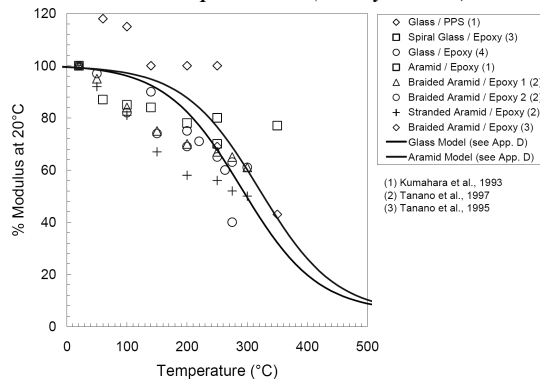


Figura 3.28 *Variazione del modulo elastico di diverse barre di GFRP ed AFRP in funzione della temperatura (Bisby, 2003)*

3.5.2.5 Proprietà dell'aderenza alle elevate temperature

Il termine “aderenza” descrive quell'insieme di fenomeni di mutua interazione tra le barre d'armatura ed il calcestruzzo circostante. In generale, essa tende a opporsi allo scorrimento relativo tra i due materiali trasferendo le tensioni, attraverso gli sforzi di taglio che si sviluppano nella matrice polimerica, tra l'FRP e il calcestruzzo e viceversa. La resistenza dell'aderenza barra di FRP-calcestruzzo dipende principalmente dalle caratteristiche della superficie esterna della barra (Bank, 1998). Al fine di migliorare l'aderenza, in commercio esistono barre di FRP con diverse tipologie di trattamento superficiale. In Figura 3.29 si riportano alcune tipologie di barre con differente trattamento superficiale. La superficie della barra con sigla CB presenta una geometria simile a quella delle barre in acciaio ordinario (sigla ST), mentre intorno alle barre CPH, CPI e NG è avvolta una treccia elicoidale di fibre, con un avvolgimento stretto per le barre tipo CPH e NG e largo per il tipo CPI. Inoltre, le barre tipo CPH e NG risultano sabbiate (presenza di particelle di sabbia sulla superficie).

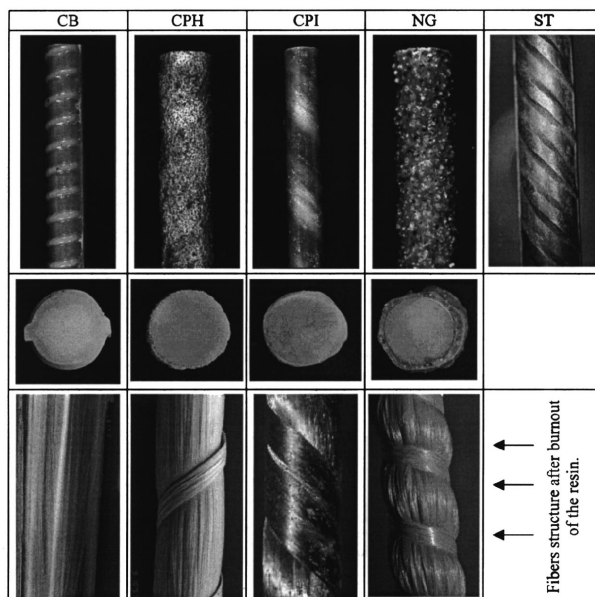


Figura 3.29 Barre di GFRP (Katz et al., 1999)

In caso di incendio l'aderenza tra FRP e calcestruzzo risulta fortemente inficiata dalle elevate temperature che determinano dei cambiamenti delle proprietà meccaniche della matrice già per modesti incrementi di temperatura; si ha, inoltre, che a causa del differente coefficiente di espansione termica trasversale tra FRP e calcestruzzo, si possono generare all'interno del calcestruzzo stati di tensione, con conseguente rottura o fessurazione del calcestruzzo stesso che possono ulteriormente inficiare l'aderenza.

Gli effetti delle alte temperature sulle proprietà di aderenza tra FRP e calcestruzzo sono state studiate approfonditamente da Katz et al. (1998, 1999) e Katz & Berman (2000). Tali studi hanno riguardato indagini sulla resistenza in prove di pullout di barre di armatura di GFRP, con sei differenti tipi di trattamenti superficiali (Figura 3.29), soggette a temperature fino a 250°C. Tutte le tipologie di barre hanno mostrato una elevata resistenza di aderenza (variabile tra 11 e 13 MPa) in condizioni di temperatura ambiente, comparabile con quella delle barre di acciaio. Tuttavia, l'aderenza si riduce approssimativamente al 10% del suo valore iniziale tra 150-200°C, mentre, nello stesso intervallo di temperatura la riduzione riscontrata nelle barre di acciaio è solo del 30%. La riduzione inizia in maniera significativa, approssimativamente, quando la superficie della barra raggiunge temperature prossime alla temperatura di transizione vetrosa della matrice.

Alla luce dei risultati ottenuti, Katz & Bernman (2000) hanno proposto un modello semiempirico per la simulazione degli effetti delle alte temperatura sull'aderenza. Il modello è basato sulla funzione tangente iperbolica che segue la riduzione della resistenza d'aderenza adimensionalizzata, τ_r^* , in funzione della temperatura, T , e delle proprietà delle barre (resistenza residua asimensionalizzata, τ_r^* , grado di polimerizzazione, C_r , temperatura di transizione vetrosa del polimero presente sulla superficie delle barra, T_g) secondo la seguente espressione:

$$\tau^*(T) = 0.5 \cdot (1 - \tau_r^*) \cdot \tanh \left\{ -\frac{0.02}{C_r} \left[T - \left(T_g + \frac{k_1}{0.02} C_r \right) \right] \right\} + 0.5 \cdot (1 + \tau_r^*)$$

con

$$k_1 = \begin{cases} 1 & T_g \leq 80^\circ\text{C} \\ 1 - 0.025 \cdot (T_g - 80) & 80^\circ\text{C} < T_g < 120^\circ\text{C} \\ 0 & T_g \geq 120^\circ\text{C} \end{cases}$$

Le costanti dell'equazione sono riferite alle proprietà fisiche delle barre e della resina sulla loro superficie. I parametri fondamentali, da cui dipendono le caratteristiche di aderenza delle barre alle alte temperature, pertanto sono:

- l'*aderenza residua* alle alte temperature, τ_r^* , la quale dipende dai componenti inorganici del sistema di aderenza. I componenti inorganici forniscono l'aderenza dopo che le resine, che provvedono all'aderenza per basse temperature, alle alte temperature perdono le loro proprietà meccaniche;
- la *temperatura di transizione vetrosa*, T_g , alla quale il polimero inizia a perdere le sue proprietà meccaniche;
- *grado di polimerizzazione*, C_r , che influenza il tasso di riduzione delle proprietà del polimero dopo che la T_g sia stata raggiunta.

L'applicazione del modello semiempirico alle barre di Figura 3.29 ha consentito di ottenere i diagrammi di Figura 3.31, in cui si evidenzia che le barre presentano un comportamento molto simile tranne che per la barra di tipo NG che presentava una temperatura di transizione vetrosa di soli 55°C (Figura 3.30). Le altre barre invece presentavano temperature di transizione vetrosa prossime ai 100°C .

Rod type	T_g ($^\circ\text{C}$)	Cr (%)
CB	124	75
CPH	122	90
CPI	98	95
NG	55	60

^a T_g – glass transition temperature, Cr – degree of cross linking.

Figura 3.30 Proprietà della superficie delle Barre di GFRP utilizzata da Katz et al. (1999)

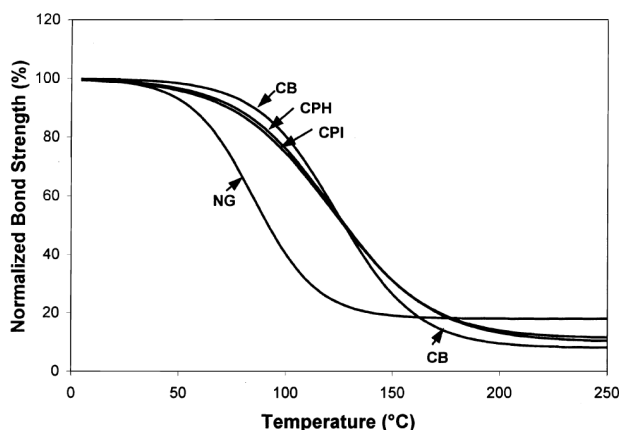


Figura 3.31 Curve di riduzione dell'aderenza alle elevate temperature per barre di GFRP con differenti trattamenti superficiali (Katz & Bernman, 2000)

Sumida et al. (2001) hanno condotto prove sulla resistenza d'aderenza di barre in CFRP e AFRP con resina epossidica alle alte temperature riscontrando che queste subiscono una grave riduzione di resistenza d'aderenza a temperature prossime a 100°C.

Lubloy et al. (2005) hanno investigato l'aderenza di barre in CFRP, immerse nel calcestruzzo, alle alte temperature attraverso prove di pullout. Dalle prove è emersa la forte dipendenza della tensione di aderenza dal copriferro in calcestruzzo e dalla temperatura. In particolare:

- i campioni con un copriferro di calcestruzzo di 10mm mostravano una rottura per fessurazione del copriferro a causa dell'inadeguato spessore, indipendentemente dalla temperatura, fino a 100 °C;
- indipendentemente dal copriferro in calcestruzzo adottato, a 75°C furono osservate rotture per fessurazione del copriferro stesso;
- la resistenza d'aderenza a 200°C non era influenzata dal copriferro in calcestruzzo ma era governata dal progressivo deterioramento della resina delle barre;
- fino a 100°C il deterioramento della matrice è il parametro che governa la rottura.

Galati et al. (2005) hanno effettuato ulteriori prove di pullout su 36 differenti campioni di calcestruzzo che contenevano barre di GFRP. Le variabili

considerate furono la lunghezza di ancoraggio, il copriferro in calcestruzzo e l'esposizione alle alte temperature. Il massimo valore della temperatura a cui furono esposti i campioni, nei vari cicli termici effettuati, fu di 70°C; dopo il trattamento termico i campioni furono sottoposti a prove di *pullout* a temperatura ambiente o più alta. Le prove evidenziarono che il trattamento termico causava una leggera degradazione delle capacità di aderenza.

3.6 Elementi di calcestruzzo armato con barre di FRP in condizioni di incendio

In letteratura numerose sono le prove sulla resistenza al fuoco di elementi di calcestruzzo armato. La sperimentazione su scala reale, evidenziando l'influenza che alcuni parametri fondamentali hanno sul comportamento in caso di incendio di tali elementi (quali il copriferro dell'armatura, la tipologia di elemento, il tipo di aggregato e la resistenza a compressione del calcestruzzo) ha consentito la validazione di modelli numerici, al fine di sostituire le costose prove in forno con le più economiche modellazioni numeriche. Gli elementi di calcestruzzo armato con barre di acciaio presentano, in generale, una buona prestazione in caso di incendio grazie all'intrinseca protezione che il calcestruzzo offre alle armature metalliche. Di fatto adeguati copriferri di calcestruzzo consentono di ritardare il riscaldamento delle armature metalliche e di conseguenza il collasso strutturale. A differenza della bibliografia disponibile su elementi di calcestruzzo armato con barre di acciaio soggetti ad incendio, c'è da notare che gli studi che hanno riguardato il comportamento termico e strutturale di elementi in calcestruzzo armato con barre di FRP sono estremamente scarsi. I pochi risultati delle prove, che sono stati presentati in letteratura, riguardano prove realizzate su specifici materiali e sistemi di FRP e, in genere, non sono applicabili a molti dei differenti elementi in cemento armato con barre di FRP.

Gli studi effettuati hanno evidenziato che a causa del fatto che il rinforzo di FRP si trova inglobato nel calcestruzzo, esso non può bruciare, vista la mancanza di ossigeno; tuttavia, la matrice polimerica, al raggiungimento della temperatura di transizione vetrosa può rammollirsi.

La NEFCOM Corporation (1998) condusse dei test di resistenza al fuoco su solette in calcestruzzo rinforzate internamente con griglie di GFRP o CFRP esposte al fuoco su uno dei lati per una durata massima di 2 ore, in accordo con la curva di incendio standard relativa alla norma giapponese. I parametri che furono investigati nel programma sperimentale includevano il livello di carico, lo spessore del copriferro, diametro delle barre, il tipo di rinforzo (GFRP, CFRP, una combinazione ibrida di GFRP e CFRP, o il convenzionale rinforzo in acciaio), il tipo di matrice polimerica utilizzata (vinilestere o poliestere insaturi), la presenza di un giunto di costruzione e la presenza di un isolante supplementare, costituito da uno strato di 25mm di spessore di lana minerale. Durante le prove furono registrate l'inflessione, le temperature nelle sezioni trasversali, e le temperature del rinforzo. Le prestazioni al fuoco delle solette armate con FRP non sembrarono essere influenzate dal tipo di resina utilizzata nella fabbricazione della griglia di FRP. L'aumento di temperatura nella griglia di FRP, per uguali spessori del copriferro, non sembrò essere influenzata dal tipo di fibra utilizzata. Le solette con isolamento termico mostrarono sostanzialmente una più alta resistenza al fuoco di quelle senza isolamento. Difatti, dopo 180 minuti di esposizione all'incendio, la soletta isolata presentava una temperatura del rinforzo pari a 170°C ed una inflessione di soli 25mm, mentre la soletta non isolata presentava una temperatura del rinforzo pari a 600°C ed una inflessione di 75mm. Inoltre, i provini con i carichi applicati più alti mostrarono una resistenza al fuoco più bassa. Gli autori non riscontrarono differenze sostanziali tra le modalità d'inflessione al fuoco delle solette armate con FRP e quelle armate con barre di acciaio. Un aspetto molto interessante della sperimentazione NEFCOM è il fatto che la griglia di rinforzo di FRP sembrò apparentemente capace di mantenere resistenza e rigidità fino al raggiungimento della temperatura di 600°C, mentre la maggior parte dei materiali di FRP perderebbero una parte significativa della loro resistenza e rigidità a temperature ben al di sotto dei 600°C. Evidentemente ciò può essere legato all'uso di speciali additivi chimici incorporati nella matrice per migliorarne il comportamento al fuoco, anche se gli autori non menzionano questo aspetto.

Un'interessante studio è stato condotto sul comportamento al fuoco di travi armate con FRP (Tanano et al., 1995) focalizzando l'attenzione sulla resistenza residua delle travi dopo l'esposizione al fuoco e tralasciando il comportamento strutturale degli elementi caricati durante l'esposizione all'incendio. In questo studio, le travi, lunghe 3m con una sezione trasversale di 200mm per 300mm ed armate con CFRP, GFRP o AFRP, furono riscaldate in un forno fino a quando la temperatura al livello dell'armatura tesa non raggiunse il valore di 250°C, 350°C o 450°C. Gli autori osservarono molti fenomeni di rottura del calcestruzzo a carattere esplosivo durante il riscaldamento di travi con un FRP a matrice epossidica. Dopo il riscaldamento le travi furono riportate alla temperatura ambiente e furono sottoposte ad una prova a flessione su 4 punti. Fu osservato che la tensione di aderenza e la rigidità diminuivano all'aumentare della temperatura raggiunta per le travi armate con composti di FRP a matrice epossidica ma la percentuale di riduzione era diversa a seconda del tipo di FRP utilizzato. La riduzione di resistenza e di rigidità risultava maggiore per le travi armate con barre di FRP rispetto a quelle armate con convenzionali barre d'acciaio. La resistenza residua a trazione di tutti i materiali componenti la trave armata con FRP diminuiva al crescere della temperatura di esposizione, come evidenziato dal cambiamento delle modalità di rottura delle travi, che partendo da una rottura per eccessiva compressione del calcestruzzo diventava una rottura per eccessiva trazione nell'armatura.

Kodur e Baingo (1998) svilupparono un ampio studio parametrico allo scopo di esaminare la resistenza al fuoco di solette in calcestruzzo armato con barre di FRP. Lo studio fu incentrato sulla valutazione del campo termico all'interno delle solette. I loro studi hanno evidenziato che la resistenza al fuoco di solette c.a. con barre di FRP dipende principalmente da: (a) temperatura critica delle barre di FRP; (b) spessore della soletta; (c) tipo di aggregato costituente il calcestruzzo. Pertanto essi hanno definito una serie di abachi che consentono di stimare il ricoprimento di calcestruzzo necessario per mantenere la temperatura nelle barre di FRP entro limiti accettabili (temperatura critica); tuttavia, per l'applicabilità della metodica è necessario conoscere la cosiddetta "temperatura critica" della specifica armatura di rinforzo, che in genere non è nota. Si ricorda che la "temperatura critica" è la temperatura dell'armatura di

FRP in corrispondenza della quale ci si attende che la soletta collassi sotto i carichi di servizio in condizioni di incendio.

Uno studio sull'effetto del fuoco su travi in calcestruzzo armate con barre di CFRP, GFRP ed AFRP (Sakashita, 1997) con differenti tessiture superficiali e differente orientazione delle fibre (intrecciate, a spirale o diritte) fu condotto paragonando il loro comportamento a quello di una trave ordinaria in calcestruzzo armata con acciaio, soggetta ad incendio. Tutti i campioni furono portati a una temperatura di 100°C per tre ore prima di essere esaminati e poi portati fino a 1000°C sotto carico in 180 minuti. Fu trovato che, alla temperatura del forno di 350°C, i provini che contenevano AFRP mostravano un aumento improvviso dell'inflexione verticale. Queste travi raggiunsero la rottura ad una temperatura del forno pari a 500°C. Al contrario i campioni che contenevano GFRP, CFRP, o l'acciaio convenzionale, completavano la prova di 180 minuti senza rompersi.

Risultati più recenti si hanno da uno studio numerico e sperimentale (Kodur et al., 2005a; Kodur & Bisby, 2005b) effettuato per valutare la resistenza al fuoco di solette in calcestruzzo armato con acciaio, tondini di GFRP, o tondini di CFRP. Le prove al fuoco, realizzate in accordo con la norma ATM E119, sono state condotte su otto solette in calcestruzzo armato realizzate in una scala intermedia e non caricate durante l'esposizione al fuoco. Sono stati variati una serie di parametri tra una soletta e l'altra, tra i quali: lo spessore della soletta, il tipo di barra, il tipo di aggregati e lo spessore del copriferro in calcestruzzo dell'armatura. In più, è stato sviluppato e verificato con i risultati del test, un modello numerico alle differenze finite sul trasferimento del calore che è risultato in buon accordo con i risultati del test sperimentale. Le conclusioni principali che tale lavoro ha permesso di evidenziare furono che: (a) le prestazioni in caso di incendio e il comportamento al trasferimento del calore delle solette in calcestruzzo armato con barre di FRP appare, qualitativamente, simile a quello delle solette armate con barre d'acciaio; (b) il tipo di armatura ha un effetto significativo sulla previsione di resistenza al fuoco delle solette, infatti, quando le solette sono armate con FRP si ha una resistenza al fuoco molto più bassa che per quelle armate con acciaio; (c) lo spessore della soletta non ha un effetto significativo sulla resistenza al fuoco; (d) lo spessore del

copriferro in calcestruzzo ha un'influenza significativa sulla resistenza al fuoco; infine, (e) il tipo di aggregati ha un'influenza modesta sulla resistenza al fuoco. Gli autori fanno notare che può essere ottenuta una più alta resistenza al fuoco, per le solette in calcestruzzo armato con FRP, se si utilizza uno spessore maggiore di copriferro in calcestruzzo o con l'utilizzo di calcestruzzo con aggregati carbonatici. Essi affermarono, inoltre, che le linee guida di progettazione in caso di incendio disponibili nella norma canadese (CAN/CSA S806-02, vedi par. 3.7.1), non consideravano gli effetti di due fattori importanti per la resistenza al fuoco di solette in calcestruzzo armato con barre di FRP, vale a dire il carico applicato e il degrado dell'aderenza dell'armatura, evidenziando la necessità di condurre prove di carico, su scala reale, al fine di determinare quanto il degrado dell'aderenza, che sarà sicuramente importante già a temperature solo leggermente superiori a quelle ordinarie, possa essere la causa di un prematuro cedimento strutturale in caso di incendio. Si sottolinea che, in questo studio, il problema dell'espulsione del copriferro (*spalling*) non sembrò essere aggravato dalla presenza del rinforzo in FRP.

Abassi et al. (2006) hanno effettuato prove sperimentali su travi di c.a. con barre di GFRP caratterizzate da un copriferro di circa 70mm mostrando che tali tipologie di travi possono raggiungere una resistenza al fuoco superiore a 90 minuti. Alla luce di tale risultato hanno raccomandato l'utilizzo di un copriferro minimo di 70mm per il progetto in condizioni di incendio di tale tipologia di travi. Tale valore è però non usuale rispetto a quelli utilizzati nelle ordinarie strutture di calcestruzzo armato con barre di acciaio e non sembra essere una soluzione efficace da un punto di vista pratico ed economico.

Weber (2008) ha mostrato l'importanza di distinguere due differenti limiti di temperatura per le barre di FRP: una relativa al deterioramento dell'aderenza barra-calcestruzzo ed una relativa alla riduzione della resistenza a trazione delle barre. Infatti, le prove di aderenza hanno mostrato che l'aderenza tra barra di GFRP e calcestruzzo diminuisce sostanzialmente quando si raggiunge la temperatura di transizione vetrosa (che per le barre di GFRP provate era $T_g \approx 180^\circ\text{C}$); d'altra parte, i risultati delle prove di trazione hanno mostrato una variazione della riduzione di resistenza a trazione compreso tra 30% e 80% per temperature tra 400°C e 500°C . Infine, una prova sperimentale in scala reale,

condotta in accordo alla norma DIN EN 1363, su solette di calcestruzzo armato con le medesime barre di GFRP ha evidenziato che il collasso dopo 90 minuti di esposizione all'incendio non era dovuto alla rottura delle barre bensì alla perdita di aderenza delle barre longitudinali sovrapposte nella mezzera della soletta.

3.7 Norme sulle applicazioni strutturali degli FRP e l'azione incendio

Tra le varie normative e documenti tecnici internazionali, inerenti il progetto e la costruzione di strutture in calcestruzzo armato con barre di FRP, citate nel paragrafo 2.3, solo la norma canadese CAN/CSA S806-02, "*Design and Construction of Building Components with Fibre-Reinforced Polymers*" e la norma americana ACI 440.1R-04⁵, "*Guide for the design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars*" forniscono utili indicazioni in merito alla problematica dell'esposizione di tale tipologia strutturale alle elevate temperature. Nel seguito si analizzerà in dettaglio l'approccio proposto dalle due normative.

3.7.1 CSA S806-02: Design and Construction of Building Components with Fibre-Reinforced Polymers

La problematica del comportamento alle alte temperature è affrontata nell'Annesso informativo T in una parte non obbligatoria della norma stessa. L'Annesso riporta alcuni risultati significativi ottenuti in uno studio parametrico condotto da Kodur e Baingo (1998) su solette di calcestruzzo armato con barre di FRP soggette ad incendio. Da tale studio emerse che, la resistenza al fuoco delle solette in calcestruzzo armate con barre di FRP dipendeva da: temperatura critica del rinforzo in FRP, spessore del ricoprimento in calcestruzzo, tipo di aggregati costituenti il calcestruzzo. Similmente a quella degli elementi in c.a. ordinari⁶, la

⁵ Il documento fib Task Group 9.3, "FRP Reinforcement for Concrete Structures", rimanda alla ACI 440.1R-04, riportandone indicazioni analoghe.

⁶ Lie (1978) indicò che la temperatura critica (temperatura corrispondente ad una perdita di resistenza pari al 50%) per l'armatura in acciaio è di 593 °C.

temperatura critica viene definita come “la temperatura alla quale il rinforzo perde parte della sua resistenza (in genere il 50%⁷) così da non poter più sopportare i carichi applicati ancora per lungo tempo”.

La valutazione della resistenza al fuoco delle solette in calcestruzzo armato con barre di FRP, similmente alla procedura utilizzabile per le solette armate con barre di acciaio, viene condotta nel dominio delle temperature (vedi par. 3.3.3). A tal fine, all'interno della norma vengono forniti una serie di abachi che consentono di stimare il ricoprimento di calcestruzzo necessario per mantenere la temperatura nelle barre di FRP entro limiti accettabili (temperatura critica); tuttavia, per l'applicabilità del metodo è necessario conoscere la “temperatura critica” della specifica armatura di rinforzo, che in genere non è nota. Per le barre di FRP la temperatura critica dipende dal tipo e dalla composizione del composito, e dunque, dovrebbe essere ottenuta dai dati di fabbricazione e quindi fornita dal produttore. Gli abachi progettuali vengono forniti per differenti spessori della soletta sia per calcestruzzi con aggregati carbonatici che silicei. A titolo di esempio, in Figura 3.32 ed in Figura 3.33 vengono riportati, per una soletta di altezza 180mm, rispettivamente, l'abaco progettuale per calcestruzzo con aggregati carbonatici e per calcestruzzo con aggregati silicei. Ciascun abaco fornisce la variazione della temperatura della barra in funzione del tempo di esposizione all'incendio e del copriferro di calcestruzzo. Gli abachi possono

⁷ La scelta della temperatura critica per l'acciaio è legata alle modalità di collasso flessionale degli elementi in c.a. armato con barre di acciaio (rottura del calcestruzzo dopo lo snervamento delle armature metalliche), all'unitarietà dei coefficienti di sicurezza del materiale, all'entità dei carichi in condizione di incendio ed all'andamento della riduzione della resistenza del materiale con la temperatura. Difatti, la resistenza flessionale a rottura è legata alla tensione di snervamento dell'acciaio ed inoltre i coefficienti di sicurezza dei materiali ipotizzati unitari conducono ad un incremento della resistenza iniziale dell'elemento rispetto al valore allo Stato Limite Ultimo; pertanto, la temperatura di 593°C nelle barre di acciaio corrisponde ad una perdita di resistenza della barra di circa il 50% con conseguente riduzione di resistenza flessionale dell'elemento di circa il 50%. Tale condizione, tenendo conto che i carichi applicati in condizione di incendio risultano all'incirca pari al 50% dei carichi allo Stato Limite Ultimo (cfr. paragrafo 3.3.2.2), corrisponde approssimativamente al collasso flessionale sotto i carichi in condizioni di incendio. Alla luce di tali considerazioni è possibile affermare che la temperatura critica delle barre di FRP dovrebbe essere calibrata in maniera analoga tenendo anche conto dei differenti coefficienti di sicurezza dei materiali adottati per le barre di FRP allo Stato Limite Ultimo. Tali coefficienti sono decisamente più alti di quello adottati per le barre di acciaio. Pertanto il riferimento al 50% di perdita di resistenza, nel caso di barre di FRP, potrebbe essere fortemente cautelativo.

essere utilizzati sia in fase di verifica (per ricavare il tempo di resistenza al fuoco per un assegnato copriferro e ed una assegnata temperatura critica) che in fase di progetto (per determinare, per una assegnata temperatura critica, lo spessore del ricoprimento in calcestruzzo necessario per rispettare la durata di resistenza al fuoco richiesta dalla normative specifiche).

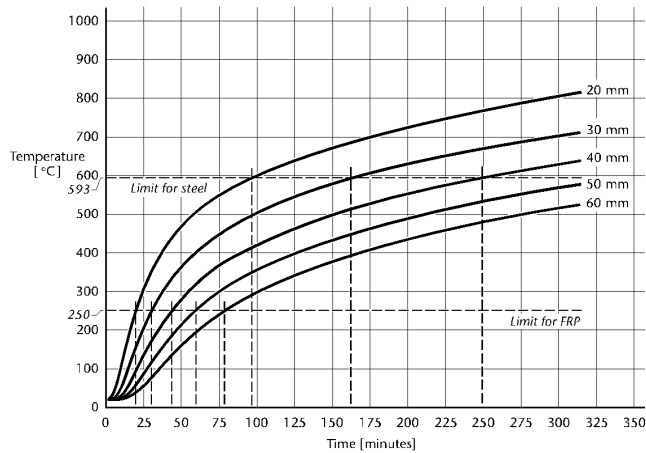


Figura 3.32 Abaco progettale per calcestruzzo con aggregati carbonatici e solette di altezza 180mm (CSA S806-02, 2002)

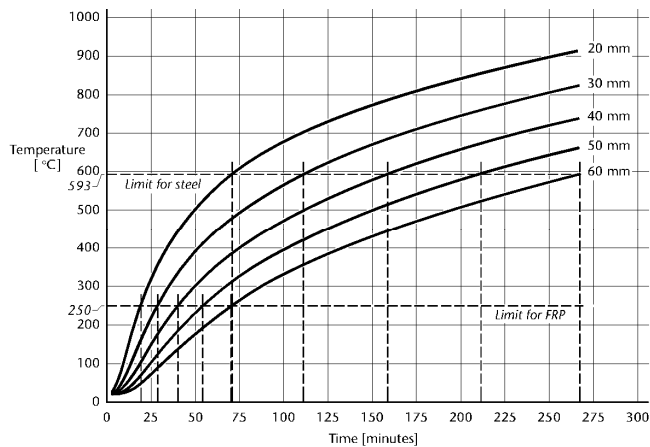


Figura 3.33 Abaco progettale per calcestruzzo con aggregati silicei e solette di altezza 180mm (CSA S806-02, 2002)

Per esempio, adottando un valore della temperatura critica di 250°C, il copriferro di calcestruzzo necessario per ottenere una resistenza al fuoco di 1 ora, in una

soletta di calcestruzzo armato con barre di FRP di altezza 180 mm, realizzata con calcestruzzo con aggregati carbonatici, è di circa 50 mm (vedi Figura 3.32). Invece, nel caso di aggregati silicei, per ottenere una resistenza al fuoco di 1 ora è necessario un copriferro di calcestruzzo pari a circa 55mm, maggiore del caso precedente.

3.7.2 ACI 440.1R-04: Guide for the Design and Construction of Concrete reinforced with FRP Bars

Il paragrafo 3.4 della norma è dedicato alla trattazione degli effetti dell'incendio sul comportamento strutturale di elementi in calcestruzzo armato con barre di FRP. A differenza della norma canadese, la norma americana risulta molto più critica nei confronti della resistenza al fuoco di tale tipologia strutturale. Infatti la norma "sconsiglia l'uso di armature di FRP per le strutture nelle quali la resistenza al fuoco è essenziale per il mantenimento dell'integrità strutturale". Tale limitazione viene, comunque giustificata dal fatto che nel periodo di stesura della normativa, il numero di studi sul comportamento strutturale in condizioni di incendio di elementi in calcestruzzo armato con barre di FRP, e quindi la conoscenza degli aspetti comportamentali essenziali, non era tale da consentire un utilizzo in sicurezza per i casi in cui è richiesta una significativa prestazione in condizioni di incendio. La norma, tuttavia, suggerisce un accorgimento da adottare per evitare il collasso strutturale quale l'introduzione di apposite soluzioni atte ad impedire il raggiungimento di elevate temperature nella zona di estremità delle barre consentendo, così, di mantenerne l'ancoraggio. In tal modo il collasso strutturale potrà avvenire solo per perdita dell'ancoraggio di estremità o raggiungimento della resistenza limite delle barre.

3.7.3 Confronto tra le norme

Sebbene entrambi i documenti evidenziano la suscettibilità degli FRP alle elevate temperature, solo la CSA S806-02 fornisce indicazioni progettuali inerenti la resistenza al fuoco. Questi abachi, comunque, sono spesso di difficile utilizzazione pratica, in quanto le temperature critiche di molte barre di FRP commercializzate rimangono sconosciute.

CAPITOLO 4

MODELLAZIONI TERMO-MECCANICHE ED ANALISI PARAMETRICHE

4.1 Caratterizzazione meccanica delle barre degli FRP alle elevate temperature

Come visto nel paragrafo 3.5.2.4, allo stato attuale esistono in letteratura un numero limitato di prove a trazione su barre di FRP alle elevate temperature (Gates, 1991; Sorathia et al., 1992; Kumahara et al., 1993; Fujisaki et al., 1993; Uematsu et al., 1995; Dimitrienko, 1999; Alsayed et al., 2000; Sumida et al., 2001; Wang & Kodur 2005; Wang et al., 2007).

L'esame dei dati sperimentali disponibili, di cui molti raccolti in un database da parte di Bisby (2003), evidenzia differenze nel comportamento termo-meccanico delle barre anche all'interno della stessa macro-tipologia di barra, in dipendenza del tipo di fibra o di resina, della quantità di fibra presente e della tessitura superficiale della barra stessa: si veda, ad esempio, la Figura 4.1, che riporta i valori della resistenza f_{fu} di barre di CFRP di diverso tipo al variare della temperatura T (i valori sono adimensionalizzati rispetto alla resistenza alla temperatura $T=20^{\circ}\text{C}$). Questo evidenzia che, a differenza di quanto avviene per l'acciaio, non è possibile definire delle curve di riduzione di resistenza e modulo elastico alle elevate temperature uniche per ciascuna macro-tipologia di barra (CFRP, GFRP, AFRP). Difatti, ciascuna barra sarà caratterizzata da specifiche proprietà meccaniche in funzione della temperatura.

Alla luce di questa grande dispersione dei risultati forniti dai dati disponibili in letteratura e non avendo a disposizione dati relativi alle barre che sono state utilizzate per le prove in scala reale oggetto della ricerca, allo scopo di ottenere indicazioni sintetiche sull'andamento della resistenza e del modulo elastico delle barre di FRP al variare della temperatura, sono state ricavate, similmente a quanto fatto in (Bisby, 2003), curve comportamentali "medie" per le varie macro-tipologia di materiali compositi maggiormente utilizzati per la realizzazione delle barre attualmente in commercio (CFRP, GFRP, AFRP).

4.1.1 Database sperimentale

Di seguito si riporta la rappresentazione sintetica dei dati disponibili in letteratura sia sulla resistenza trazione delle barre che del modulo elastico raggruppati per macro-tipologia di barre, ovvero barre di CFRP, GFRP e AFRP.

L'origine dei dati è indicata attraverso delle sigle la cui legenda è:

- [b.13]: Tanano et al., 1999;
- [b.14]: Sorathia, et al. 1992;
- [b.18]: Dimitrienko, 1999;
- [b.22]: Sumida et al., 2001;
- [b.24]: Rahman et al., 1999;
- [b.33]: Kumahara et al., 1993;
- [b.34]: Fujisaki et al., 1993;
- [b.35]: Uematsu et al.,1995;
- [b.44]: Tanano et al. 1995;
- [b.62]: Clarke J.,1993.

4.1.1.1 Resistenza a trazione

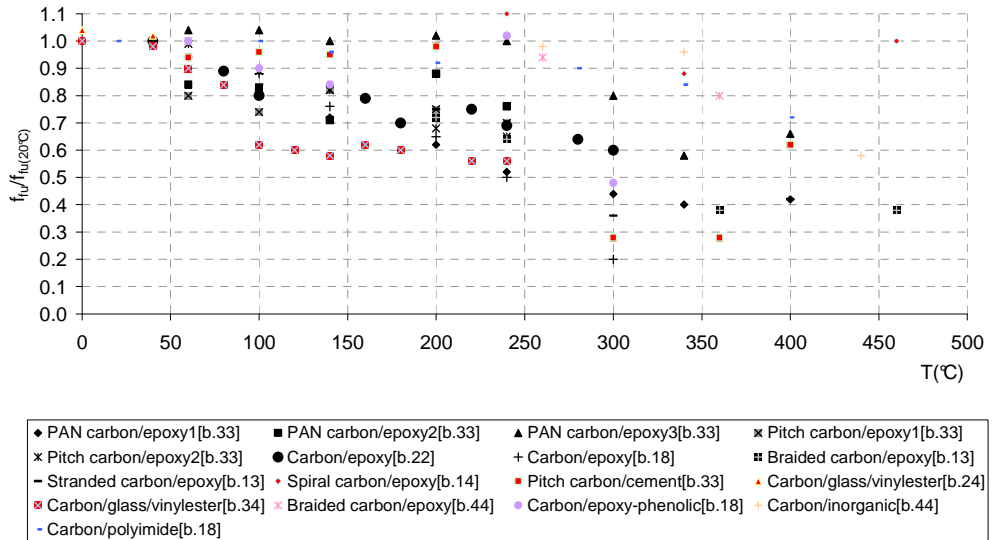


Figura 4.1 Dati sperimentali resistenza adimensionalizzata-temperatura per barre di CFRP

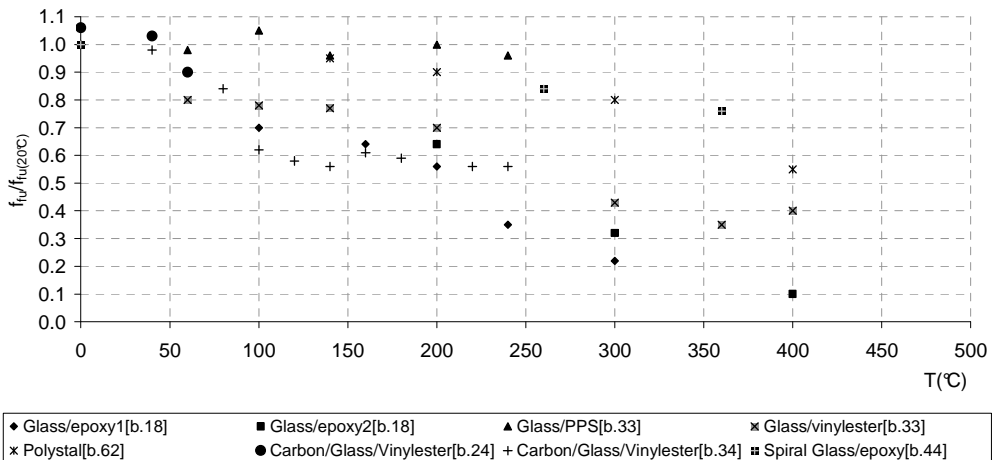


Figura 4.2 Dati sperimentali resistenza adimensionalizzata-temperatura per barre di GFRP

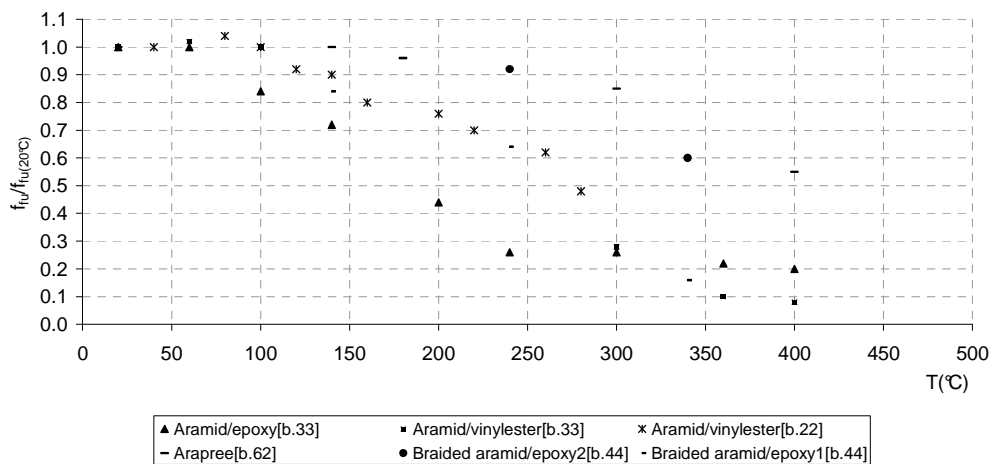


Figura 4.3 Dati sperimentali resistenza adimensionalizzata-temperatura per barre di AFRP

4.1.1.2 Modulo elastico

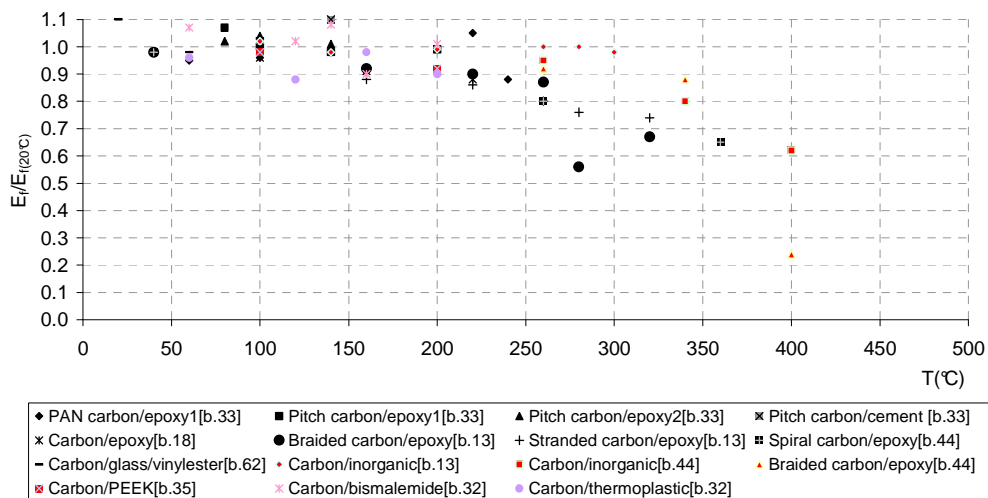


Figura 4.4 Dati sperimentali modulo elastico adimensionalizzato-temperatura per barre di CFRP

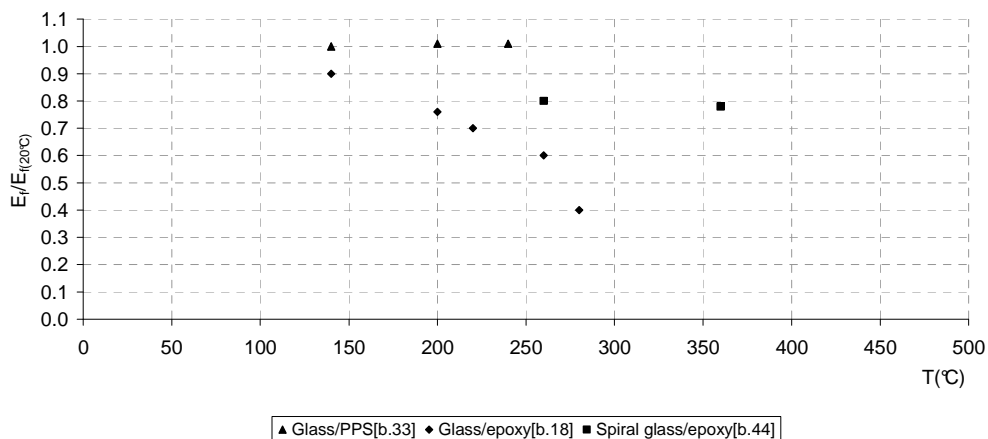


Figura 4.5 Dati sperimentali modulo elastico adimensionalizzato-temperatura per barre di GFRP

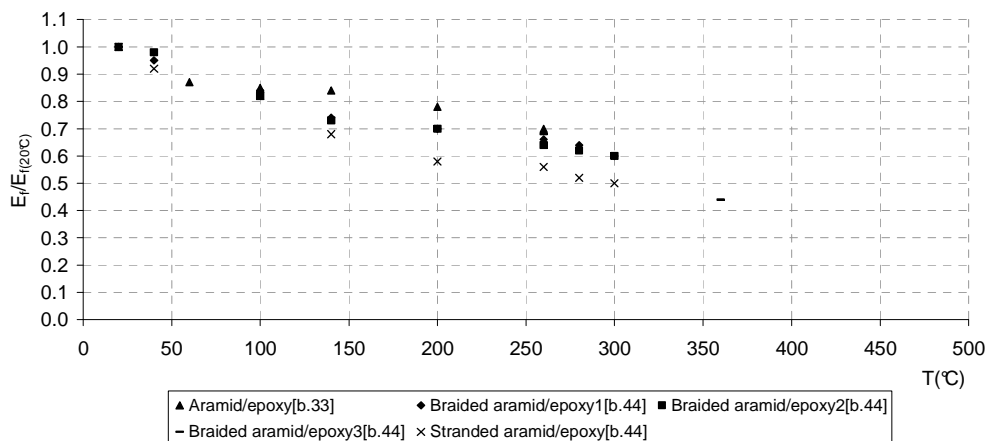


Figura 4.6 Dati sperimentali modulo elastico adimensionalizzato-temperatura per barre di AFRP

4.1.2 Curve comportamentali medie

Come già detto precedentemente, Bisby (2003) sviluppò degli studi per la taratura di curve comportamentali medie alle elevate temperature per ciascuna macro-tipologia di barre di FRP. Sulla base di un alcuni studi precedenti (Dimitrienko, 1999; Katz et al. 2000) l'interpolazioni dei dati fu eseguita attraverso la seguente funzione sigmoideale:

$$\frac{f}{f_0} = \left(\frac{1-a}{2} \right) \tanh(-b \cdot (T-c)) + \left(\frac{1+a}{2} \right) \quad (4.1)$$

in cui f rappresenta la proprietà meccanica in oggetto (resistenza o modulo elastico) alla temperatura T espressa in gradi centigradi, f_0 è il valore della proprietà meccanica a temperatura ambiente, a , b e c sono parametri che definiscono la forma della funzione. Attraverso una analisi di regressione lineare per ciascuna tipologia di barra furono individuati i valori di ciascun parametro sia per la valutazione della resistenza che del modulo elastico in funzione della temperatura (Tabella 4.1).

Tabella 4.1 Coefficienti di interpolazione ottenuti da Bisby (2003)

Barra	Proprietà	Parametri		
		a	b · (10 ³)	c
CFRP	Resistenza	0.10	5.83	339.54
	Modulo	0.05	8.68	367.41
GFRP	Resistenza	0.10	8.10	289.14
	Modulo	0.05	7.91	320.35
AFRP	Resistenza	0.10	8.48	287.65
	Modulo	0.05	7.93	290.49

L'espressione utilizzata da Bisby contiene la funzione tangente iperbolica. All'interno dell'attività di ricerca si è optato per la ricalibrazione delle curve comportamentali medie attraverso una diversa espressione che contenesse semplicemente una singola funzione potenza della temperatura T . Le curve ottenute per il parametro $\rho_f(T)$ (rapporto tra la resistenza a rottura $f_{fu}(T)$ della barra al variare della temperatura ed il valore a freddo f_{fu}) e per il parametro $\rho_E(T)$ (rapporto tra il modulo elastico $E_f(T)$ della barra al variare della temperatura ed il valore a freddo E_f) sono caratterizzate tutte dalla stessa espressione formale:

$$\rho_f(T) = \frac{f_{fu}(T)}{f_{fu}} = \frac{A}{B + C \cdot T^D} \quad (4.2)$$

$$\rho_E(T) = \frac{E_f(T)}{E_f} = \frac{A}{B + C \cdot T^D} \quad (4.3)$$

dove A, B, C, D sono parametri determinati, applicando il metodo dei minimi quadrati, per ciascuna macro-tipologia di barra in funzione dei corrispondenti dati sperimentali, mentre, T è la temperatura espressa in gradi centigradi.

Tali espressioni consentono di definire il legame costitutivo σ - ε delle barre di materiale composito in funzione della temperatura T , assunto ancora di tipo elasto-fragile (Wang et al., 2007), come quello in condizioni normali (Figura 4.7).

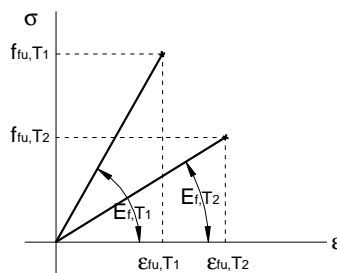


Figura 4.7 Legame costitutivo FRP per due differenti temperature

In Figura 4.8, Figura 4.9 e Figura 4.10 vengono riportate le espressioni e le rappresentazioni grafiche, della variazione della *resistenza adimensionalizzata* e del *modulo elastico adimensionalizzato* con la temperatura, ottenute, rispettivamente, per barre di CFRP, GFRP ed AFRP. Inoltre, tali curve vengono confrontate con i dati sperimentali di riferimento e con le equivalenti curve di Bisby (2003). È possibile osservare che, in generale, le curve ottenute sono in buon accordo con quelle di Bisby (2003). La differenza maggiore si riscontra nell'andamento del modulo elastico adimensionalizzato delle barre di AFRP in cui, per simulare meglio i dati sperimentali disponibili, si è adottato un andamento della curva decisamente differente. È evidente che all'aumentare della temperatura le curve comportamentali medie conducono ad una riduzione sia della resistenza che del modulo elastico.

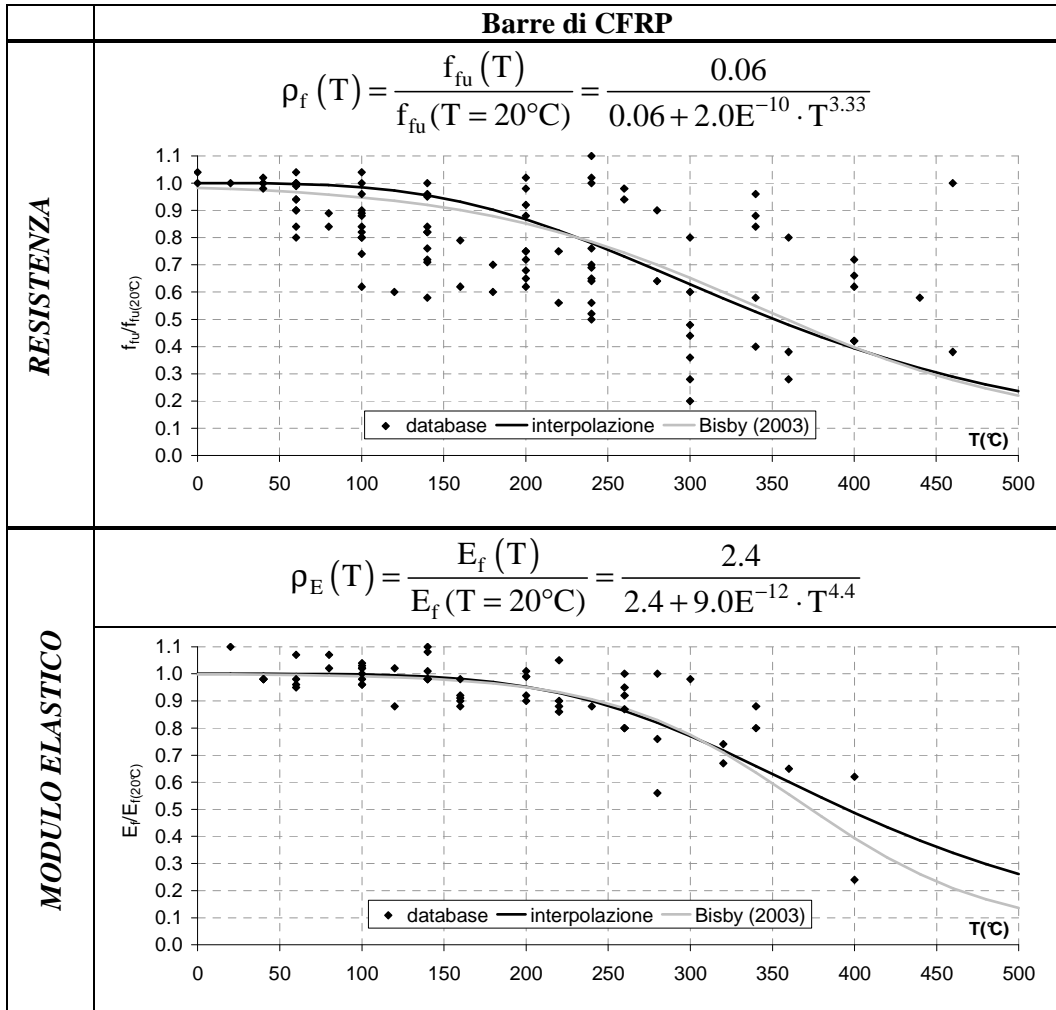


Figura 4.8 Curve comportamentali medie per barre di CFRP

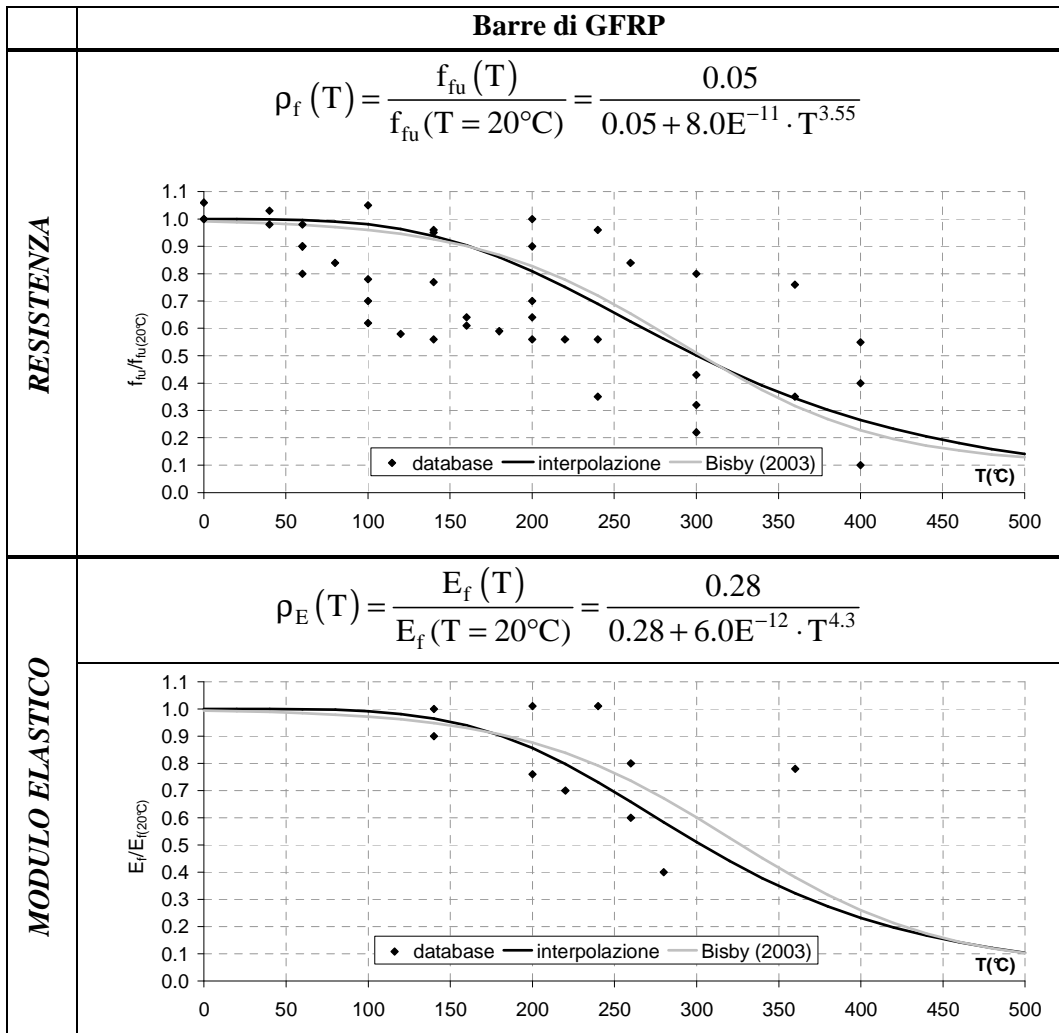


Figura 4.9 Curve comportamentali medie per barre di GFRP

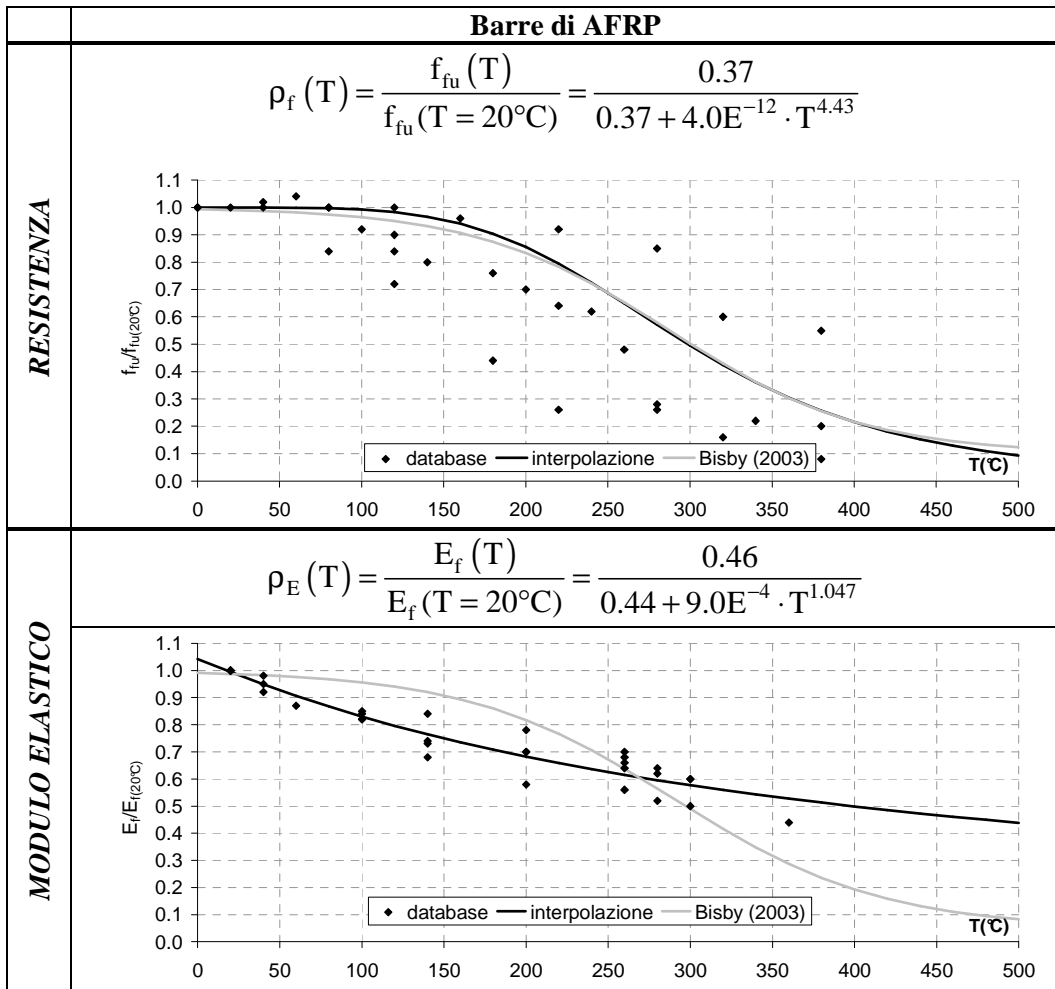


Figura 4.10 Curve comportamentali medie per barre di AFRP

4.1.3 Confronti

Il confronto tra le tre curve determinate per ciascuna macro-tipologia è rappresentato nella Figura 4.11 per quanto riguarda il degrado della resistenza ed in Figura 4.12 per quanto riguarda il degrado del modulo elastico in funzione della temperatura. Si evince che le barre in fibra di carbonio presentano mediamente una riduzione di resistenza e di modulo elastico con la temperatura minore rispetto a quelle delle altre due macro-tipologie. Ciò può essere associato alla minore sensibilità che le fibre di carbonio hanno alle

elevate temperature (cfr. paragrafo 3.5.2.2). Invece, le curve di riduzione di resistenza della barre di GFRP e di AFRP risultano molto. Quest'ultime, a differenza della altre, sono caratterizzate da un evidente riduzione del modulo elastico già per temperature di poco superiori a quelle ordinarie.

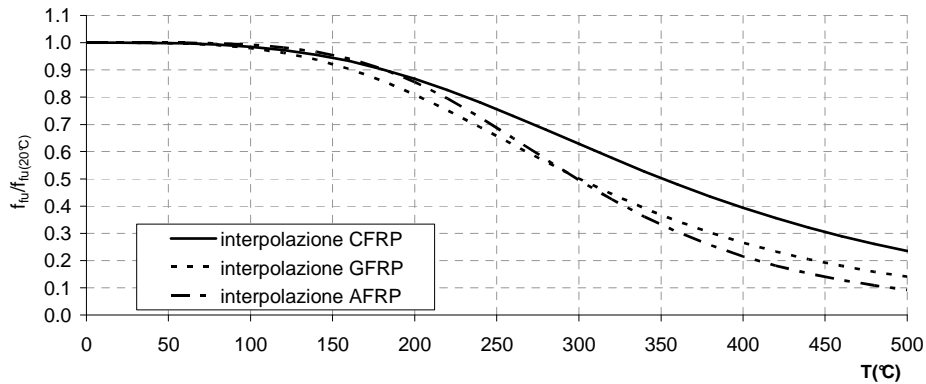


Figura 4.11 Confronto diagrammi resistenza adimensionalizzata-temperatura

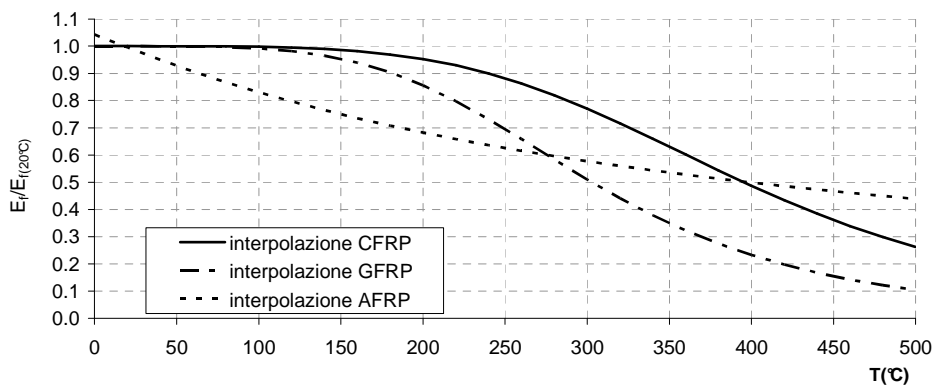


Figura 4.12 Confronto diagrammi modulo adimensionalizzato-temperatura

4.2 Analisi termiche

Per la valutazione del campo termico indotto dall'incendio nelle solette si può fare l'ipotesi di disaccoppiamento del problema termico da quello meccanico, come suggerito anche negli Eurocodici. Questa ipotesi è alla base

dell'equazione di Fourier per lo studio dei fenomeni di propagazione del calore all'interno dei corpi solidi.

La determinazione della temperatura nell'elemento strutturale in condizioni di incendio si esegue stabilendo l'eguaglianza tra la quantità di energia termica trasmessa all'elemento dai gas di combustione e l'incremento di energia interna propria dell'elemento. Nell'ipotesi che il mezzo sia omogeneo, isotropo e Fourieriano e che siano assenti termini di generazione di energia, il campo di temperatura, in coordinate cartesiane, all'interno dell'elemento è individuato dalle seguenti equazioni:

Equazione generale della trasmissione di calore per conduzione

$$\frac{\partial(\rho \cdot c \cdot \theta)}{\partial t} = -\text{div}(\lambda \cdot \text{grad}\theta)$$

$$\Downarrow$$
(4.4)

$$\frac{\partial(\rho \cdot c \cdot \theta)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda \cdot \frac{\partial \theta}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda \cdot \frac{\partial \theta}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\lambda \cdot \frac{\partial \theta}{\partial z} \right) = 0$$

Condizioni al contorno

- condizione al contorno geometrica:

$$\theta(t=0, x, y, z) = f(x, y, z) \text{ (distribuzione spaziale di temperatura a } t=0) \quad (4.5)$$

- condizione al contorno temporale:

$$\text{div}(-\lambda \text{ grad}\theta)_m = \dot{h}_{\text{net}} \quad (4.6)$$

dove:

$\theta = \theta(t, x, y, z)$ è la temperatura all'interno del corpo nel punto di coordinate (x, y, z) al tempo t ;

t è il tempo;

ρ è la massa volumica o densità del materiale di cui è costituito l'elemento;

c è il calore specifico del materiale di cui è costituito l'elemento;

λ è la conducibilità termica del materiale di cui è costituito l'elemento;

\dot{h}_{net} è il flusso di calore netto trasmesso alla superficie dell'elemento strutturale;

m il pedice “ m ” indica la superficie dell’elemento su cui avviene lo scambio di energia.

Per integrare l’equazione di Fourier (4.4) occorre tenere conto delle condizioni al contorno, che definiscono il particolare caso di trasmissione del calore che si vuole studiare. Esse possono essere di tipo spaziale, quando fanno riferimento al campo di temperatura all’istante $t=0$, oppure di tipo temporale, quando assegnano la legge di variazione della temperatura su una regione del corpo.

Nel caso delle strutture esposte all’incendio, le condizioni al contorno sono di tipo misto, in quanto viene assegnato il campo della temperatura all’istante iniziale (equazione (4.5)) e la storia del flusso agente sulla superficie dell’elemento (equazione (4.6)); inoltre, la sezione può non essere composta da materiale omogeneo. L’equazione (4.4), con le condizioni al contorno, non è risolvibile in forma chiusa e pertanto è necessario fare ricorso a metodi numerici come quello agli elementi finiti, su cui sono basati molti codici di calcolo per l’analisi termica, che richiedono ovviamente la discretizzazione della struttura in elementi.

Per i casi di interesse (solette piene investite uniformemente da incendio all’intradosso) è possibile semplificare il problema termico ad un caso monodimensionale di diffusione del calore. In accordo con l’approccio agli elementi finiti, la sezione trasversale della soletta può essere suddivisa in un sufficiente numero di strati (analisi termica 1-D) ed in ciascuno strato la temperatura si assume uniforme ed uguale a quella del suo baricentro (Figura 4.13). Ciascun elemento è caratterizzato da specifiche proprietà termiche dipendenti dalla sua temperatura (ad esempio vedi par. 3.5). Per semplificare le analisi termiche si può trascurare la presenza delle barre di FRP (e sostituire la barra con il calcestruzzo); tale assunzione può essere ritenuta accettabile, data la modesta dimensione delle barre all’interno della soletta. La temperatura delle barre si assume uguale a quella dell’elementino di calcestruzzo avente il baricentro in posizione coincidente con il baricentro della barra. La soluzione numerica del fenomeno di trasmissione del calore, nelle analisi termiche preliminari presentate in questo capitolo, è stata eseguita attraverso il codice di calcolo agli elementi finiti FIRES-T3 (Iding et al., 1997) sviluppato dall’Università della California (Berkeley).

Le condizioni al contorno vengono introdotte mediante la definizione dei flussi termici secondo le indicazioni dell'Eurocodice 1 Parte 1-2. I meccanismi di scambio del calore attraverso le superfici sono di tipo convettivo e radiativo; le superfici sono di due tipi: "superfici esposte all'incendio" e "superfici non esposte all'incendio".

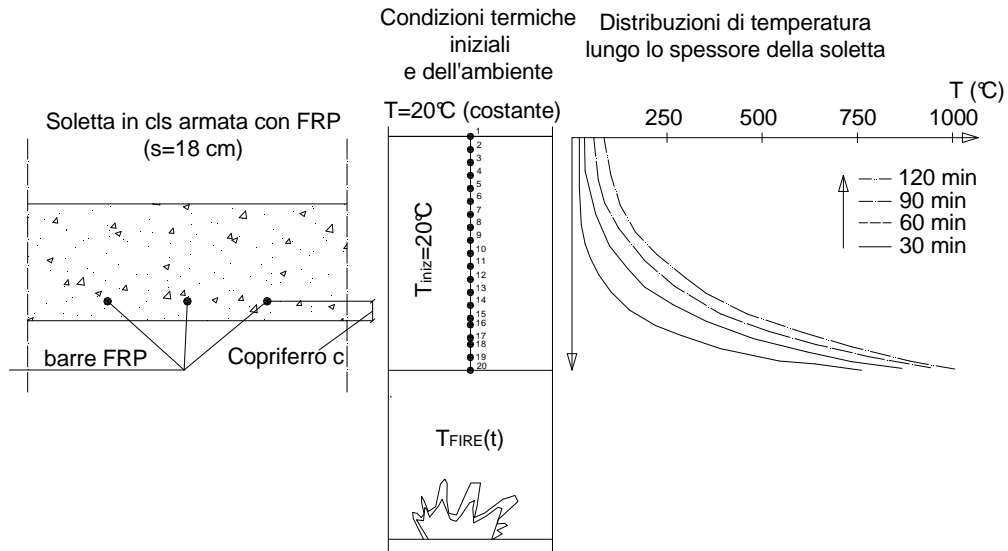


Figura 4.13 Esempio di soletta soggetta ad incendio all'intradosso

Per le *superfici esposte all'incendio* si assume l'esposizione al seguente flusso termico netto (vedi paragrafo 3.3.3.2):

$$\dot{h}_{\text{net},r} = \alpha_c \cdot (\theta_g - \theta_m) + \Phi \varepsilon_r \sigma \cdot [(\theta_r + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4] \quad [\text{W/m}^2]$$

dove

α_c è il coefficiente di scambio di calore per convezione [$\text{W/m}^2\text{K}$];

θ_g è la temperatura dei gas dell'ambiente fornita dal modello di incendio adottato [$^\circ\text{C}$];

θ_m è la temperatura superficiale dell'elemento strutturale [$^\circ\text{C}$];

Φ è il fattore di configurazione;

ε_r è l'emissività risultante (pari a 0.7 per superfici in calcestruzzo);

σ è la costante di Stefan Boltzmann pari a: $5.67 \cdot 10^{-8}$ [$\text{W/m}^2\text{K}^4$];

θ_r è la temperatura radiante dell'ambiente che può essere rappresentata da quella dei gas θ_g ivi contenuti [°C];

θ_m è la temperatura superficiale dell'elemento strutturale [°C].

Per le *superfici non esposte all'incendio* si assume l'esposizione al seguente flusso termico netto:

$$\dot{h}_{\text{net,r}} = \alpha_c \cdot (\theta_g - \theta_m) \quad \left[\text{W/m}^2 \right]$$

in cui si considera un coefficiente di convezione, α_c , pari a 9.0 W/m²K, che consente di tenere conto anche dell'aliquota di energia radiante, in accordo alle indicazioni dell'EN1991-1-2 (cfr. paragrafo 3.3.3.2).

4.2.1 Validazione del modello numerico

Per validare il modello di calcolo scelto per lo sviluppo delle analisi termiche, vengono effettuati alcuni confronti tra i risultati ottenuti con la modellazione descritta precedentemente ed i dati disponibili in bibliografia. In particolare, per la valutazione del transitorio termico, vengono considerati sia risultati sperimentali, che derivanti da modelli analitici. Ovviamente, i confronti sono stati effettuati utilizzando le medesime caratteristiche dei materiali e le medesime condizioni al contorno dichiarate dagli autori.

Un primo confronto viene effettuato con i risultati delle prove sperimentali, già descritte nel paragrafo 3.6, condotte da Kodur et al. (2005a,b) su solette di calcestruzzo armato con barre di CFRP, AFRP o di acciaio e soggette all'incendio standard ASTM E 119 (2001). La Figura 4.14 riporta alcune caratteristiche geometriche delle solette testate in condizioni di incendio.

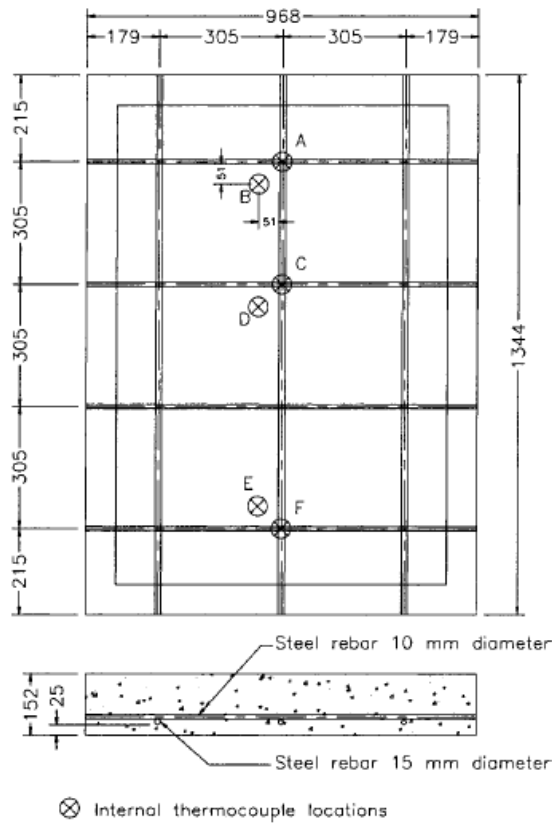


Figura 4.14 Prove sperimentali su solette armate con barre di FRP o acciaio (Koduri *et al.*, 2005)

Ai fini della simulazione numerica, il modello è stato definito adottando le seguenti ipotesi

- Incendio ASTM E 119 (2001) all'intradosso della soletta;
- Spessore soletta pari a 152mm;
- Calcestruzzo calcareo con proprietà termiche, in linea con le assunzioni fatte dagli stessi autori per le loro modellazioni, desunte dallo studio di Lie (1992, vedi anche Appendice A);
- Temperatura iniziale pari a 20°C;
- Copriferro di calcestruzzo pari a 25.4mm;
- Percentuale di umidità pari al 0% del volume;

- Coefficiente di convezione, α_c , sulla superficie esposta pari a $25\text{W/m}^2\text{K}$;
- Coefficiente di convezione, α_c , sulla superficie non esposta pari a $9\text{W/m}^2\text{K}$;
- Emissività risultante della superficie esposta pari a 0.70;
- Emissività risultante della superficie non esposta pari a 0.0.

Il confronto tra la temperatura nel baricentro delle barre valutata mediante il modello di analisi termica adottato nel presente lavoro e quella misurata sperimentalmente è rappresentato in Figura 4.15. È possibile notare un ottimo accordo tra il valore stimato e quello sperimentale, nonostante il modello numerico trascuri la presenza delle barre e quindi l'influenza del materiale di cui esse sono costituite sulla trasmissione del calore.

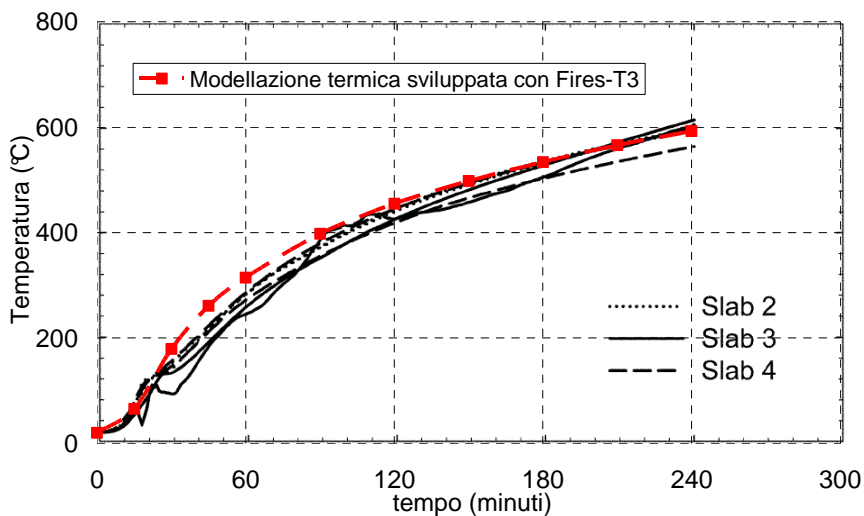


Figura 4.15 Confronto teorico-sperimentale con Kodur et al. (2005): temperatura nel baricentro delle barre

Un ulteriore interessante confronto viene effettuato con le curve proposte dalla normativa canadese CAN/CSA-S806-02 (2002) e basate su alcuni studi di Kodur & Baingo (1998). Quest'ultimi hanno determinato diagrammi (tempo-temperatura) che forniscono la temperatura nelle barre di armatura, in funzione del tempo di esposizione all'incendio standard ASTM E 119, per diversi valori

del copriferro delle barre e dello spessore della soletta, nonchè per calcestruzzi confezionati con aggregati silicei o calcarei.

Adottando l'ipotesi di calcestruzzo calcareo e soletta di altezza 180mm, in Figura 4.16 è possibile notare, per copriferri di 20mm e 60mm, un ottimo accordo tra i risultati ottenuti dal modello numerico adottato nel presente lavoro ed i diagrammi forniti dalla norma canadese.

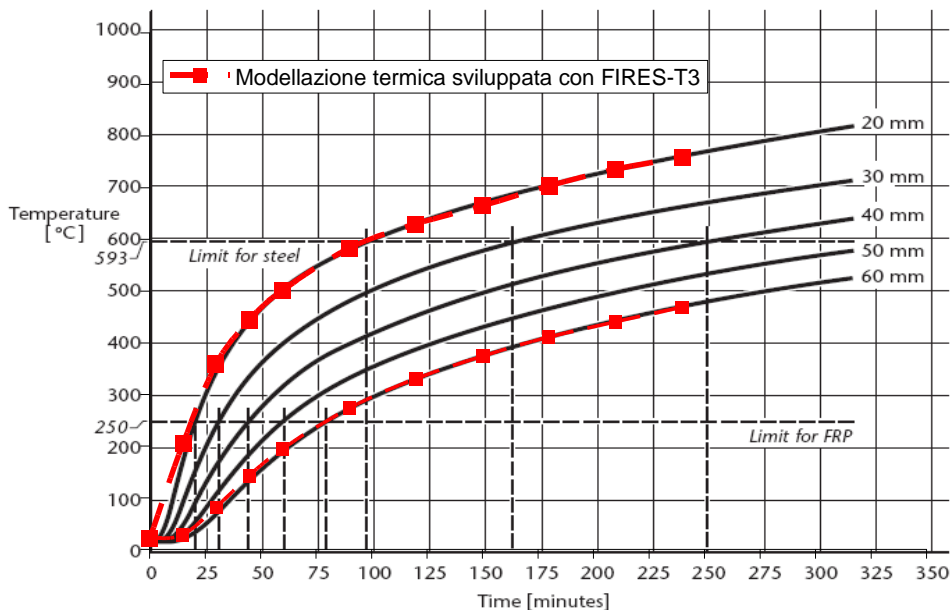


Figura 4.16 Confronto con diagrammi contenuti in CAN/CSA-S806-02 (2002): soletta alta 180mm e calcestruzzo con aggregati calcarei

4.2.2 Analisi parametriche

Con l'obiettivo di individuare i parametri significativi che caratterizzano la temperatura delle barre di FRP, all'interno di solette di calcestruzzo esposte ad incendio dal basso, sono sviluppate di seguito diverse analisi numeriche. In particolare l'attenzione è focalizzata sui seguenti parametri:

- copriferro;
- altezza della soletta;
- effetto dell'umidità.

Ulteriori analisi sono, invece, dedicate al confronto tra le possibili modellazioni delle proprietà termiche del calcestruzzo con riferimento in particolare a:

- modellazione proposta dall'Eurocodice 2 Parte 1-2;
- modellazione proposta da Lie (1992).

Se non diversamente indicato, le analisi fanno riferimento ad una soletta di calcestruzzo di altezza 180mm con un contenuto di umidità pari al valore 0% in peso e densità del calcestruzzo costante pari al valore di 2300kg/m^3 . La modellazione delle proprietà termiche del calcestruzzo, inoltre, viene effettuata in accordo alle indicazioni dell'EN1992-1-2 adottando un andamento della conducibilità termica in funzione della temperatura corrispondente alla curva limite superiore (vedi par. 3.5.1.1) Nella modellazione, si trascura la presenza delle barre di FRP sostituendole con il calcestruzzo. In accordo alla schematizzazione di Figura 4.13, la soletta risulta esposta all'incendio standard ISO834 dal basso, ovvero sulla superficie di intradosso.

4.2.2.1 Effetto del copriferro

In Figura 4.17 si riporta l'andamento della temperatura calcolata in funzione del tempo di esposizione all'incendio e del copriferro (distanza del baricentro della barra dall'intradosso della soletta, ovvero dalla superficie esposta). Le analisi riguardano, in particolare, gli usuali valori del copriferro ($c=20\div 60\text{mm}$). È possibile notare la notevole influenza che il copriferro ha sull'andamento della temperatura in funzione del tempo di esposizione all'incendio. Il calcestruzzo, grazie alla sua inerzia termica, garantisce, alle barre in esso inserite, una protezione crescente con il copriferro che consente, così, di ritardarne il riscaldamento. Alla luce di tali osservazioni e delle tendenze dei materiali strutturali a perdere resistenza alle elevate temperature (vedi par. 3.5), è possibile notare, sin da ora, la notevole influenza che il copriferro può avere sulla resistenza al fuoco degli elementi strutturali armati, in generale, con barre di acciaio o FRP; per un dato tempo di esposizione al fuoco, un minore riscaldamento corrisponde ad una minore riduzione delle caratteristiche meccaniche delle barre.

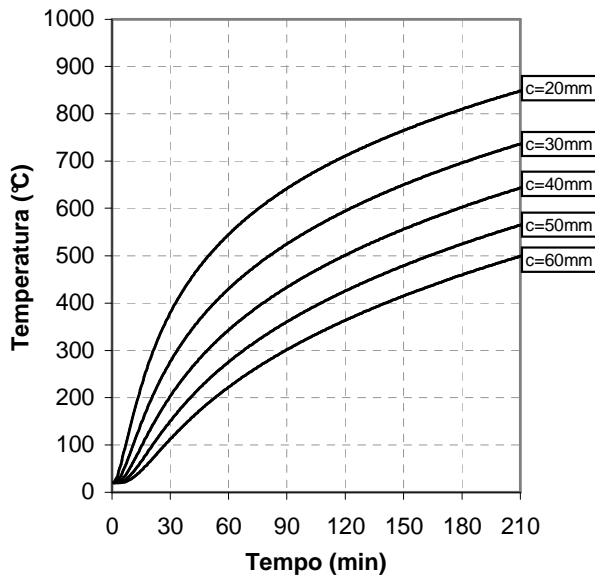


Figura 4.17 Effetto del copriferro di calcestruzzo

4.2.2.2 Effetto dell'altezza della soletta

Analizzando gli andamenti delle temperature nel tempo per diversi valori del copriferro ed altezza della soletta pari a 180mm ($H=180\text{mm}$) e 250mm ($H=250\text{mm}$), riportati in Figura 4.18, si evince che l'altezza della soletta non è un parametro influente sul riscaldamento delle barre. Analizzando la distribuzione di temperatura all'interno della soletta per differenti tempi di esposizione all'incendio (Figura 4.19), si può notare, inoltre, che le distribuzioni di temperatura per $H=180\text{mm}$ ed $H=250\text{mm}$ risultano molto simili all'interno dei primi 80mm di spessore della soletta rispetto alla superficie esposta al fuoco. L'altezza della soletta, invece, influenza significativamente la temperatura raggiunta all'estradosso della soletta; dopo 210 minuti di esposizione all'incendio la temperatura all'estradosso della solette di altezza 180mm raggiunge un valore di circa 160°C , mentre quella della soletta con altezza 250mm è di circa 90°C .

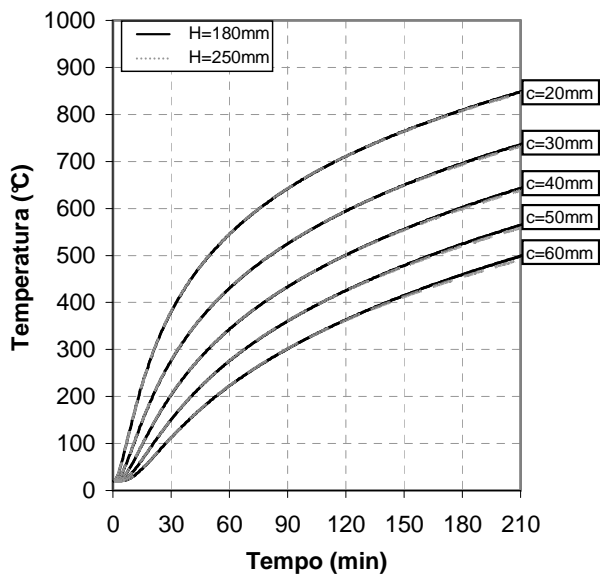


Figura 4.18 Effetto dell'altezza: temperatura in funzione del copriferro

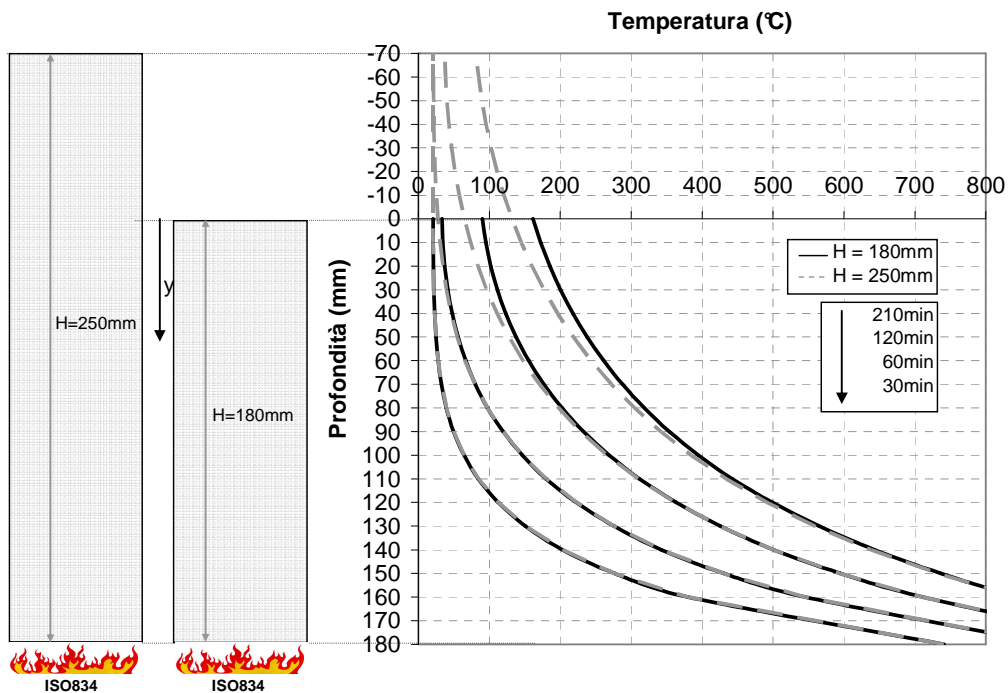


Figura 4.19 Effetto dell'altezza: distribuzioni di temperatura all'interno della soletta

4.2.2.3 Effetto dell'umidità

Il contenuto di umidità del calcestruzzo può certamente influenzare il riscaldamento termico dell'elemento e di conseguenza la temperatura nelle barre. Infatti, al raggiungimento di temperature locali pari a 100°C il calore fornito dall'incendio viene utilizzato per l'evaporazione dell'acqua. Ciò conduce ad un rallentamento del riscaldamento termico dell'elemento. Ciò risulta evidente nei risultati delle analisi riportati in Figura 4.20, confrontando l'andamento delle temperature, in funzione del tempo e del copriferro, nel caso di umidità pari al valore 0%, 2% e 4% in peso. In particolare si nota che l'effetto di rallentamento del riscaldamento termico legato all'umidità del calcestruzzo aumenta con l'aumentare del copriferro; ciò è legato allo smorzamento che la potenza termica, ovvero l'energia termica al secondo, subisce prima di raggiungere gli stati più interni della soletta.

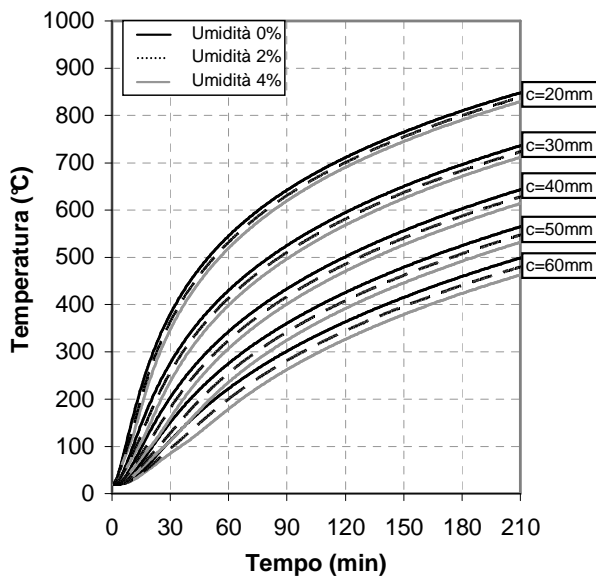


Figura 4.20 Effetto dell'umidità

4.2.2.4 Effetto della modellazione della conducibilità (EN1992-1-2)

L'EN1992-1-2 prevede per il calcestruzzo due possibili espressioni per la conducibilità termica di cui una costituisce il limite inferiore e l'altra il limite superiore di un campo di valori possibili (vedi par. 3.5.1.1). A vantaggio di sicurezza, all'interno delle simulazioni numeriche, è consigliabile utilizzare il valore limite superiore: infatti (Figura 4.21) l'adozione della curva di conducibilità termica superiore (conducibilità alta) consente di massimizzare, per un dato tempo di esposizione all'incendio, le temperature raggiunte per ciascun valore del copriferro. L'effetto della conducibilità termica aumenta con l'aumentare del copriferro; la conducibilità termica è un parametro legato alla modalità di diffusione del calore all'interno di un materiale (vedi par. 3.5). Pertanto maggiore è il suo valore tanto maggiore sarà la penetrazione del calore nel materiale.

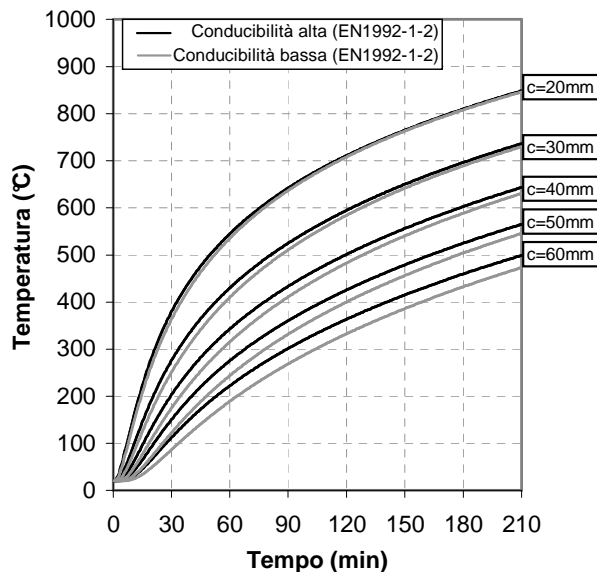


Figura 4.21 Effetto della conducibilità (EN1992-1-2)

4.2.2.5 Effetto del tipologia di aggregati (Lie, 1992)

Come visto nel paragrafo 3.5.1.1, all'interno dell'EN1992-1-2 non è prevista una differenziazione delle proprietà termiche (conducibilità termica e calore

specifico) in funzione della tipologia di aggregati. In letteratura, tuttavia, sono disponibili alcune formulazioni che differenziano il comportamento termico delle due tipologie. Tra queste è possibile citare le formulazioni proposte da Lie (1992) e riportate nell'Appendice A. Tali formulazioni nel caso in esame (Figura 4.22), evidenziano che il calcestruzzo con aggregati silicei conduce, per un dato tempo di esposizione al fuoco e per un dato copriferro, ad un maggiore riscaldamento rispetto al calcestruzzo con aggregati calcarei.

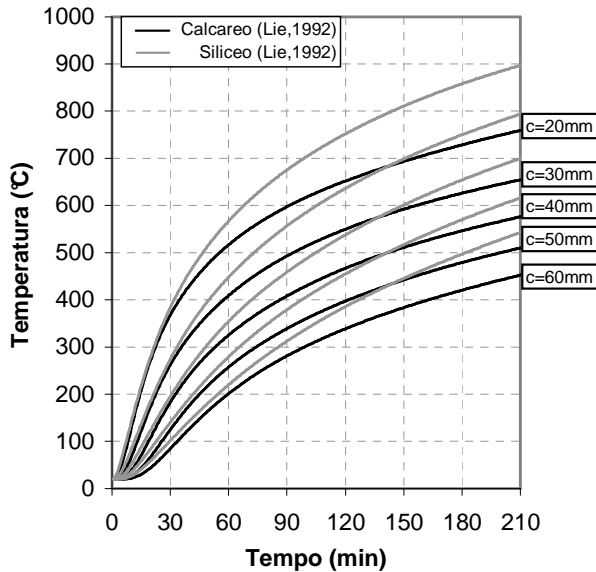


Figura 4.22 Effetto della tipologia di aggregati (Lie, 1992)

4.2.2.6 Confronto Eurocodice-Lie (1992)

Infine di riporta un confronto tra la modellazione proposta dall'EN1992-1-2 e quella proposta da Lie (1992). In Figura 4.23 si evidenzia, sia per un valore del copriferro di 30mm (Figura 4.23a) che per un valore del copriferro di 60mm (Figura 4.23b), che i risultati ottenuti dalla modellazione della conducibilità termica con l'adozione delle curve limite superiore ed inferiore (rispettivamente conducibilità alta e conducibilità bassa) previste dall'Eurocodice risultano intermedi rispetto a quelle ottenute con la modellazione del calcestruzzo calcareo e siliceo fornita da Lie.

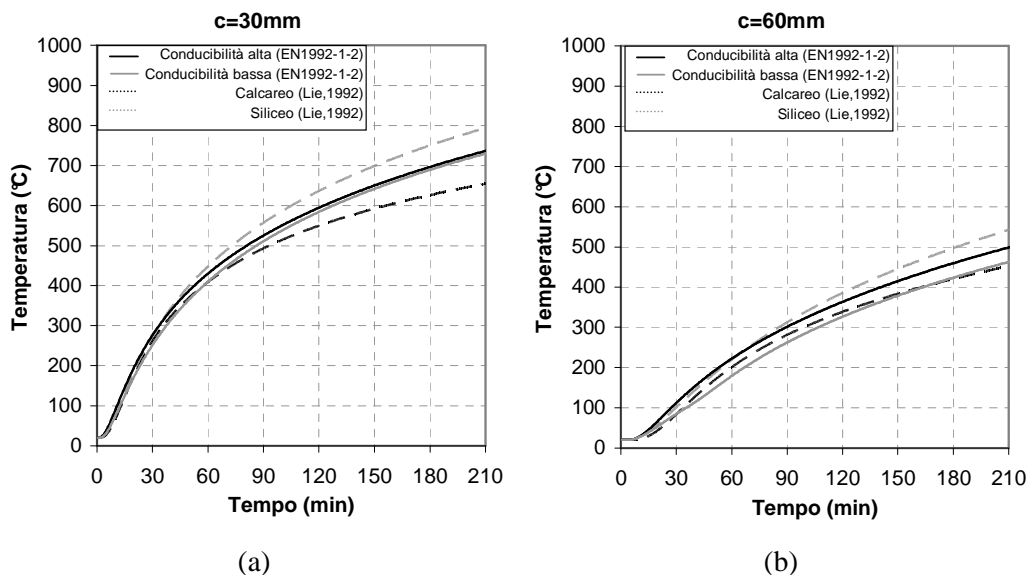


Figura 4.23 Confronto Eurocodice 2 - Lie (1992): (a) copriferro pari a 30mm, (b) copriferro pari a 60mm.

4.2.3 Metodo semplificato

Le analisi precedenti hanno evidenziato che un parametro fondamentale per la valutazione della temperatura delle barre di FRP all'interno di solette di calcestruzzo è il copriferro delle barre stesse. Sulla base di tale osservazione si è sviluppato un metodo di calcolo semplificato che, nel caso di incendio dalla parte delle fibre tese, consente di ottenere una valutazione preliminare conservativa della temperatura della barra in funzione dello spessore del copriferro di calcestruzzo.

Il metodo di calcolo semplificato è basato sulla interpolazione delle curve tempo-temperatura ottenute dall'analisi termica della soletta di altezza 180mm soggetta ad incendio ISO834 dal basso. Infatti, sulla base delle analisi condotte, l'altezza complessiva h della soletta non risulta essere un parametro influente sulla diffusione del calore tra la superficie investita dall'incendio e la posizione delle barre. Le proprietà termiche del calcestruzzo sono assunte in accordo alle indicazioni dell'EN1992-1-2 (vedi par. 3.5.1.1). Al fine di massimizzare le

temperature nelle barre, sulla base delle analisi precedenti, si considera per il calcestruzzo la curva “limite superiore” della conducibilità termica e l’assenza di umidità. Inoltre, si trascura la presenza delle barre sostituendole con il calcestruzzo.

In Figura 4.24, è riportato l’andamento della temperatura $T(t,c)$ in funzione del tempo di esposizione t all’incendio per diversi valori del copriferro c . Le curve tempo-temperatura sono analoghe a quelle della norma canadese, ma sono ricavate con riferimento alla curva di incendio standard ISO834 e le proprietà termiche del calcestruzzo suggerite dagli Eurocodici. Esse sono interpolate mediante le seguenti espressioni:

$$\begin{aligned} t \leq 30 \text{ min} : \quad T(t,c) &= A_1(c) \cdot t + 20 \\ t \geq 30 \text{ min} : \quad T(t,c) &= A_2(c) + A_3(c) \cdot t^{A_4(c)} \end{aligned} \quad (4.7)$$

dove i coefficienti $A_i(c)$ funzione del copriferro c , sono desumibili in Tabella 4.2.

Tabella 4.2 Valori dei coefficienti $A_i(c)$

c [mm]	A_1	A_2	A_3	A_4
20	11.538	-4586.1	4221.2	0.0470
30	8.032	-2326.8	1935.7	0.0854
40	5.685	-892.3	592.2	0.1774
50	3.997	-509.4	271.7	0.2561
60	2.792	-312.0	130.8	0.3400

In Figura 4.24 si può notare, per ciascun copriferro, l’ottimo accordo tra le curve dell’analisi termiche e quelle interpolanti ricavate dall’equazione (4.7).

Pertanto l’equazione (4.7) consente di stimare la temperatura delle barre di FRP in funzione del copriferro c (che corrisponde anche alla distanza della barra dalla superficie esposta all’incendio) e per un dato tempo di esposizione al fuoco t senza la necessità di effettuare una analisi termica della soletta.

È utile osservare che l’equazione (4.7) essendo stata ricavata trascurando la presenza delle armature possono essere utilizzate per stimare la temperatura anche di barre di acciaio inserite nel calcestruzzo.

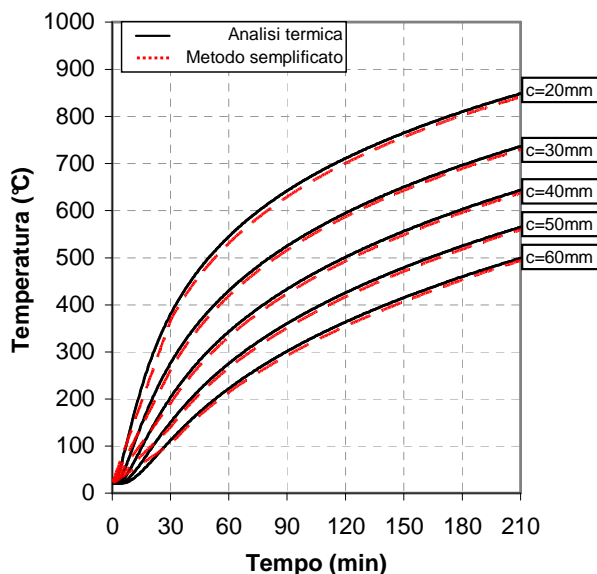


Figura 4.24 Confronto tra metodo semplificato ed analisi termica

4.3 Analisi meccaniche

L'analisi termica fornisce il campo di temperatura nella sezione per i prefissati tempi di esposizione all'incendio. A ciascun elemento in cui è stata discretizzata la sezione corrisponde uno specifico legame ($\sigma-\varepsilon; T_i$), che tiene conto della variazione delle proprietà meccaniche in funzione della temperatura locale (cfr. par. 3.5).

La valutazione del momento resistente allo stato limite ultimo di un elemento inflesso in condizioni di incendio viene sviluppata nel seguito secondo due differenti metodiche: la prima, denominata *procedura incrementale-iterativa*, è basata sulla costruzione del diagramma momento-curvatura; la seconda, denominata *metodo semplificato*, è ispirata al cosiddetto metodo dell'isoterma 500°C suggerito anche dall'Eurocodice 2 Parte 1-2 (EN1992-1-2) per le membrature in c.a. Quest'ultimo, in particolare, si inquadra nelle metodologie

di calcolo semplificato utilizzabili per la valutazione della resistenza al fuoco nell'ambito dell'analisi strutturale per singoli elementi¹ (vedi par. 3.3.3.2).

In entrambi i casi, la resistenza delle sezioni si ricava, come è usuale nell'ambito delle verifiche in condizioni di incendio, assumendo valori unitari per i fattori parziali di sicurezza dei materiali ($\gamma_M=0$).

4.3.1 Procedura incrementale-iterativa

In presenza di elevate temperature, la deformazione totale in un generico punto può esprimersi come (Nigro et al., 2009):

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{\sigma}(\sigma, T) + \varepsilon_T(T) + \varepsilon_{cr}(\sigma, T, t) + \varepsilon_{tr}(\sigma, T) \quad (4.8)$$

dove T è la temperatura al tempo t , ε_{tot} è la deformazione totale al tempo t , ε_i è la deformazione iniziale al tempo $t = 0$, $\varepsilon_{\sigma}(\sigma, T)$ è la deformazione meccanica (legata allo stato tensionale mediante il legame σ - ε alla temperatura T), $\varepsilon_T(T)$ è la deformazione termica funzione della sola temperatura T , $\varepsilon_{cr}(\sigma, T, t)$ è la deformazione viscosa funzione anche del tempo t e $\varepsilon_{tr}(\sigma, T)$ è la deformazione transitoria caratteristica del solo calcestruzzo nella prima fase del riscaldamento.

La deformazione termica $\varepsilon_T(T)$ corrisponde alla dilatazione termica che si sviluppa quando un materiale viene riscaldato.

La deformazione viscosa (o di creep) $\varepsilon_{cr}(\sigma, T, t)$ consiste nella deformazione a lungo termine dei materiali sottoposti a carico costante. Ad elevate temperature il fenomeno viscoso può subire un incremento rispetto allo stesso in condizioni di temperatura normale.

La deformazione transitoria $\varepsilon_{tr}(\sigma, T)$ è causata dall'espansione che la pasta di cemento manifesta nella fase iniziale del riscaldamento sotto carico.

Sia la deformazione viscosa che la deformazione transitoria sono considerate incluse nelle relazioni tensione-deformazione fornite dagli Eurocodici per i materiali alle elevate temperature, e possono essere trascurate, favorendo così

¹ Ricordiamo che, secondo le indicazioni degli Eurocodici (par. 2.4.1 (Nota al punto 3) dell'EN1992-1-2) l'analisi per singoli elementi risulta sufficiente nel caso in cui la verifica di resistenza al fuoco sia condotta con riferimento alla curva di incendio standard.

una notevole semplificazione delle calcolazioni e conducendo alla seguente espressione della deformazione totale ε_{tot} :

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_T + \varepsilon_\sigma \quad (4.9)$$

Con riferimento ad una generica sezione di calcestruzzo armato, ipotizzando la validità del “principio di conservazione delle sezioni piane” durante tutto il tempo di esposizione all’incendio e la perfetta aderenza tra barre di FRP e calcestruzzo, si ha che la deformazione totale in un generico punto della sezione, ε_{tot} , può esprimersi come (vedi Figura 4.25):

$$\varepsilon_{tot} = (\varepsilon_{med} + \chi \cdot y) \quad (4.10)$$

dove

ε_{med} è la deformazione media;

χ è la curvatura della sezione.

Pertanto la parte di deformazione associata allo stato tensionale vale:

$$\varepsilon_\sigma = \varepsilon_{tot} - \varepsilon_T = (\varepsilon_{med} + \chi \cdot y) - \varepsilon_T \quad (4.11)$$

Nella Figura 4.25 sono riportati i diagrammi delle deformazioni totali, delle deformazioni termiche e meccaniche e delle tensioni per una sezione di calcestruzzo armata con barre di FRP, nel caso in cui il coefficiente di dilatazione termica delle barre abbia valore nullo ($\alpha_{FRP}=0$) e assumendo l’incapacità del calcestruzzo di resistere a sforzi di trazione.

Alle alte temperature il degrado dell’aderenza per le barre di FRP è più significativo rispetto a quello manifestato dalle barre di acciaio ed inoltre non è ben noto, in quanto dipende dalle caratteristiche delle varie tipologie di barre. Assumendo che le barre siano ben ancorate è possibile trascurare il problema dell’aderenza. L’ancoraggio può essere ottenuto se una adeguata estensione delle estremità delle barre di FRP non è soggetta a riscaldamento, oppure provvedendo ad una sufficiente continuità delle barre di FRP tra campi adiacenti di solette continue, a patto che il fuoco sia confinato ad un singolo compartimento, in modo tale che le barre risultino ben ancorate nelle campate adiacenti alla campata soggetta ad incendio (Bisby et al., 2007).

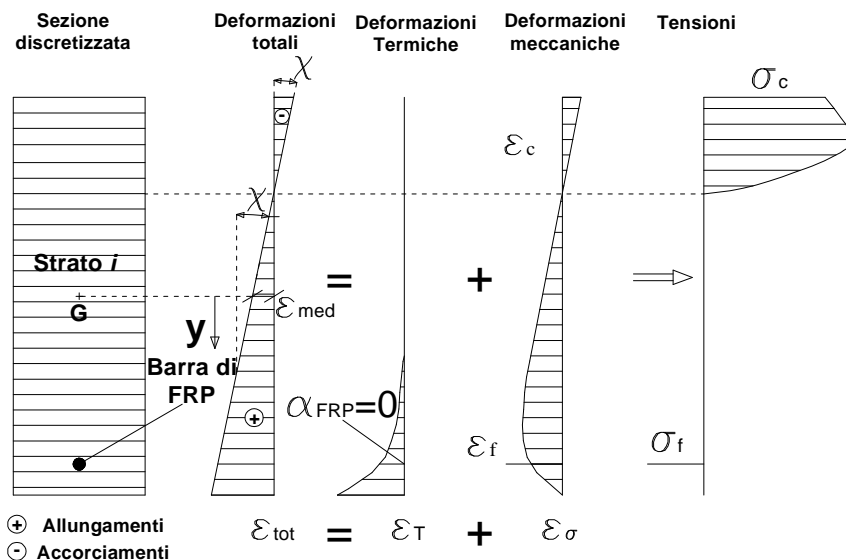


Figura 4.25 Diagrammi di deformazioni totali, termiche e meccaniche e di tensioni

La valutazione del momento resistente, in corrispondenza di un certo tempo di esposizione all'incendio t , di una soletta di calcestruzzo armata con barre di FRP secondo la procedura incrementale-iterativa è basata sulla costruzione del diagramma momento-curvatura ($M-\chi; N_{ext}$) della sezione critica, valutato per l'assegnato valore dello sforzo normale N_{ext} e per la distribuzione di temperature nella sezione corrispondente al tempo di esposizione t . La procedura numerica per la valutazione del diagramma momento-curvatura è iterativa e si sviluppa attraverso i seguenti passi.

Sono noti e fissati per ciascun diagramma momento-curvatura ($M-\chi; N_{ext}; t$) lo sforzo normale N_{ext} e la distribuzione di temperature $T_i(t)$ nella sezione, entrambi relativi all'assegnato tempo di esposizione all'incendio t . Lo sforzo normale esterno, N_{ext} , nel caso in esame di sola flessione e di assenza di vincoli che impediscano le dilatazioni assiali della soletta risulta nullo ($N_{ext}=0$).

Per una assegnata curvatura χ_j , si assume un valore di tentativo per la deformazione media baricentrica ϵ_{med} della sezione, da cui si deducono le corrispondenti distribuzioni di deformazione $\epsilon_{\sigma,i}$ (attraverso l'equazione (4.11)) e di tensione $\sigma_i=\sigma(\epsilon_{\sigma,i})$ all'interno della sezione. Queste ultime sono valutate sulla base dei legami costitutivi funzione della temperatura $T_i(t)$ dello strato i-

esimo: per il calcestruzzo si può fare riferimento al legame costitutivo fornito dall'EN1992-1-2 (vedi par. 3.5.1.2), mentre per l'FRP in mancanza di dati specifici delle barre utilizzate, si può considerare un comportamento elastico lineare definibile attraverso le curve comportamentali medie riportate nel par. 4.1.2.

Lo sforzo normale interno N_{int} viene ricavato sulla base della distribuzione di tensioni:

$$N_{int} = \sum_1^{n_c} A_{c,i} \cdot \sigma_{c,i} + \sum_1^{n_f} A_{f,i} \cdot \sigma_{f,i} \quad (4.12)$$

dove $A_{c,i}$, $\sigma_{c,i}$ sono rispettivamente l'area e la tensione dello strato i -esimo di calcestruzzo. Per le barre di FRP $A_{f,i}$, $\sigma_{f,i}$ sono gli analoghi termini.

Si effettuano iterazioni variando la deformazione media ϵ_{med} fino al soddisfacimento dell'equilibrio alla traslazione longitudinale a meno di un errore accettabile δ :

$$|N_{int} - N_{ext}| \leq \delta \rightarrow \epsilon_{med} \quad (4.13)$$

Se la deformazione ultima dei materiali ($\epsilon_{c,u}(T_i)$ ed $\epsilon_{f,u}(T_i)$, rispettivamente, per il calcestruzzo e per le barre di FRP), funzione della temperatura locale, non viene superata da nessun valore $\epsilon_{\sigma,i}$ corrispondente,

$$\epsilon_{\sigma_{c,i}} \leq \epsilon_{c,u}(T_i) \text{ , } \epsilon_{\sigma_{f,i}} \leq \epsilon_{f,u}(T_i) \quad (4.14)$$

allora è possibile ricavare il momento flettente interno M_j corrispondente all'assegnata curvatura χ_j :

$$M_j = \sum_1^{n_c} A_{c,i} \cdot \sigma_{c,i} \cdot (y_{c,i} - y_G) + \sum_1^{n_f} A_{f,i} \cdot \sigma_{f,i} \cdot (y_{f,i} - y_G) \quad (4.15)$$

dove $(y_{c,i} - y_G)$ è la distanza tra il baricentro dello strato i -esimo di calcestruzzo ed il baricentro geometrico della sezione trasversale. Per le barre di FRP $(y_{f,i} - y_G)$ è l'analogo termine.

I passi precedenti vengono ripetuti per un numero sufficiente di curvature χ_j , determinando l'intero diagramma momento-curvatura. La deformazione ultima del calcestruzzo, funzione della temperatura, è assunta in accordo con le indicazioni di EN1992-1-2. La deformazione ultima dell'FRP, in mancanza di dati specifici della tipologia di barra, è assunta in funzione della sua riduzione

di resistenza e modulo elastico forniti nel paragrafo 4.1.2. È opportuno notare che, la presenza del ramo discendente nel legame costitutivo del calcestruzzo (vedi Figura 3.16) può comportare la presenza di un ramo discendente anche nel diagramma momento-curvatura.

Il valore massimo del momento in tale diagramma può essere assunto come il momento resistente allo s.l.u., $M_{u,t}$, della sezione retta per l'assegnato sforzo normale N_{ext} ed il prefissato tempo t di esposizione all'incendio. La rottura della sezione trasversale di calcestruzzo armato con barre di FRP corrisponde al raggiungimento della deformazione ultima in almeno uno dei materiali. Il collasso ed il massimo momento possono non coincidere a causa della possibile presenza del ramo discendente.

Il diagramma momento-curvatura così ottenuto può essere definito “diagramma momento-curvatura reale”, nel quale le curvature comprendono anche l'aliquota relativa alle deformazioni di natura termica e le tensioni interne tengono conto delle coazioni associate alle differenti dilatazioni termiche delle fibre della sezione. La procedura può essere semplificata trascurando le deformazioni termiche ($\varepsilon_T=0$) ed ottenendo un diagramma momento-curvatura che possiamo definire “fittizio”.

4.3.2 Validazione modello numerico

Bisby & Kodur (2007) proposero un modello numerico per la stima della resistenza flessionale di solette di calcestruzzo armato con barre di FRP soggette ad incendio dal basso. Tale modello numerico, così come quello presentato nel par. 4.3.1 è basato sulle ipotesi di campo di temperatura nella sezione noto per ciascun istante di tempo, validità del principio di conservazione delle sezioni piane e perfetta aderenza tra barra di FRP e calcestruzzo. Tuttavia, a differenza del procedura incrementale-iterativa del paragrafo 4.3.1, che consente di ricavare il momento resistente della sezione grazie alla costruzione del diagramma momento-curvatura, la procedura proposta da Bisby & Kodur, sempre di tipo iterativo, consente di ricavare il momento resistente senza la necessità di costruire il diagramma momento-curvatura: difatti, definite le condizioni ultime corrispondenti al

raggiungimento della deformazione limite dei materiali, attraverso le iterazioni è possibile ricavare il momento resistente e la curvatura e la deformazione baricentrica corrispondenti.

Il confronto tra le due metodologie di calcolo viene effettuato con riferimento alle solette 2 e 3 (vedi Tabella 4.3) considerate da Bisby & Kodur nelle loro analisi. Tali solette, armate con barre di CFRP (soletta 2) e barre di GFRP (soletta 3), hanno uno spessore di 178mm ed un copriferro rispetto al centro della barra pari a 25mm. Inoltre il calcestruzzo, con umidità pari al 5% in volume, risulta costituito da aggregati calcarei. In linea con le assunzioni fatte dagli autori, per la variazione di resistenza delle barre in funzione della temperatura si assumono le curve proposte da Bisby (2003) mentre per il calcestruzzo si assumono le curve proposte da Lie (1992).

In Figura 4.26, il risultato della modellazione termica effettuata con FIRES-T3 (curva rossa) viene confrontato con il risultato della modellazione di Bisby & Kodur. Il confronto, in termini di temperatura nelle barre durante l'esposizione all'incendio conforta sulla verosimiglianza tra l'input termico delle due modellazioni meccaniche. Per il definito campo termico nel tempo, dall'applicazione della procedura incrementale-iterativa si evidenzia, in Figura 4.27, che l'andamento del momento resistente durante l'esposizione all'incendio ottenuto con tale procedura per le solette 2 e 3 (curve rosse) risulta in buon accordo con quella presentata da Bisby & Kodur.

Tabella 4.3 Solette considerate nelle analisi di Bisby & Kodur (2007)

No. ^a	Reinforcement type	Reinforcement spacing (mm)	Design moment capacity (kN m)	Service moment (kN m)
1	Steel	305	24	15
2	CFRP	242	24	15
3	GFRP	169	24	15
4	Steel	65	102	66
5	CFRP	38	102	66
6	GFRP	25	102	66

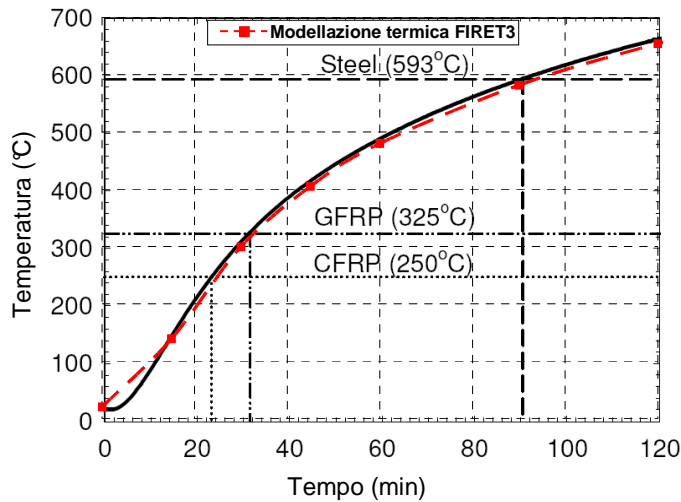


Figura 4.26 Diagramma Tempo-Temperatura nelle barre delle solette esposte all'incendio standard ASTM E 119 (solette 1,2,3 di Bisby & Kodur, 2007)

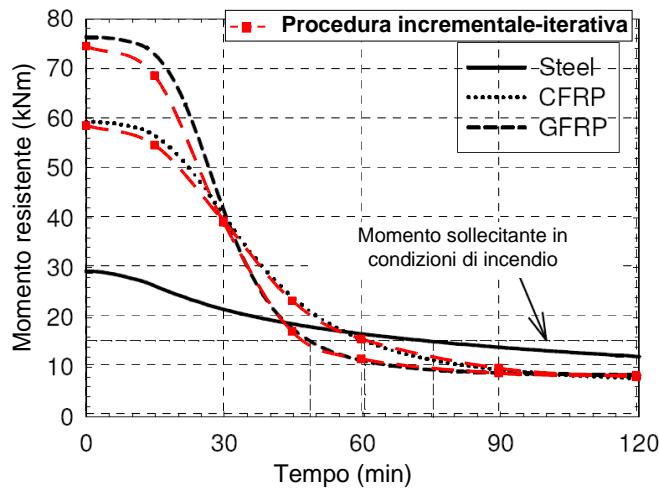


Figura 4.27 Diagrammi Tempo-Momento resistente $M_{Rd,fi,t}$ (slab 1,2,3 of Bisby & Kodur 2007)

4.3.3 Analisi parametriche

Di seguito, attraverso l'utilizzo della procedura incrementale-iterativa, verrà esaminata l'influenza dei seguenti parametri sulla resistenza flessionale in condizioni di incendio di solette di calcestruzzo armato con barre di FRP:

- dilatazione termica;
- copriferro e quantitativo di armatura;
- livello di carico.

Il campo termico all'interno della soletta è valutato considerando un contenuto di umidità pari al valore 0% in peso, densità del calcestruzzo costante pari al valore di 2300kg/m³ e modellazione delle proprietà termiche del calcestruzzo in accordo alle indicazioni dell'EN1992-1-2 adottando un andamento della conducibilità termica in funzione della temperatura corrispondente alla curva limite superiore (vedi par. 3.5.1.1). Nella modellazione, si trascura la presenza delle barre di FRP sostituendole con il calcestruzzo.

Le analisi termo-meccaniche faranno riferimento alle tipologie di solette riportate in Tabella 4.4 esposte all'incendio standard dal basso, ovvero dalla parte delle fibre tese. Tali solette si differenziano per il valore dell'altezza (180mm o 250mm), per la tipologia di barre (CFRP o GFRP), per i copriferri, e per i quantitativi di armatura in zona tesa. Per quest'ultimi, in particolare, al fine di esaltarne l'effetto, si adotta un valore minimo pari a 195.6mm² (valore decisamente basso ed inusuale per le solette ordinarie) ed un valore massimo pari a 4600mm² (valore notevolmente elevato).

Tabella 4.4 *Solette considerate nelle analisi parametriche*

Numero soletta	Altezza (mm)	Larghezza (mm)	Tipologia di barra	Area di armatura (mm ²)	Copriferro (mm)
1	180	1000	CFRP	650	20, 30, 40, 50, 60
2	180	1000	CFRP	1500	20, 60
3	250	1000	CFRP	195.6	20, 30, 40, 50, 60
4	250	1000	GFRP	4600.0	20, 30, 40, 50, 60

Il calcestruzzo è di classe C30/37 ($f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$). Inoltre, a temperatura ambiente per le barre di CFRP si assume una resistenza $f_{fu} = 2068 \text{ N/mm}^2$ ed un modulo elastico $E_f = 124 \text{ GPa}$, mentre per le barre di GFRP si assume una resistenza $f_{fu} = 655 \text{ N/mm}^2$ ed un modulo elastico $E_f = 40.8 \text{ GPa}$.

4.3.3.1 Influenza della dilatazione termica delle barre

Al fine di valutare l'influenza della dilatazione termica delle barre di FRP sull'andamento dei diagrammi momento-curvatura vengono effettuate una serie di analisi termo-meccaniche adottando diversi valori del coefficiente di dilatazione termica (α_{FRP}) delle barre stesse, anche esterni al possibile campo di variazione riportato in letteratura (vedi par. 3.5.2.3). Invece, per il calcestruzzo vengono adottati gli andamenti del coefficiente di dilatazione termica in funzione della temperatura riportati nel EN1992-1-2 (vedi par. 3.5.1.1) a cui verrà fatto riferimento anche per la caratterizzazione del comportamento termo-meccanico del calcestruzzo. Invece, per le barre di FRP si fa riferimento alle indicazioni riportate nel par. 4.1.2.

In Figura 4.28, per il tempo di esposizione di circa 90 minuti, sono riportati i diagrammi momento-curvatura reali e fittizi valutati per la soletta 1 con copriferro $c=20\text{mm}$ (cfr. Tabella 4.4).

La curva indicata con "fittizio" si riferisce ad un diagramma momento-curvatura ottenuto senza tenere in conto la dilatazione termica sia delle barre di FRP che del calcestruzzo. Le altre curve si riferiscono ad analisi condotte con l'assunzione di un coefficiente di dilatazione termica delle barre pari a $0\text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$ ed a $5 \cdot 10^{-6}\text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$, indipendenti dalla temperatura, e la deformazione termica del calcestruzzo definita in accordo ad EN1992-1-2.

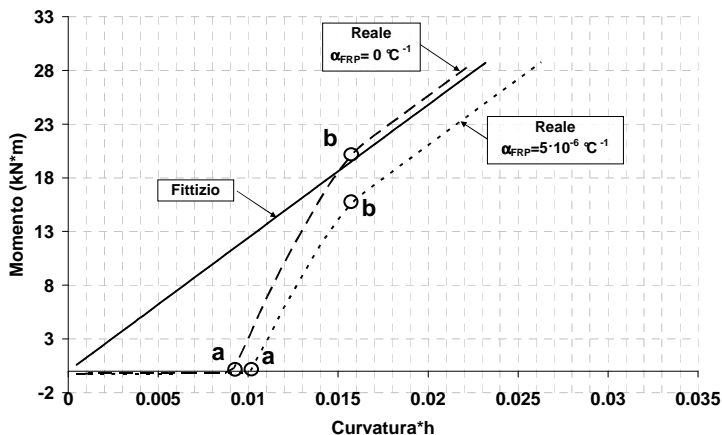


Figura 4.28 Diagrammi momento-curvatura

Per i casi esaminati, caratterizzati da un quantitativo di armatura basso e da un tempo di esposizione abbastanza elevato, appare evidente (vedi Figura 4.28) che il momento ultimo della sezione, corrispondente al momento massimo, non sembra essere influenzato in maniera significativa dalla presenza delle deformazioni termiche; l'influenza maggiore si riscontra nell'andamento del diagramma momento-curvatura. In particolare, tale diagramma, lineare in assenza di deformazioni termiche, presenta due cuspidi (punti *a* e *b*) corrispondenti ad improvvisi cambiamenti di rigidità nel caso in cui si tengano in conto le dilatazioni termiche. Il tutto è legato alle distribuzioni di tensioni che si sviluppano all'interno della sezione. Per ciascun diagramma, nel tratto che precede il punto *a*, a causa dell'azione di contrasto che gli stati di calcestruzzo superiori, a temperatura più bassa, esercitano sulla dilatazione termica delle fibre inferiori, la parte inferiore della sezione risulta in compressione (cfr. Figura 4.29). Nel tratto compreso tra i punti *a* e *b*, con valori delle curvature maggiori, comincia ad andare in compressione anche la parte superiore della sezione (cfr. Figura 4.30) che risulta essere l'unica parte in compressione nel ramo successivo al punto *b* in cui la parte inferiore è completamente in trazione. Il ramo successivo al punto *b* risulta, così, parallelo al diagramma relativo all'assenza di dilatazioni termiche.

L'influenza della dilatazione termica appare più evidente se si considera un maggiore quantitativo di armatura ed un tempo di esposizione più basso.

In Figura 4.33, per il tempo di esposizione di 30 minuti, sono rappresentati i diagrammi momento-curvatura reali e fittizi valutati per la soletta 2, ovvero nel caso in cui la soletta precedente presentasse un quantitativo di armatura in zona tesa pari a 1500 mm^2 di barre di CFRP.

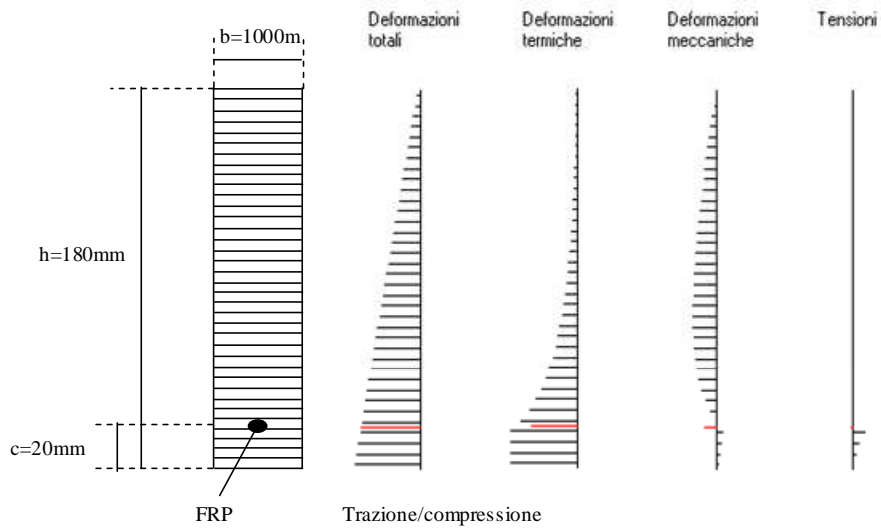


Figura 4.29 Prima del punto a

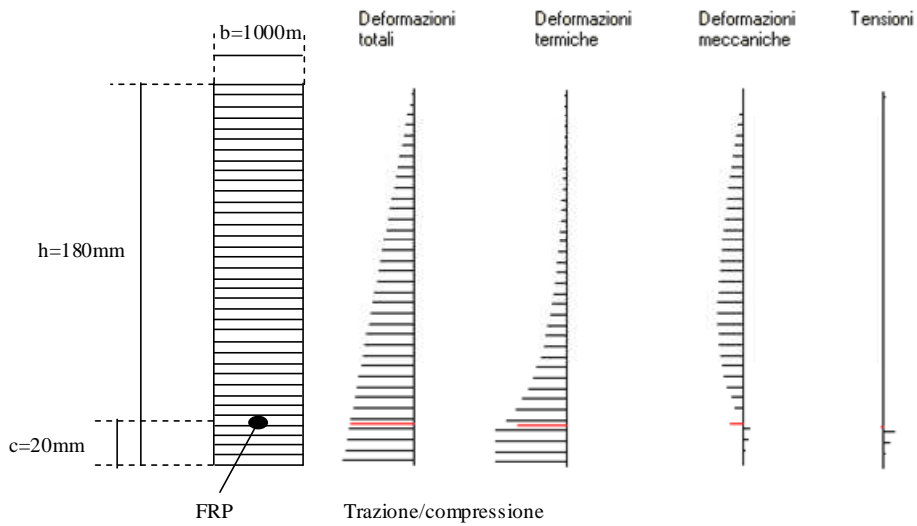


Figura 4.30 Dopo il punto a

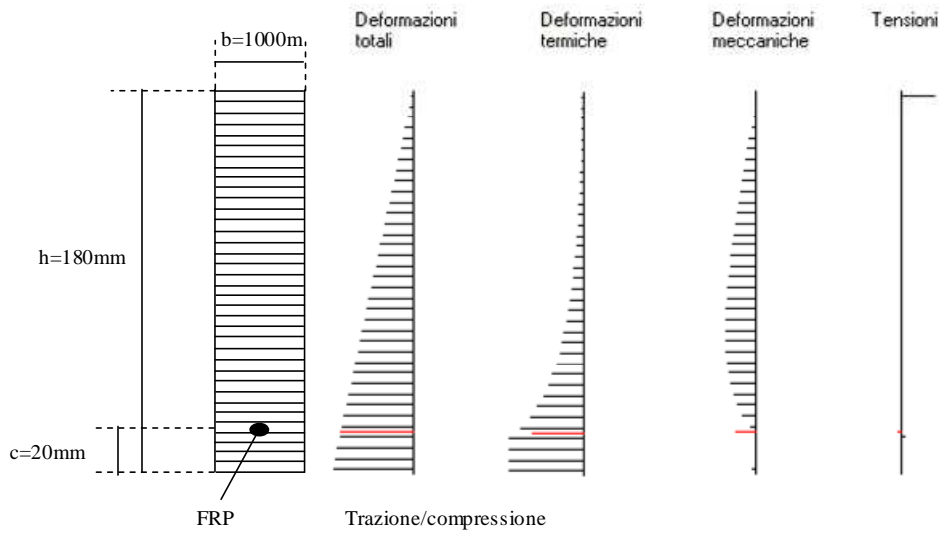


Figura 4.31 Prima del punto *b*

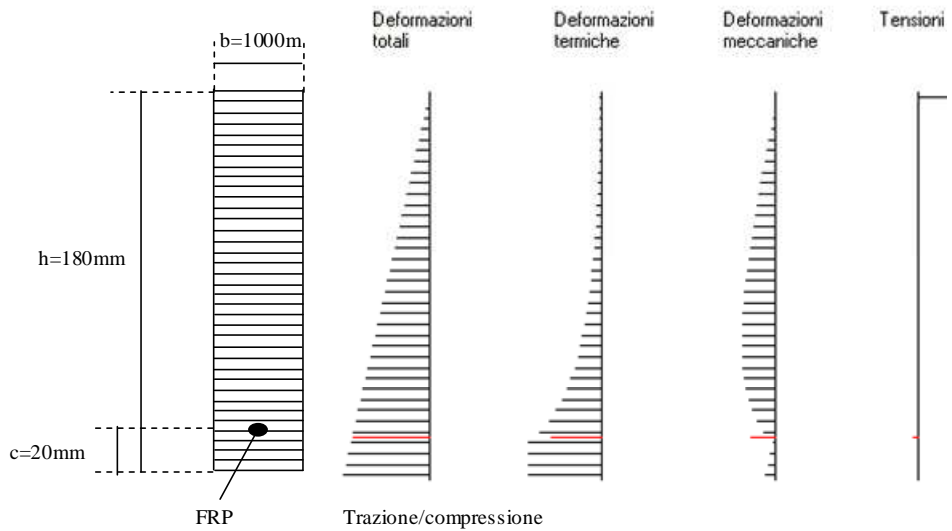


Figura 4.32 Dopo il punto *b*

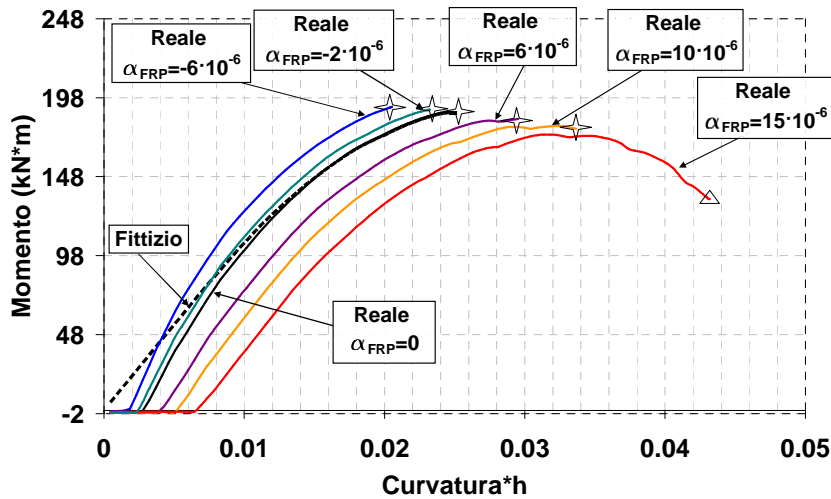


Figura 4.33 Diagrammi momento-curvatura

Sono considerati diversi valori (sia positivi che negativi) del coefficiente di dilatazione termica delle barre di FRP che coprono il campo di variazione di α_{FRP} delle barre di CFRP e GFRP ($\alpha_{FRP} = (-2.0 \div 10) \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$). I valori $-6 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ e $15 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$, esterni al predetto campo di variazione di α_{FRP} , sono utilizzati per testare la sensibilità del comportamento sezione al parametro α_{FRP} . La presenza delle dilatazioni termiche, così come mostrato dalla Figura 4.33, influisce sul comportamento della sezione soprattutto dal punto di vista deformativo (curvature). Si può manifestare anche un cambiamento nel tipo di rottura: la stella a quattro punte in Figura 4.33 indica che la rottura avviene “lato FRP”, mentre il triangolo, nella stessa figura, indica che la rottura avviene “lato calcestruzzo”. È interessante notare che le dilatazioni termiche possono indurre anche una variazione nel valore massimo del momento: l’espansione termica negativa delle barre di FRP tende ad incrementare il momento massimo, mentre, l’espansione termica positiva tende a ridurlo; entrambe le variazioni sono proporzionali al valore del coefficiente di dilatazione termica. Tuttavia, l’influenza del coefficiente di dilatazione termica delle barre e del calcestruzzo sul valore del momento massimo del diagramma momento-curvatura è relativamente contenuta e, pertanto, trascurando le deformazioni termiche, è possibile ottenere risultati comunque accettabili.

4.3.3.2 Influenza del copriferro e del quantitativo di armatura

In Figura 4.34 è riportato, per diversi valori del copriferro (20mm, 30mm, 40mm, 50mm, 60mm), l'andamento del momento resistente della soletta 1 (con un'area di armatura di CFRP pari a 650mm^2) in funzione del tempo di esposizione all'incendio: è possibile notare che il copriferro ha un effetto significativo sulla variazione della resistenza in condizioni di incendio. In particolare, nel caso di copriferro $c=60\text{mm}$, grazie alla protezione che il copriferro di calcestruzzo offre all'armatura, la soletta non subisce riduzioni di resistenza fino al tempo di esposizione pari a circa 30 minuti; durante tale intervallo di tempo l'armatura non raggiunge temperature tali da determinarne una riduzione di resistenza e/o rigidità.

È ovvio che in condizioni normali di temperatura la posizione migliore delle armature è quella con copriferri ridotti, che massimizza il braccio. In condizioni di incendio, invece, tale posizione comporta temperature maggiori, in quanto le armature sono più vicine al flusso di calore dal basso. La Figura 4.34 evidenzia che il momento resistente della soletta, superati i 60 minuti di esposizione all'incendio standard, risulta maggiore nel caso di copriferro pari a 60mm, pur avendo, per tale copriferro, il minore momento resistente al tempo $t=0$ di esposizione all'incendio. Tale osservazione risulta ancora più evidente considerando l'adimensionalizzazione del momento resistente al tempo t di esposizione all'incendio ($M_{Rd,fi,t}$) rispetto al momento resistente al tempo $t=0$ ($M_{Rd,fi,0}$): la rapidità di riduzione del momento resistente risulta maggiore per valori di copriferro ridotti (cfr. Figura 4.35).

Analoghe considerazioni possono essere fatte confrontando l'andamento della resistenza della soletta 1 con copriferro 20mm con quello della soletta 2, caratterizzata da un quantitativo di armatura maggiore (1500mm^2), con copriferro 60mm (vedi Figura 4.36). In questo caso la soletta 2 ($c=20\text{mm}$ ed $A_f=1500\text{mm}^2$), che presenta una maggiore resistenza al tempo $t=0$, manifesta dopo circa 50 minuti una prestazione in condizioni di incendio inferiore rispetto a quella della soletta 1 ($c=60\text{mm}$ ed $A_f=650\text{mm}^2$). Per completezza si riporta anche l'andamento del momento resistente al tempo t di esposizione

all'incendio ($M_{Rd,fi,t}$) adimensionalizzato rispetto al momento resistente al tempo $t=0$ ($M_{Rd,fi,0}$).

Infine, in Figura 4.38 si effettua un confronto tra la soletta 1 e la soletta 2 entrambe con copriferro 20mm. La soletta 2, caratterizzata da un quantitativo di armatura maggiore presenta, per tutto il tempo di esposizione all'incendio una resistenza maggiore di quella della soletta 1. La stessa relazione si nota anche all'interno del diagramma Tempo-Momento resistente adimensionalizzato riportato in Figura 4.39. La presenza del medesimo copriferro determina in entrambe le solette lo stesso danneggiamento termico delle barre. Tuttavia, la soletta 2, diversamente dalla soletta 1, presenta al tempo 0 di esposizione all'incendio una rottura lato calcestruzzo che, con l'aumento del tempo di esposizione, e quindi della temperatura delle barre, si trasforma in rottura lato FRP (rottura delle barre). Per la soletta 1 (meno armata), invece, la condizione di rottura è sempre legata alla crisi delle barre. Pertanto, la significativa riduzione di resistenza della soletta 2 inizia quando la barra raggiunge una temperatura, e quindi una riduzione di resistenza, tale da determinare il passaggio dalla rottura lato calcestruzzo alla rottura lato FRP. Questo rallentamento del danneggiamento termico della soletta genera il differente comportamento nei diagrammi di Figura 4.39.

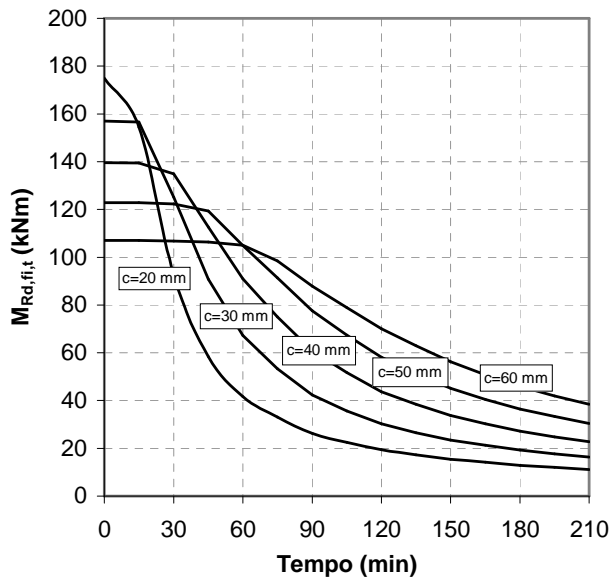


Figura 4.34 Diagrammi Tempo-Momento resistente per diversi valori del copriferro

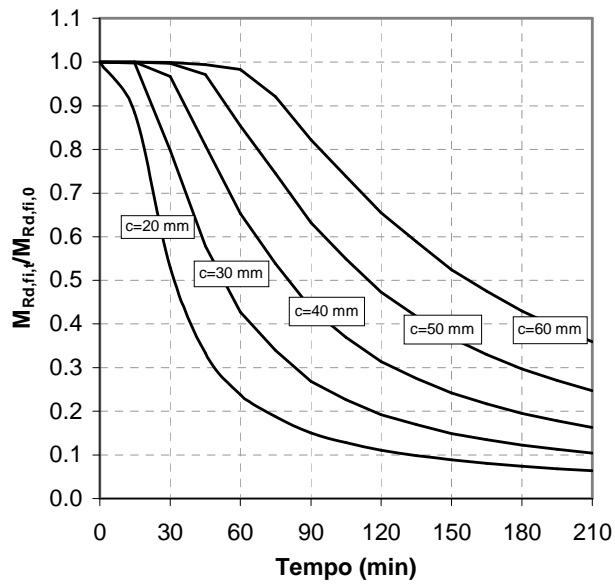


Figura 4.35 Diagrammi Tempo-Momento resistente adimensionalizzato rispetto al valore al tempo 0 per diversi valori del copriferro

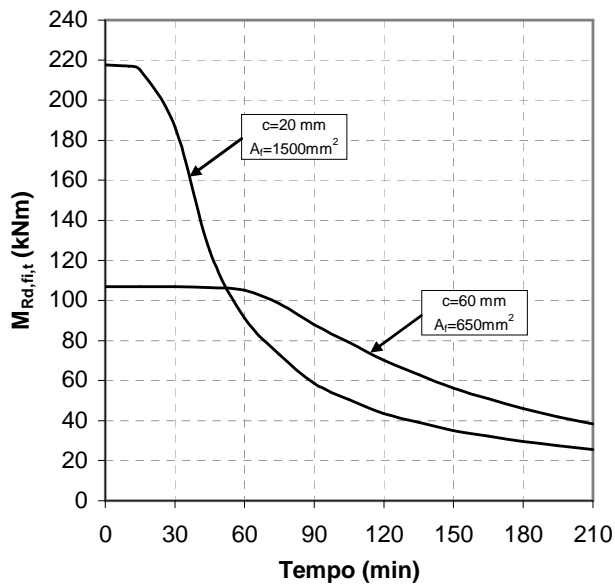


Figura 4.36 Diagrammi Tempo-Momento resistente della soletta 1 con copriferro 60mm e della soletta 2 con copriferro 20mm

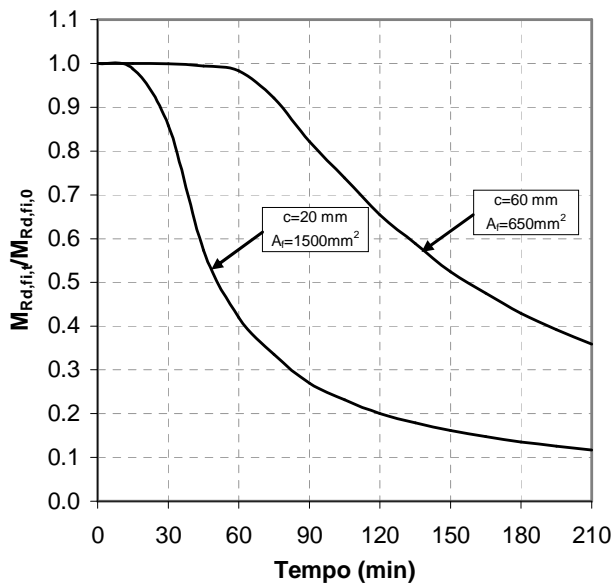


Figura 4.37 Diagrammi Tempo-Momento resistente adimensionalizzato rispetto al valore al tempo 0 della soletta 1 con copriferro 60mm e della soletta 2 con copriferro 20mm

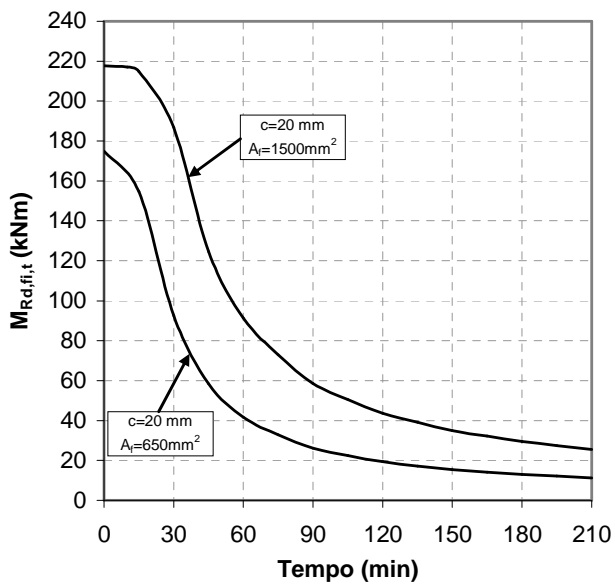


Figura 4.38 Diagrammi Tempo-Momento resistente della soletta 1 e della soletta 2 con copriferro 20mm

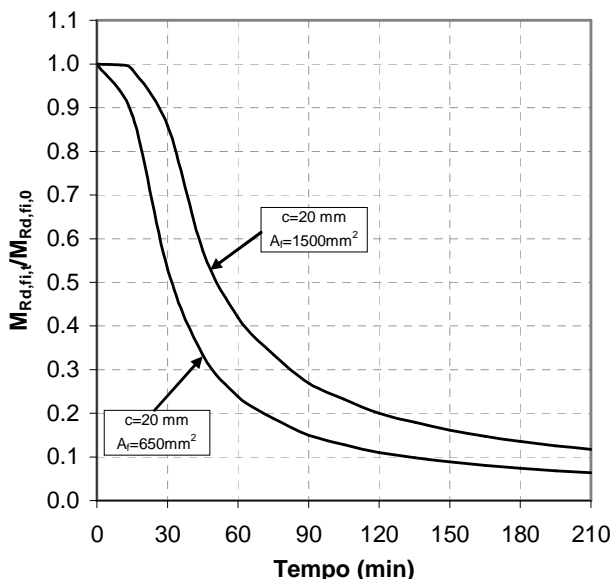


Figura 4.39 Diagrammi Tempo-Momento resistente adimensionalizzato rispetto al tempo 0 della soletta 1 e della soletta 2 con copriferro 20mm

4.3.3.3 Influenza del livello di carico

Al fine di valutare l'influenza del livello di carico, facendo ancora riferimento alla soletta 3, in Figura 4.40 si riporta l'andamento, in funzione del tempo di esposizione all'incendio, del rapporto di carico, $M_{Rd,fi,t}/M_{Rd}$, per diversi valori del copriferro. Per rapporto di carico si intende il rapporto tra il momento resistente al tempo t di esposizione all'incendio, $M_{Rd,fi,t}$ e quello a freddo, M_{Rd} (con i coefficienti parziali di sicurezza dei materiali maggiori di 1.0). Ipotizzando che il momento ultimo a freddo coincida con la sollecitazione "a freddo", E_d , e che il momento resistente in caso di incendio coincida con la sollecitazione in caso di incendio, $E_{d,fi,t}$, il rapporto di carico è confrontabile direttamente con il rapporto tra le sollecitazioni della condizione "a caldo" e della condizione "a freddo". Pertanto, conoscendo tale rapporto di sollecitazioni, dal diagramma si può valutare anche la durata di resistenza all'incendio.

Il rapporto di sollecitazioni (corrispondente ad η_{fi} , cfr. par. 3.3.2.2) usualmente varia nell'intervallo 0.5-0.7. Considerando tali valori limite ed un copriferro di 40mm è possibile notare, in Figura 4.40, che la soletta caricata con un livello di carico pari a 0.7 presenta un tempo di resistenza al fuoco (pari a 105 minuti) inferiore a quello relativo al livello di carico pari a 0.5 (135 minuti). Tale considerazione risulta valida in generale, ovvero un incremento del livello di carico determina una riduzione della resistenza al fuoco dell'elemento.

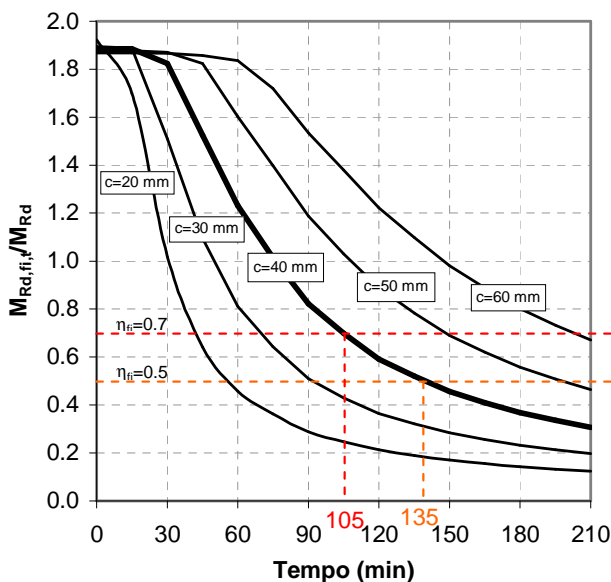


Figura 4.40 Diagrammi Tempo-Momento resistente adimensionalizzato rispetto al suo valore di progetto a freddo per diversi valori del copriferro

4.4 Metodo semplificato

La procedura incrementale-iterativa, nonostante sia facilmente implementabile in un programma di calcolo, non è di rapida applicazione manuale. Pertanto, si propone una metodologia semplificata al fine di valutare la resistenza flessionale di solette di calcestruzzo armato con barre di FRP soggette ad incendio dalla parte delle fibre tese (ad esempio la resistenza a momento positivo di una soletta soggetta ad incendio all'intradosso). Il metodo analitico semplificato proposto, adottabile nel caso di analisi per singoli elementi (vedi

par. 3.3.3.2), è basato su una procedura ispirata al cosiddetto metodo dell'isoterma 500°C, suggerito dall'EN1992-1-2 per le membrature in calcestruzzo armate con barre metalliche. Pertanto, il metodo proposto consiste nel calcolare il momento ultimo della sezione inflessa con distribuzione di temperatura nota (attraverso l'analisi termica), assumendo una sezione "ridotta" costituita dalla parte di calcestruzzo con temperatura inferiore ai 500°C, per il quale si assumono le caratteristiche meccaniche a freddo, e dalle barre di FRP, per le quali si considerano le proprietà meccaniche (resistenza e modulo elastico) ridotte in funzione della temperatura raggiunta dalle barre stesse all'interno della sezione. In accordo con le indicazioni della CNR-DT203/2006 (2006) non si fa affidamento sui contributi di resistenza e di rigidezza forniti da barre compresse di FRP.

Nel caso notevole di incendi dalla parte delle fibre tese, è possibile verificare che le temperature nella parte compressa di calcestruzzo sono generalmente inferiori a 500°C (cfr. ad esempio Figura 4.13). Pertanto, è lecito assumere per il calcestruzzo le caratteristiche meccaniche (legame σ - ε) a temperatura $T=20^\circ\text{C}$. Invece, la valutazione della temperatura nelle barre, inserite in solette di calcestruzzo a distanza c dal bordo esposto all'incendio, può essere effettuata attraverso le seguenti formulazioni semplificate dell'equazione (4.7).

Tali formulazioni consentono di ricavare la temperatura nelle barre di FRP in funzione del copriferro c e del tempo di esposizione all'incendio ISO 834. Nel caso in cui la curva di incendio sia differente dalla curva standard ISO834, si rende necessaria una analisi termica preliminare per la valutazione della temperatura delle barre.

Conoscendo la temperatura delle barre e tenendo in conto l'effetto dell'esposizione all'incendio attraverso la riduzione delle proprietà meccaniche delle barre di FRP alle elevate temperature e la dilatazione termica delle stesse, il calcolo del momento resistente allo stato limite ultimo in condizioni di incendio può effettuarsi in maniera molto simile all'usuale calcolo a freddo, invocando le ipotesi di conservazione delle sezioni piane, perfetta aderenza tra barre di FRP e calcestruzzo e incapacità del calcestruzzo di resistere a sforzi di trazione. La profondità dell'asse neutro y_c si ottiene dall'equilibrio alla

traslazione; successivamente, dall'equilibrio alla rotazione si ricava il valore del momento ultimo in condizioni di incendio.

La resistenza a flessione di una soletta armata con barre di FRP, e più in generale di un elemento in c.a. inflesso, dipende dal tipo di rottura che può avvenire per rottura delle barre di FRP (Zona 1 di Figura 4.41) oppure per schiacciamento del calcestruzzo (Zona 2 di Figura 4.41).

Nella Zona 1 (Figura 4.41) la rottura si attinge per raggiungimento della deformazione limite nell'armatura di FRP: un qualunque diagramma delle deformazioni corrispondente a tale modalità di rottura ha come punto fisso il valore limite della deformazione dell'armatura $\varepsilon_{tot,f}$ (dato dalla somma algebrica della deformazione ultima dell'armatura $\varepsilon_{fu,T}$ e della deformazione termica $\varepsilon_{T,f}$, entrambe valutate alla temperatura della barra stessa). In mancanza di dati specifici della tipologia di barre utilizzate, è possibile, introducendo i parametri $\rho_f(T)$ e $\rho_E(T)$ definiti nel par. 4.1.2, definire la deformazione ultima $\varepsilon_{fu,T}$ in funzione della temperatura della barra con l'ausilio della seguente espressione.

$$\varepsilon_{fu,T} = \frac{f_{fu,T}}{E_{f,T}} = \frac{\rho_f(T) \cdot f_{fu}}{\rho_E(T) \cdot E_f} = \frac{\rho_f(T)}{\rho_E(T)} \cdot \varepsilon_{fu,T=20^\circ\text{C}} \quad (4.16)$$

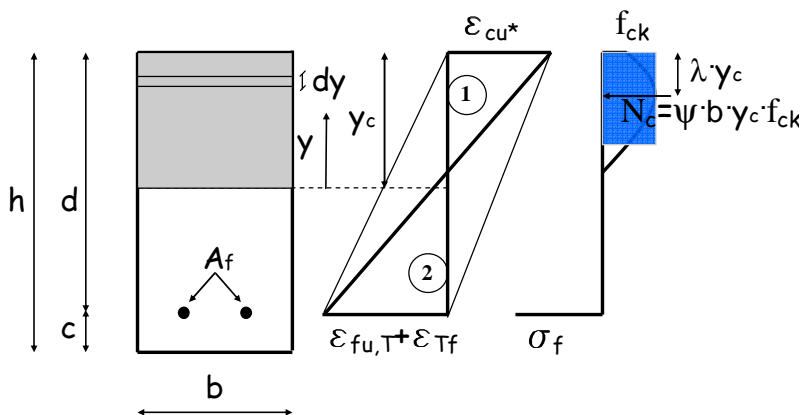


Figura 4.41 Deformazioni e tensioni allo s.l.u.

Sfruttando il principio di conservazione delle sezioni piane sulle deformazioni totali è possibile ricavare le deformazioni normali che competono alle diverse

fibre della sezione retta, distese parallelamente all'asse neutro, tramite le seguenti relazioni:

- (fibra baricentrica delle barre di FRP)

$$\varepsilon_{\text{tot},f} = \varepsilon_{\text{fu},T} + \varepsilon_{T,f} \quad (4.17)$$

- (calcestruzzo al lembo compresso)

$$\varepsilon_c = (\varepsilon_{\text{fu},T} + \varepsilon_{T,f}) \cdot \frac{y_c}{d - y_c} \leq \varepsilon_{\text{cu}^*} \quad (4.18)$$

dove $\varepsilon_{\text{cu}^*}$ è la deformazione limite a compressione del calcestruzzo.

Nella Zona 2 (Figura 4.41) la rottura avviene per schiacciamento del calcestruzzo, mentre nell'armatura la deformazione limite non è stata ancora raggiunta: in tal caso resta fissata la deformazione massima del calcestruzzo compresso, $\varepsilon_{\text{cu}^*}$, in funzione della quale si ricavano, per linearità, le deformazioni normali nella restante parte di sezione. Ancora una volta, invocando la linearità del diagramma delle deformazioni totali, le deformazioni competenti alle diverse fibre della sezione retta dell'elemento, distese parallelamente all'asse neutro, possono essere calcolate attraverso le seguenti relazioni:

- (calcestruzzo al lembo compresso)

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{\text{cu}^*} \quad (4.19)$$

- (fibra baricentrica delle barre di FRP)

$$\varepsilon_{\text{tot},f} = \varepsilon_{\text{cu}^*} \cdot \frac{d - y_c}{y_c} \leq (\varepsilon_{\text{fu},T} + \varepsilon_{T,f}) \quad (4.20)$$

Per entrambi i tipi di rottura (asse neutro in Zona 1 o in Zona 2), la distanza dell'asse neutro, y_c , dall'estremo lembo superiore compresso è determinata a partire dall'equazione di equilibrio alla traslazione lungo l'asse della trave:

$$N_c - N_f = 0 \quad (4.21)$$

essendo N_c ed N_f le intensità dei risultanti degli sforzi, rispettivamente, di compressione e di trazione.

Successivamente, il valore del momento resistente al tempo t di esposizione all'incendio, $M_{Rd,fi,t}$, può essere ricavato a partire dall'equazione di equilibrio

alla rotazione. È bene ricordare che, coerentemente con l'equazione (4.9), la deformazione delle barre di FRP associata alle tensioni, $\varepsilon_{\sigma,f}$, è data da:

$$\varepsilon_{\sigma,f} = \varepsilon_{\text{tot},f} - \varepsilon_{T,f} \quad (4.22)$$

Lo sforzo normale ed il momento ultimo della sezione retta, in virtù dell'ipotesi fatta sulle temperature nel calcestruzzo compresso, possono essere ottenuti in maniera semplificata adottando i coefficienti adimensionali ψ e λ del legame costitutivo del calcestruzzo (sia calcareo che siliceo) alla temperatura di 20°C (vedi Figura 3.16). I coefficienti adimensionali ψ e λ rappresentano la risultante delle tensioni di compressione nel calcestruzzo e la sua distanza dalla fibra più compressa di calcestruzzo rispettivamente divise per $b \cdot y_c \cdot f_{ck}$ ed y_c :

$$\psi = \frac{\int_0^{y_c} \sigma(y) dy}{y_c \cdot f_{ck}} \quad (4.23)$$

$$\lambda = \frac{\int_0^{y_c} \sigma(y) \cdot (y_c - y) dy}{y_c \cdot \int_0^{y_c} \sigma(y) dy} \quad (4.24)$$

Per il legame costitutivo del calcestruzzo alla temperatura di 20°C, assumendo che le deformazioni nel calcestruzzo siano lineari e svolgendo gli integrali (4.23) e (4.24), si ottiene l'andamento dei coefficienti ψ e λ mostrato in Figura 4.42. Le espressioni analitiche, invece, sono riportate all'interno dell'Appendice B. Il loro andamento è diagrammato in funzione del parametro $e = \varepsilon_{cmax} / \varepsilon_{c1}$, che è pari al rapporto tra la deformazione massima della parte di calcestruzzo della sezione compresso (ε_{cmax}) e la deformazione corrispondente al picco di resistenza nel legame costitutivo del calcestruzzo, ($\varepsilon_{c1} = 0.0025$).

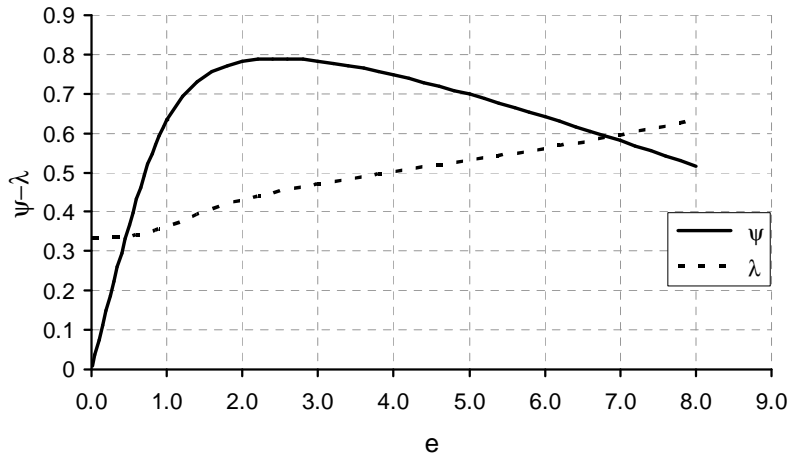


Figura 4.42 Diagrammi $\psi(e)$ e $\lambda(e)$

Come detto precedentemente, l'evoluzione del diagramma momento-curvatura può presentare un ramo discendente. Al fine di valutare la resistenza, tuttavia, interessa ottenere il valore massimo di tale diagramma. Per fare ciò è necessario limitare la massima deformazione del calcestruzzo, ϵ_{cu}^* , ad un valore ϵ_{cmax} tale da ottenere un momento di rottura corrispondente al valore del momento massimo. A seguito di una estesa analisi parametrica effettuata applicando la procedura incrementale-iterativa descritta nel par. 4.3.1, si è notato che, in presenza di diagrammi momento-curvatura con ramo discendente, i massimi si ottengono per valori del parametro e compreso tra 3.6 e 4.4, corrispondenti rispettivamente ad una deformazione massima del calcestruzzo, ϵ_{cmax} , compresa tra 0.009 e 0.011. Di conseguenza si è assunto come valore di ϵ_{cu}^* un valore medio di deformazione pari a 0.01.

Con l'introduzione dei coefficienti ψ e λ , per la rottura in Zona 1 (rottura lato FRP) l'equazione di equilibrio alla traslazione si scrive:

$$\psi(e) \cdot b \cdot y_c \cdot f_{ck} - \rho_f(T) \cdot f_{fu} \cdot A_f = 0 \quad (4.25)$$

$$\text{valida per } \epsilon_c = (\epsilon_{fu,T} + \epsilon_{T,f}) \cdot \frac{y_c}{d - y_c} \leq \epsilon_{cu}^* \quad (4.26)$$

mentre, l'equilibrio alla rotazione vale:

$$M_{Rd,fi,t} = \rho_f(T) \cdot f_{fu} \cdot A_f \cdot (d - \lambda(e) \cdot y_c) \quad (4.27)$$

In queste ultime equazioni, dovrebbe essere tenuta in conto la variabilità dei parametri adimensionali ψ e λ in funzione della deformazione massima del calcestruzzo compresso. Come si vedrà successivamente è possibile ignorare tale variabilità ottenendo comunque una adeguata stima dei risultati.

Per la rottura in Zona 2 (rottura lato calcestruzzo) l'equazione di equilibrio alla traslazione si scrive:

$$\bar{\psi} \cdot b \cdot y_c \cdot f_{ck} - \rho_E(T) \cdot E_f \cdot A_f \cdot \left(\varepsilon_{cu*} \cdot \frac{d - y_c}{y_c} - \varepsilon_{T,f} \right) = 0 \quad (4.28)$$

$$\text{valida per } \varepsilon_{tot,f} = \varepsilon_{cu*} \cdot \frac{d - y_c}{y_c} \leq (\varepsilon_{fu,T} + \varepsilon_{T,f}) \quad (4.29)$$

mentre l'equilibrio alla rotazione fornisce:

$$M_{Rd,fi,t} = \rho_E(T) \cdot E_f \cdot A_f \cdot \left(\varepsilon_{cu*} \cdot \frac{d - y_c}{y_c} - \varepsilon_{T,f} \right) \cdot (d - \bar{\lambda} \cdot y_c) \quad (4.30)$$

In queste ultime equazioni, essendo $e = \varepsilon_{cu*} / \varepsilon_{c1} = 4.0$, i valori di $\psi(e)$ e $\lambda(e)$ sono costanti ed uguali a $\bar{\psi} = 0.75$ e $\bar{\lambda} = 0.5$ rispettivamente. Inoltre ricordiamo che, $\rho_f(T)$ e $\rho_E(T)$ sono, rispettivamente, il coefficiente di riduzione di resistenza e modulo elastico delle barre dipendente dalla temperatura delle barre stesse.

Un'ulteriore semplificazione può essere ottenuta utilizzando valori di $\psi(e)$ e $\lambda(e)$ costanti ed uguali, rispettivamente, a $\bar{\psi} = 0.75$ e $\bar{\lambda} = 0.5$ sia nel caso di rottura lato FRP, che nel caso di rottura lato calcestruzzo.

In sintesi il metodo semplificato proposto, sia nel caso di rottura lato FRP che nel caso di rottura lato calcestruzzo è basato sull'assunzione nelle equazioni (4.25)-(4.30) dei seguenti parametri:

$$\varepsilon_{cu*} = 0.01, \quad \psi(e) = \bar{\psi} = 0.75, \quad \lambda(e) = \bar{\lambda} = 0.5 \quad (4.31)$$

È opportuno evidenziare che la procedura incrementale-iterativa è valida in generale; invece, il metodo analitico semplificato è valido solo per la valutazione della resistenza a momento flettente di solette soggette ad incendio dal lato delle fibre tese. Nel prosieguo della trattazione si farà riferimento solo al caso di solette semplicemente appoggiate soggette ad incendio dal basso.

4.5 Confronto tra procedura incrementale-iterativa e metodo analitico semplificato

Per valutare l'affidabilità del metodo analitico semplificato si riportano alcune analisi di confronto effettuate tra i risultati dei due metodi, in funzione del tempo di esposizione all'incendio e per diversi valori del copriferro c . Nelle analisi è stata tenuta in conto la dilatazione termica dei materiali: per il calcestruzzo il riferimento è l'EN1992-1-2; per le barre di CFRP si è adottato un valore nullo del coefficiente di dilatazione termica, che, invece, è stato assunto pari a $6.3 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ per le barre di GFRP (tali valori sono concordi con il campo di valori forniti in bibliografia). Inoltre, per il comportamento termo-meccanico del calcestruzzo e delle barre di FRP si è fatto riferimento alle indicazioni riportate, rispettivamente, nel par. 3.5.1.2 e nel par. 4.1.2.

Il primo confronto riguarda la soletta 3 (cfr. Tabella 4.4) caratterizzata da larghezza 1.0 m, spessore, h , 0.25 m ed armatura in zona tesa pari a 195.6 mm^2 di barre di CFRP. Nella Figura 4.43 è possibile notare l'ottima corrispondenza delle curve di riduzione del momento ultimo M_u nel tempo ottenute con le due metodologie.

Il secondo confronto riguarda la soletta 1 (cfr. Tabella 4.4) con larghezza 1.0 m, spessore, $h=0.18$ m ed armatura in zona tesa pari a 650.0 mm^2 di barre di CFRP caratterizzata, pertanto, da una percentuale di armatura maggiore rispetto al caso precedente. Anche nella Figura 4.44 è possibile notare la buona rispondenza dei risultati ottenuti con le due metodologie. Piccole differenze presenti sono generalmente a vantaggio di sicurezza.

L'ultimo confronto riguarda la soletta 4 (cfr. Tabella 4.4) caratterizzata da larghezza 1.0 m, spessore, $h=0.25$ m ed armatura in zona tesa pari a 4600.0 mm^2 di barre di GFRP. Anche in questo caso (Figura 4.45) è possibile notare la buona corrispondenza dei risultati ottenuti con le due metodologie.

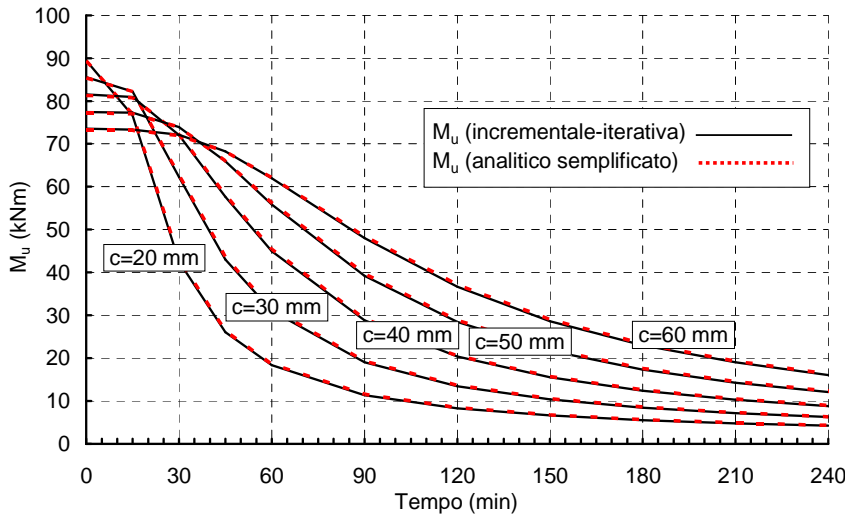


Figura 4.43 Diagrammi resistenza-tempo della soletta 3

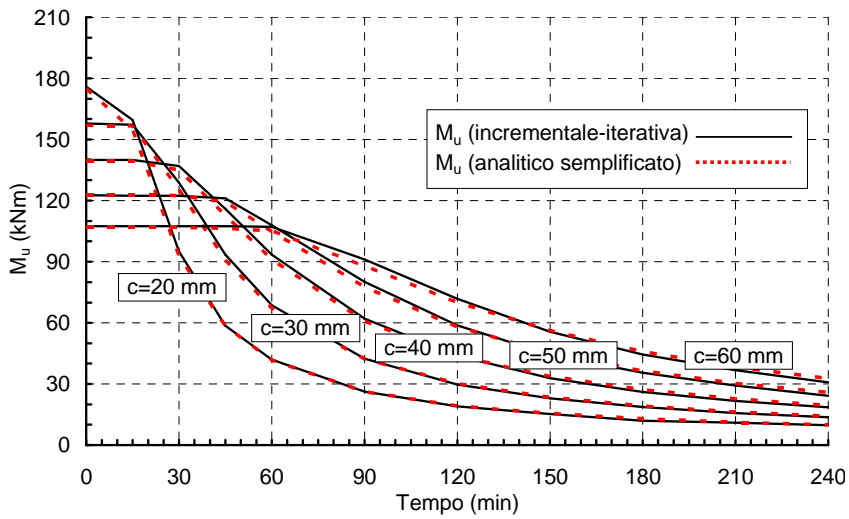


Figura 4.44 Diagrammi resistenza-tempo della soletta 1

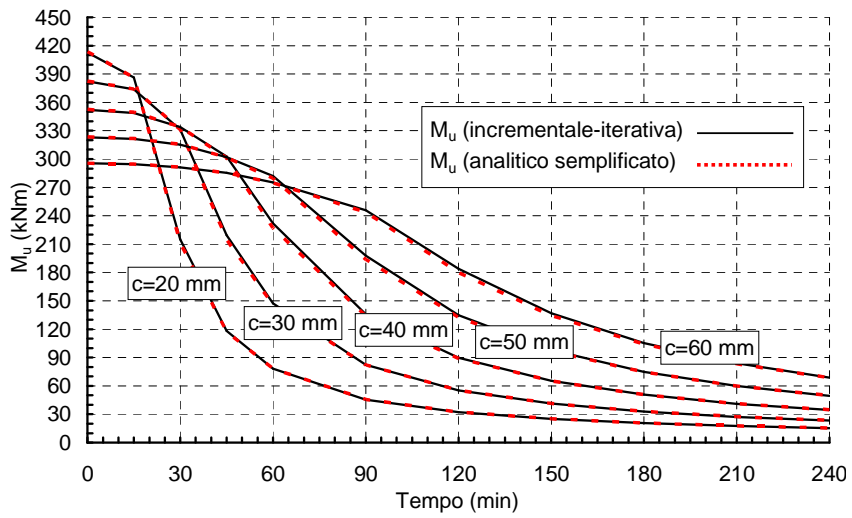


Figura 4.45 Diagrammi resistenza-tempo della soletta 4

CAPITOLO 5

PROVE SPERIMENTALI SU SOLETTE DI CALCESTRUZZO ARMATE CON BARRE DI FRP SOGGETTE AD INCENDIO

5.1 Premessa

Le informazioni disponibili in letteratura e le analisi preliminari sviluppate all'interno del Capitolo 4 hanno consentito di individuare i principali parametri che influenzano il comportamento in condizioni di incendio di solette di calcestruzzo armato con barre di FRP. Alla luce di tali informazioni di base, sono state progettate e realizzate nove solette di calcestruzzo, in scala reale, armate con barre di polimeri rinforzati con fibre di vetro (GFRP), da testare in condizioni di incendio, al fine di valutare la loro resistenza e deformabilità al variare di alcuni parametri di progetto riconosciuti importanti quali (a) il livello di carico, (b) lo spessore del copriferro e (c) la tipologia di ancoraggio delle barre nella zona di soletta non esposta direttamente all'azione dell'incendio. È utile notare che zone di questo tipo, non direttamente esposte all'azione del fuoco, sono spesso rappresentate dalle zone di connessione degli elementi strutturali; ad esempio la zona di appoggio della soletta sulla trave.

Nei paragrafi successivi, pertanto, vengono illustrate le procedure di progettazione adottate e le specifiche riguardanti le caratteristiche geometriche, termiche e meccaniche delle solette progettate per la prova. Inoltre, si riporta

una descrizione completa delle modalità di realizzazione dei provini e di esecuzione della prova. In ultimo viene fatta un'ampia descrizione dello stato in cui si trovavano i provini poco dopo la fine delle prove al fuoco, sottolineando gli effetti del riscaldamento termico sia sul calcestruzzo che sulle barre, il cui stato, in particolare nella zona non esposta direttamente all'azione dell'incendio, è stato oggetto di un'approfondita analisi.

5.2 Caratteristiche geometriche delle solette

Il programma di prova ha interessato un numero di nove solette in calcestruzzo armato con barre di GFRP; queste sono state divise in tre gruppi (indicati con Set I, Set II e Set III). In Tabella 5.1 sono riportate le principali caratteristiche geometriche delle nove solette. Le tre solette del Set I (le cui sigle sono S1, S2, S3) e del Set II sono caratterizzate da uno sviluppo longitudinale complessivo di 3500mm ed un copriferro delle barre longitudinali inferiori, valutato rispetto al centro delle barre, pari a 32mm. Le solette del Set II (S4, S5, S6) sono caratterizzate da uno sviluppo longitudinale complessivo pari a 4000mm e un copriferro delle barre longitudinali inferiori, valutato rispetto al centro delle barre, pari a 51mm. Tutte le solette sono caratterizzate da un'altezza pari a 180mm e una larghezza trasversale pari a 1250mm.

Tabella 5.1 Caratteristiche geometriche delle solette

Set	Soletta	Dimensione longitudinale [mm]	Dimensione Trasversale [mm]	Altezza [mm]	Copriferro [mm]
I	S1	3500	1250	180	32 ^(*)
	S2				26 ^(**)
	S3				
II	S4	4000	1250	180	51 ^(*)
	S5				45 ^(**)
	S6				
III	S7	3500	1250	180	32 ^(*)
	S8				26 ^(**)
	S9				

(^{*}) Spessore del copriferro di calcestruzzo misurato tra l'intradosso della soletta ed il baricentro della barra;

(^{**}) Distanza tra l'intradosso della soletta e il bordo inferiore della barra.

L'armatura presente nelle solette è realizzata con barre di diametro 12mm ($\Phi 12$) presenti in direzione longitudinale e trasversale sul lato sia dell'intradosso (armatura inferiore) che dell'estradosso (armatura superiore). La distinta delle armature presenti in ciascuna soletta è riportata in Tabella 5.2, per la maglia di armatura inferiore ed in Tabella 5.3 per la maglia di armatura superiore. Per tutte le solette la maglia di armatura superiore è costituita da barre $\Phi 12$ con passo 200mm sia in direzione longitudinale che trasversale. La stessa distribuzione è stata adottata in direzione trasversale per l'armatura inferiore, mentre in direzione longitudinale ciascuna soletta presenta un determinato numero di barre. Tali barre (longitudinali inferiori), al fine di evitare la sovrapposizione in campata¹, presentano una lunghezza uguale a quella delle solette a meno di circa 20mm necessari per garantire 10mm di copriferro in ciascuna estremità.

Le solette S1, S2 (Figura 5.1) ed S7, S8 (Figura 5.5), caratterizzate da una armatura longitudinale inferiore costituita da $\Phi 12$ con passo 150mm, risultano identiche avendo lo stesso copriferro (32mm) e la stessa distribuzione di armature. Esse si differenziano solo per la forma delle barre longitudinali: le solette S1, S2 presentano barre diritte mentre le solette S7, S8 presentano barre piegate all'estremità. La soletta S3 (Figura 5.2), uguale alla soletta S9 tranne che per la forma delle barre longitudinali (piegate per la S9, Figura 5.6), con copriferro 32mm, presenta barre longitudinali inferiori $\Phi 12$ diritte con passo 225mm. Le solette S4 ed S5 (Figura 5.3), con copriferro 51mm, presentano barre longitudinali inferiori $\Phi 12$ diritte con passo 125mm. La soletta S6 (Figura 5.4), con copriferro 51mm, presenta barre longitudinali inferiori $\Phi 12$ diritte con passo 200mm.

Le barre piegate sono caratterizzate da un raggio di curvatura pari a circa 8 volte il diametro della barra, mentre la lunghezza dopo la piegatura è circa 4 volte il diametro della barra (a causa della limitazione fornita dall'altezza della soletta).

¹ Le prove eseguite da Weber (2008) su solette di calcestruzzo armato con barre di FRP soggette ad incendio hanno mostrato che la giunzione per sovrapposizione delle barre in campata può causare un prematuro collasso delle solette per perdita di aderenza nella zona di sovrapposizione soggetta ad elevate temperature. Si ricorda che l'aderenza alle elevate temperature subisce un importante degrado (Katz et al., 1998, 1999, 2000).

Tabella 5.2 Dettagli maglia di armatura inferiore

Set	Soletta	Copriferro [mm]	Armatura inferiore			Forma barre longitudinali
			Longitudinale (diametro/passaggio) [mm/mm]	Numero di barre	Trasversale (diametro/passaggio) [mm/mm]	
I	S1	32 ^(*)	Φ12/150	9	Φ12/200	Diritte
	S2	26 ^(**)	Φ12/225	6		
	S3					
II	S4	51 ^(*)	Φ12/125	10	Φ12/200	Diritte
	S5	45 ^(**)	Φ12/200	7		
	S6					
III	S7	32 ^(*)	Φ12/150	9	Φ12/200	Piegate
	S8	26 ^(**)	Φ12/225	6		
	S9					

(*) Spessore del copriferro di calcestruzzo misurato tra l'intradosso della soletta ed il baricentro della barra;

(**) Distanza tra l'intradosso della soletta e la superficie esterna della barra.

Tabella 5.3 Dettagli maglia di armatura superiore

Set	Soletta	Armatura superiore	
		Longitudinale (diametro/passaggio) [mm/mm]	Trasversale (diametro/passaggio) [mm/mm]
I	S1	Φ12/200	Φ12/200
	S2		
	S3		
II	S4	Φ12/200	Φ12/200
	S5		
	S6		
III	S7	Φ12/200	Φ12/200
	S8		
	S9		

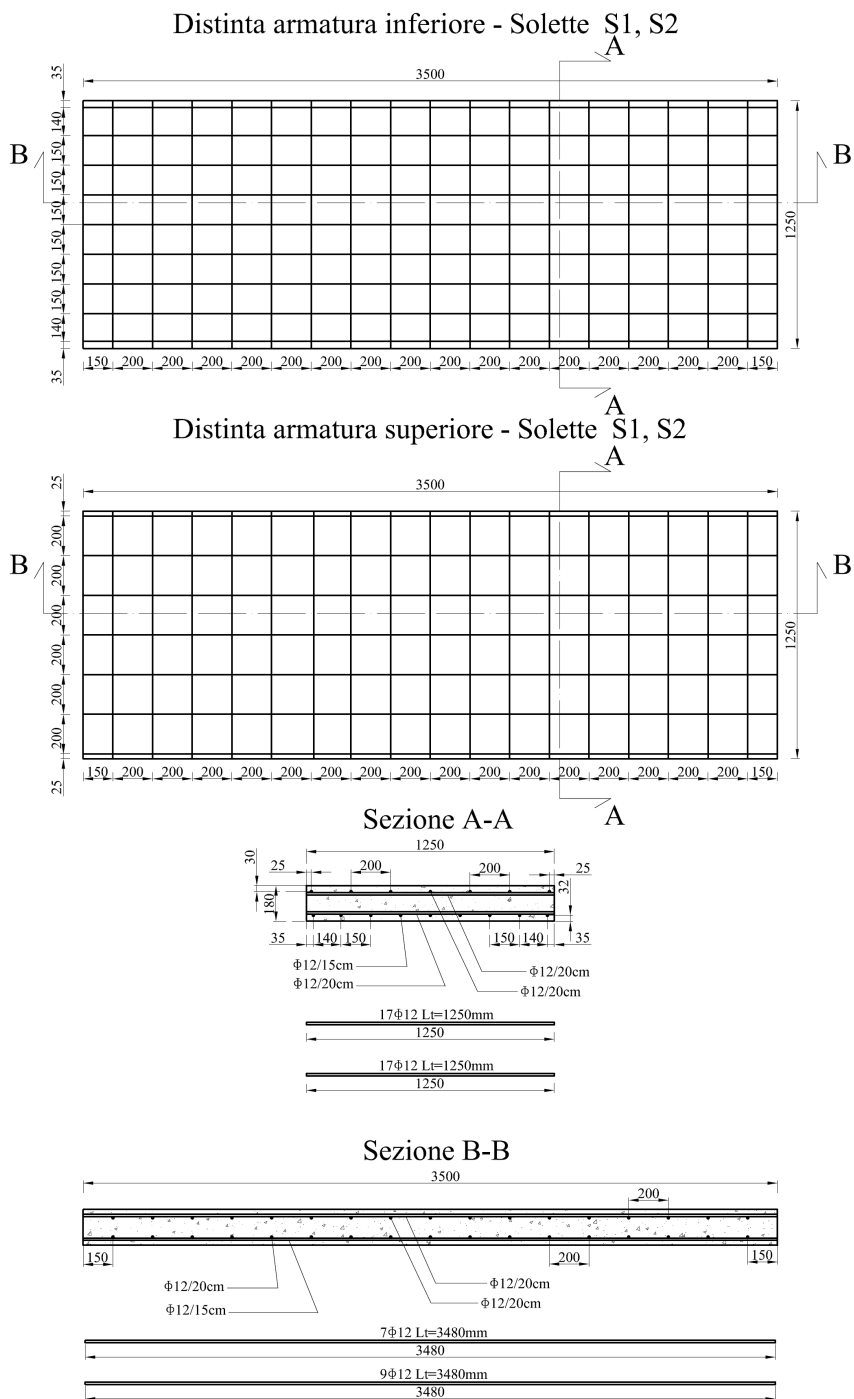


Figura 5.1 Distinta delle armature delle solette S1 ed S2 (dimensioni in mm)

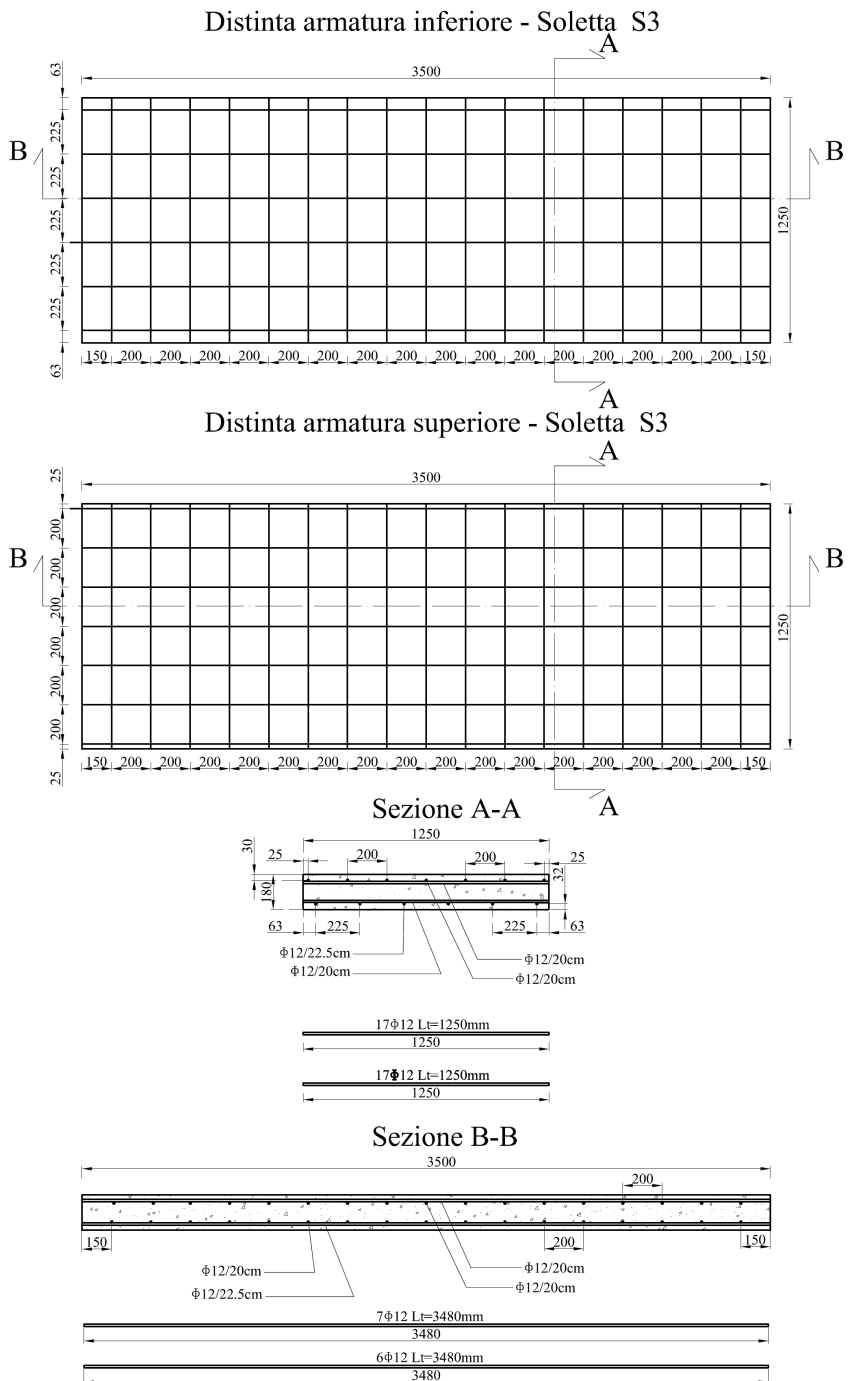


Figura 5.2 Distinta delle armature della soletta S3 (dimensioni in mm)

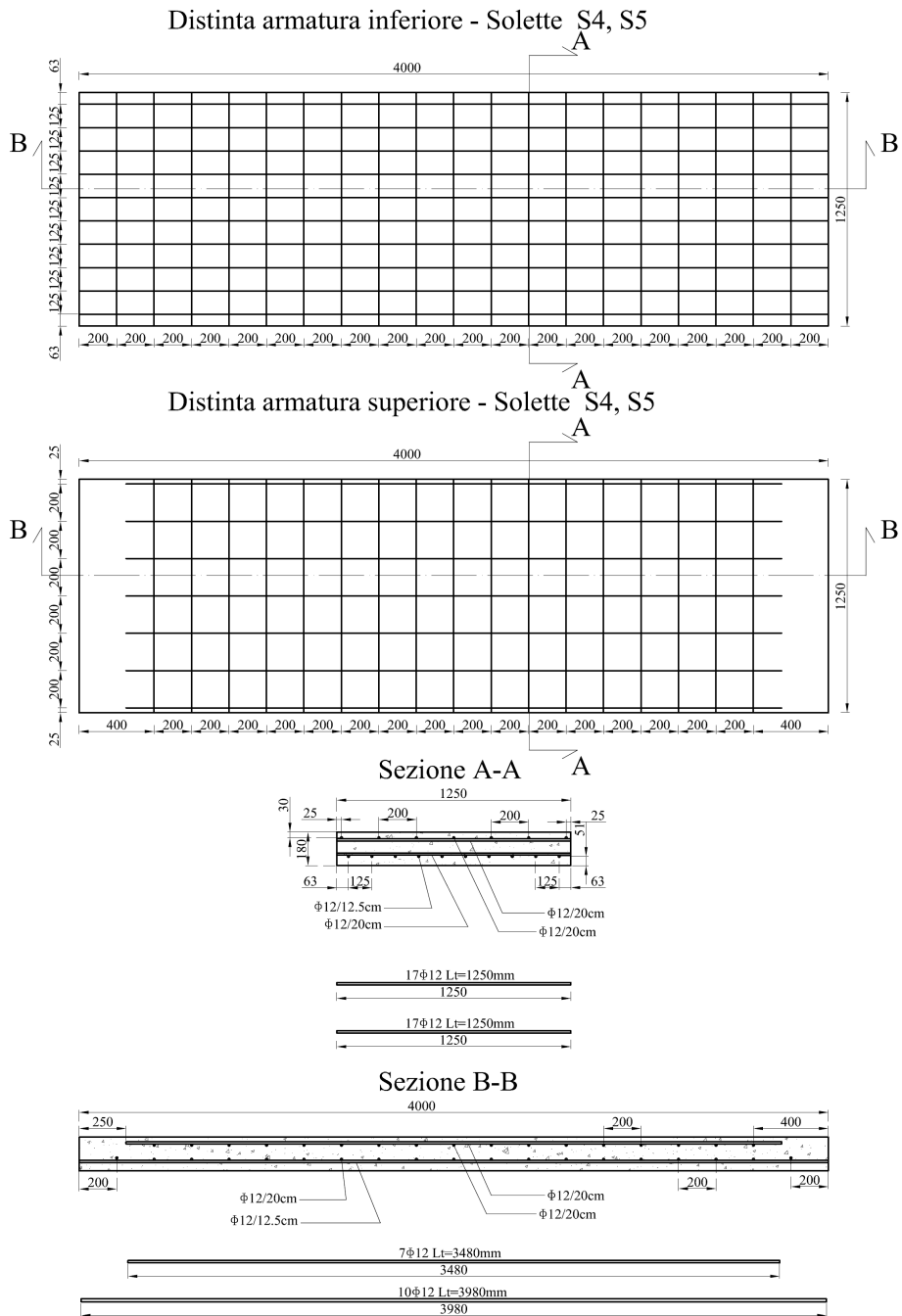


Figura 5.3 Distinta delle armature delle solette S4 ed S5 (dimensioni in mm)

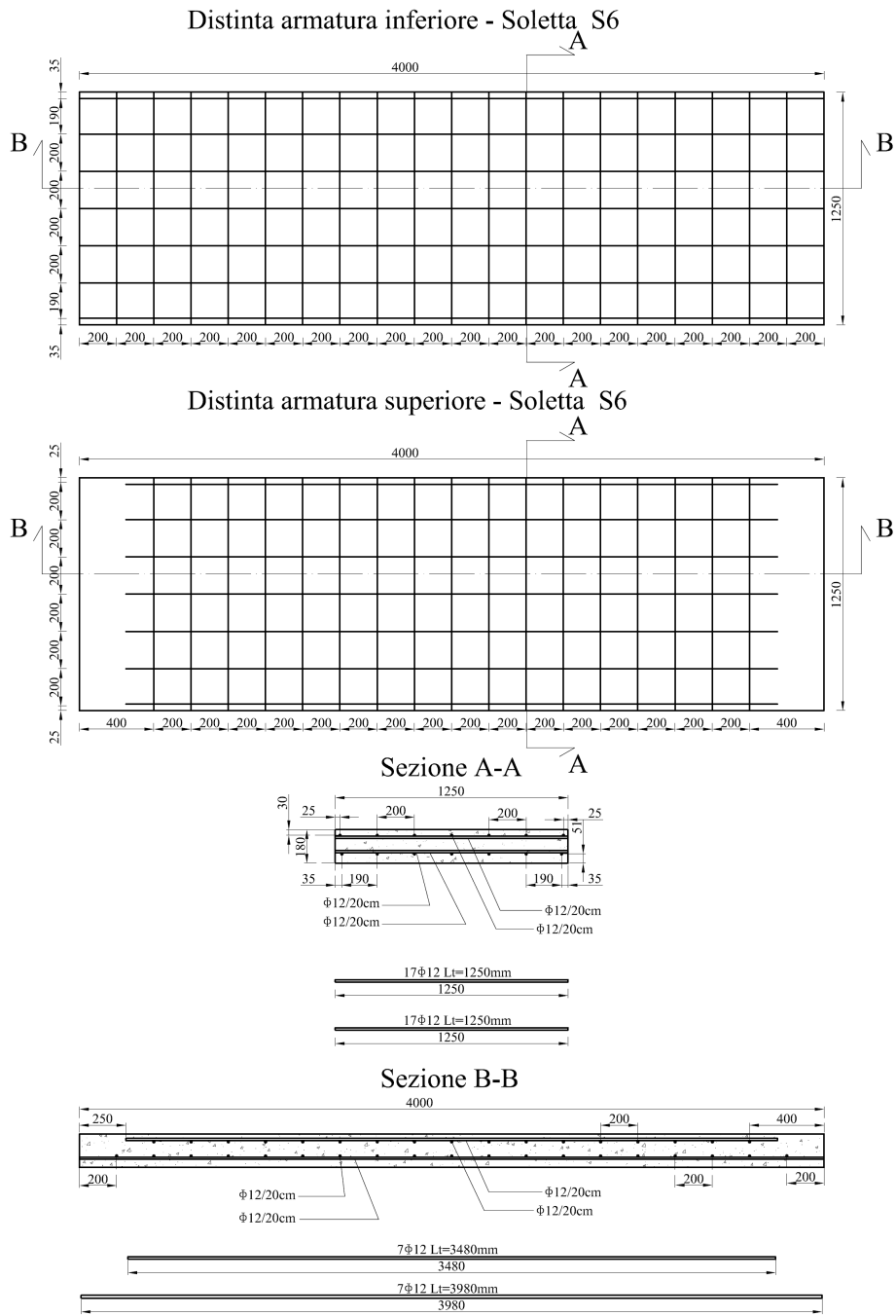


Figura 5.4 Distinta delle armature della soletta S6 (dimensioni in mm)

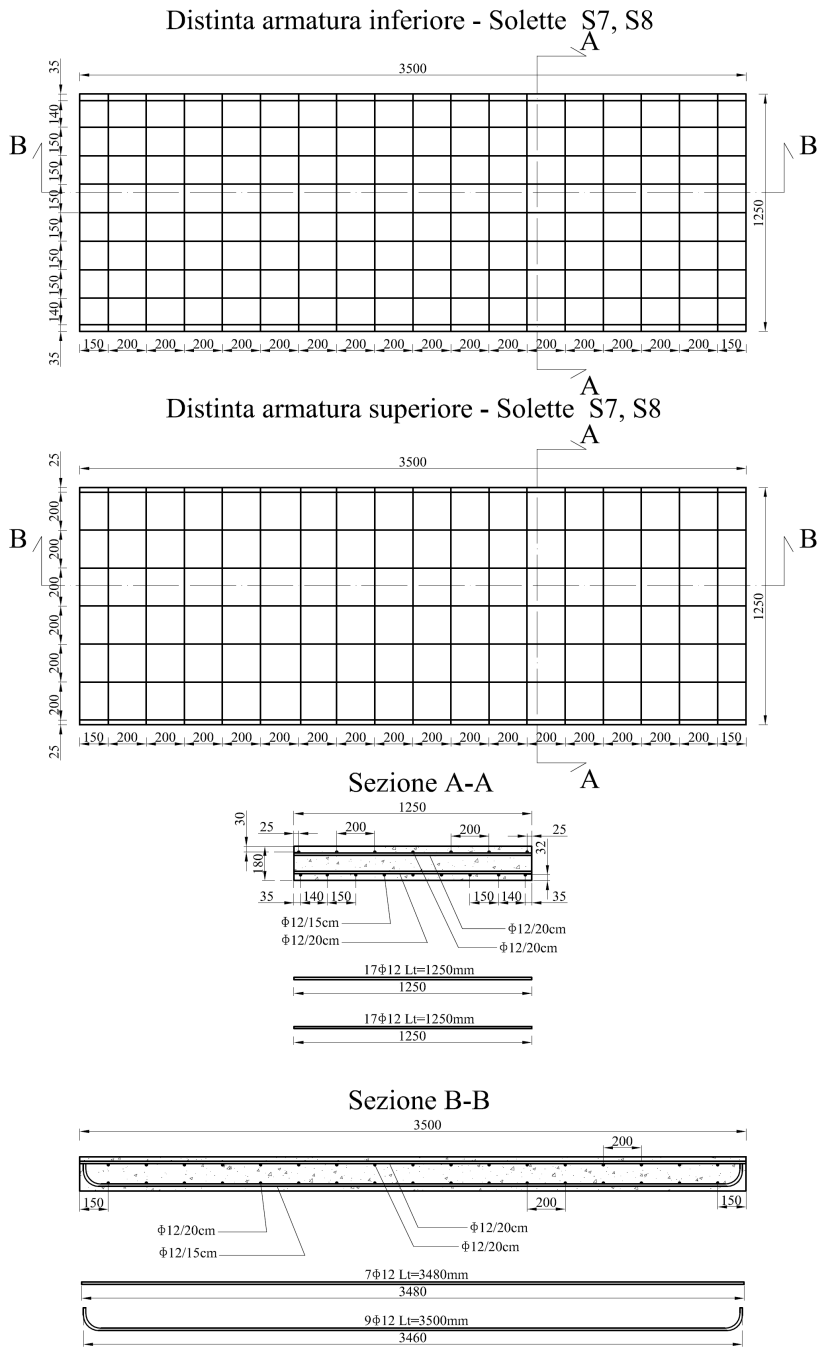


Figura 5.5 Distinta delle armature delle solette S7 ed S8 (dimensioni in mm)

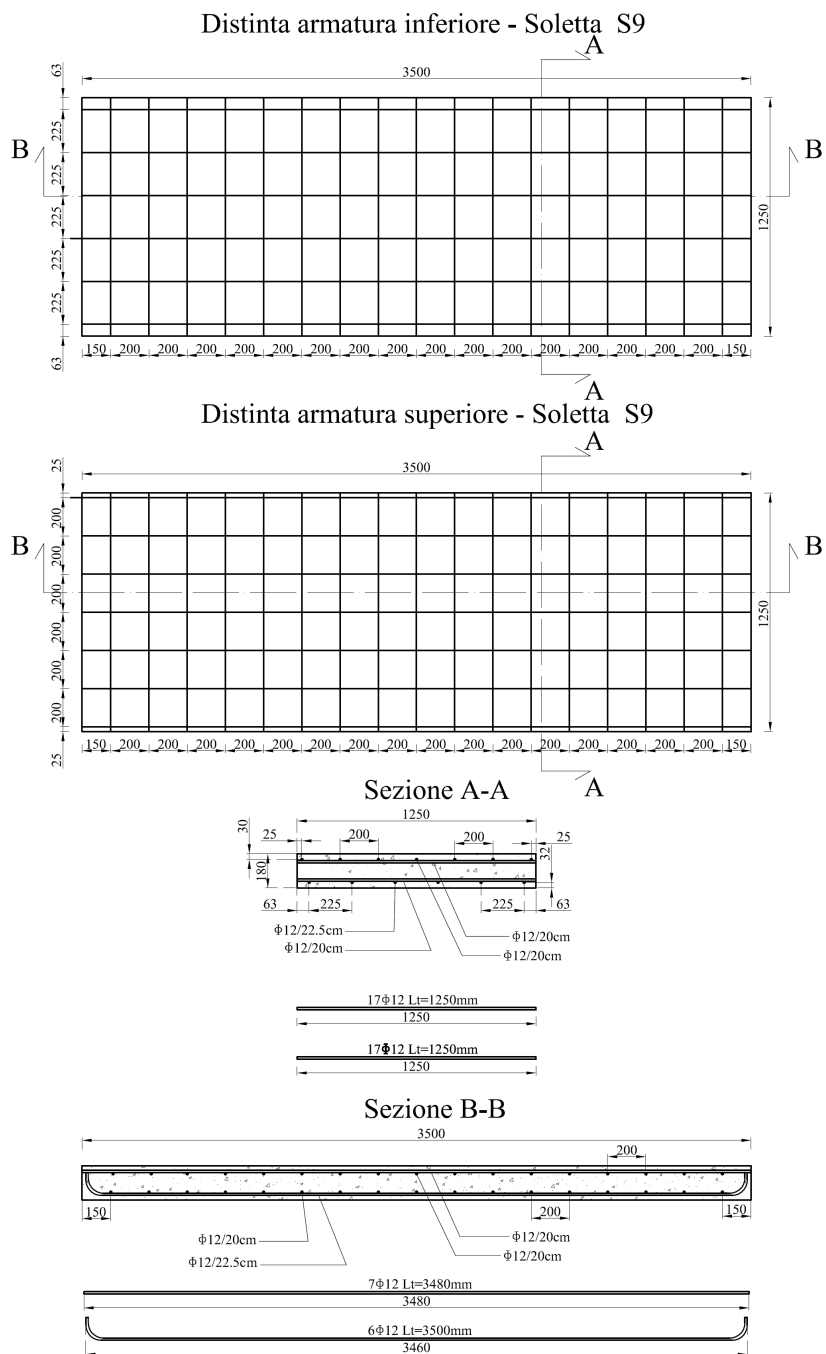


Figura 5.6 Distinta delle armature della soletta S9 (dimensioni in mm)

5.3 Caratteristiche meccaniche di progetto delle solette

Per la progettazione delle nove solette si è scelto di adottare un calcestruzzo con classe di resistenza C35/45 (in accordo all'EN1992-1-1), per il cui confezionamento sono stati impiegati aggregati di tipo calcareo, e barre di GFRP fornite dalla ditta Sireg S.p.a.. Le barre, costituite da fibre di vetro di tipo E inserite in una matrice di resina in poliestere ortoptalico, presentano un disegno superficiale caratterizzato da nervature di fibre a spirale con presenza, inoltre, di un trattamento di sabbiatura della superficie (Figura 5.7). Tali caratteristiche superficiali hanno il compito di apportare un miglioramento dell'aderenza delle barre con il calcestruzzo.



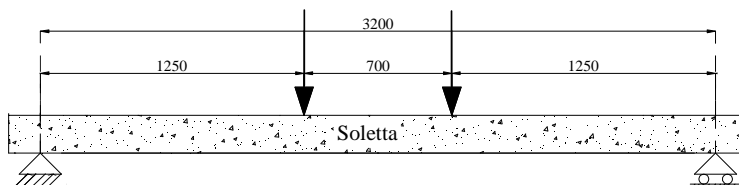
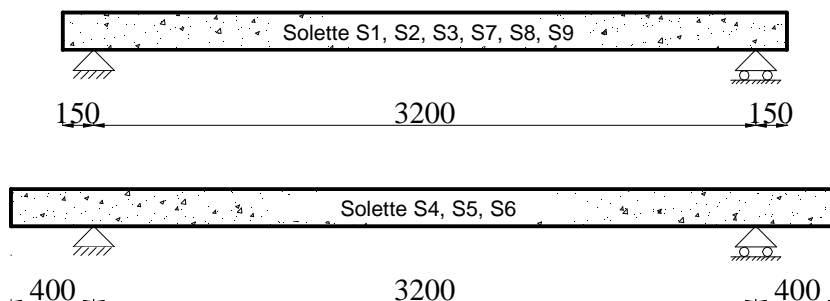
Figura 5.7 Barre di GFRP adottate all'interno delle solette oggetto di studio

Le barre, con diametro 12mm, sulla base dei dati forniti dal produttore, presentano una resistenza a trazione pari a 1000N/mm^2 ed un modulo elastico di 40000N/mm^2 . Ulteriori caratteristiche sono riportate in Tabella 5.4.

La progettazione delle solette viene effettuata adottando lo schema statico di trave semplicemente appoggiata con luce di calcolo pari a 3200mm (dimensione caratteristica del forno di prova, vedi 5.9.1) caricata con due forze concentrate disposte ad una distanza di 1250mm dall'appoggio più vicino (Figura 5.8).

Tabella 5.4 Caratteristiche barre di GFRP (Produttore Sireg S.p.a.)

	Parametri	Unità di misura	Valori
Barre di GFRP	Resistenza a trazione	N/mm ²	1000
	Modulo elastico	N/mm ²	40000
	Diametro	mm	12
	Frazione di massa delle fibre	%	70
	Densità	g/cm ³	1.9

**Figura 5.8** Schema di carico delle solette (dimensioni in mm)**Figura 5.9** Dettaglio schema statico solette (dimensioni in mm)

Le caratteristiche meccaniche di progetto, comuni a tutte le solette, sono sinteticamente riportate nella Tabella 5.5, nella quale i coefficienti di sicurezza per il calcestruzzo e per le barre di FRP sono assunti in accordo alle indicazioni, rispettivamente, delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2008) e del documento tecnico CNR-DT 203/2006 (2006). Per le barre è stato assunto un coefficiente di conversione ambientale, η_a , pari a 0.8 per tenere conto del possibile degrado delle barre in condizioni ambientali non favorevoli.

Tabella 5.5 Caratteristiche meccaniche di progetto delle solette

	Parametri	Simbolo	Formula	Valori	Unità di misura
Calcestruzzo C35/45	Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	-	45	N/mm ²
	Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	$0.83 \cdot R_{ck}$	35	N/mm ²
	Resistenza cilindrica media	$f_{ck}+8$		43	N/mm ²
	Coefficiente di sicurezza	γ_c	-	1.5	-
	Coefficiente riduttivo	α_{cc}	-	0.85	-
	Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	$\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	19.83	N/mm ²
Barre GFRP	Modulo elastico medio	E_{cm}	$22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3}$	34077	N/mm ²
	Resistenza a trazione	f_{fu}	-	1000	N/mm ²
	Modulo elastico medio	E_f	-	40000	N/mm ²
	Coefficiente di sicurezza	γ_f	-	1.5	-
	Coefficiente di conversione ambientale	η_a	-	0.8	-
	Resistenza di calcolo a trazione	f_{jd}	$0.9 \cdot \eta_a \cdot f_{fu} / \gamma_f$	480	N/mm ²

Al fine di rendere agevole le comparazioni per valutare l'influenza dei parametri progettuali (copriferro, livello di carico e tipologia di ancoraggio di estremità delle barre), le solette S1, S2 (uguali alle solette S7 ed S8) ed S4, S5 sono state progettate in modo da fornire resistenze a flessione allo SLU simili pur in presenza di copriferri differenti (32mm per S1, S2, S7, S8 e 51mm per S4, S5). Lo stesso è stato fatto per le solette S3 (uguale alla soletta S9) ed S6. Sulla base delle armature definite in Tabella 5.2, trascurando le armature superiori in compressione², per le solette S1, S2, S7, S8 il valore della resistenza ultima a flessione, a temperatura ambiente (ovvero a freddo) in accordo con la norma CNR-DT 203/2006, risulta pari a 67.5kNm mentre quello delle solette S4, S5 risulta pari a 64.1kNm (Tabella 5.6). Per le solette S3, S9, invece, si ottiene un momento resistente pari a 46.0kNm praticamente uguale a

² Il documento tecnico CNR-DT 203/2006 suggerisce di assumere che barre siano incapaci di resistere a sforzi di compressione.

quello della soletta S6 pari a 46.1kNm (Tabella 5.6). Ovviamente, le piccole differenze riscontrate in termini di resistenza sono del tutto aspettate per la necessità di inserire un numero intero di barre di diametro 12mm.

In Tabella 5.6 vengono riportati, inoltre, i valori delle resistenze ultime a flessione che si ottengono adottando le resistenze caratteristiche dei materiali; ovvero considerando unitari il coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo, delle barre di GFRP ed il coefficiente di conversione ambientale ($\gamma_c=1.0$, $\gamma_f=1.0$, $\eta_a=1.0$, in sintesi $\gamma_m=1.0$). È possibile notare come la presenza dei coefficienti parziali di sicurezza dei materiali determini quasi un dimezzamento della resistenza caratteristica dell'elemento. Inoltre, si riporta anche il valore della resistenza caratteristica a taglio ottenuta applicando la formulazione proposta dal documento CNR-DT203/2006 con $\gamma_m=1.0$.

Tabella 5.6 Resistenze flessionale e tagliante delle solette

Set	Soletta	Resistenza a flessione allo SLU ($\gamma_m \neq 1.0$) [kNm]	Resistenza caratteristica a flessione ($\gamma_m = 1.0$) [kNm]	Resistenza caratteristica a taglio ($\gamma_m = 1.0$) [kN]
I	S1	67.5	109.9	121.6
	S2			
	S3			
II	S4	64.1	92.5	111.9
	S5			
	S6			
III	S7	67.5	109.9	121.6
	S8			
	S9			

In merito alla resistenza flessionale di progetto, data la trascurabile differenza esistente tra i valori di resistenza propri delle solette S1, S2, S7, S8 e quelli delle solette S4, S5, si può assumere che le solette siano caratterizzate tutte dalla medesima resistenza di progetto, $M_{Rd,1}$, pari a circa 65kNm ($M_{Rd,1} \cong 65\text{kNm}$); lo stesso vale, per le solette S3, S9, S6 che hanno una resistenza di progetto, $M_{Rd,2}$, pari a circa 46kNm ($M_{Rd,2} \cong 46\text{kNm}$).

Pertanto, in Tabella 5.7 si riporta una sintesi delle principali caratteristiche geometriche e meccaniche di progetto.

Tabella 5.7 Tabella riassuntiva dei parametri di prova delle solette di calcestruzzo armato con barre di FRP

Set	Soletta	Copriferro	Armatura longitudinale	Percentuale geometrica di armatura	Momento resistente di progetto allo SLU
		c [mm]	A_f [mm ²]	$(A_f/b \cdot h)^{(*)}$ [%]	M_{Rd} [kNm]
I	S1	32	1017.4	0.55	65
	S2				
	S3				
II	S4	51	1130.4	0.70	65
	S5				
	S6				
III	S7	32	1017.4	0.55	65
	S8				
	S9				

(*) La percentuale geometrica di armatura è data dal rapporto tra l'area complessiva dell'armatura in trazione, A_f , e l'area della sezione resistente di calcestruzzo (prodotto della larghezza di base della sezione, b , per l'altezza utile, d).

Ricordando che il carico viene applicato per mezzo di due forze concentrate poste a 1250mm dagli appoggi (pertanto due forze distanti tra loro 700mm), al fine di scongiurare una prematura rottura per taglio della soletta si è valutato il carico necessario per determinare tale condizione e si è confrontato con quello necessario per la rottura a flessione; entrambi valutati con riferimento alle resistenze caratteristiche dei materiali.

Tabella 5.8 Valutazione del carico di rottura per singolo martinetto in condizioni di temperatura ordinarie

Set	Soletta	Forza singolo martinetto [kN]	
		Rottura per flessione	Rottura per taglio
I	S1	82.4	112.9
	S2		
	S3		
II	S4	68.5	103.3
	S5		
	S6		
III	S7	82.4	112.9
	S8		
	S9		

Dai risultati riportati in Tabella 5.8 risulta evidente che la rottura per flessione si verifica prima di quella a taglio, in quanto la prima si verifica in corrispondenza di un valore del carico inferiore a quello necessario perché si verifichi la rottura a taglio.

5.4 Definizione della tipologia di incendio e del carico esterno

Per l'esecuzione del test sperimentale si adotta la curva di incendio standard ISO834 (EN1363-1, 2001) rappresentata dalla seguente espressione (vedi anche par. 3.3.1):

$$\theta_g = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1)$$

in cui θ_g è la temperatura del gas all'interno del compartimento antincendio e t è il tempo di evoluzione dell'incendio espresso in minuti.

In merito al carico da applicare sulle solette durante l'esposizione all'incendio, quest'ultimo è valutato a partire dal valore del momento resistente di progetto in condizioni di temperature ordinarie.

Secondo le indicazioni dell'EN1991-1-2, per le analisi strutturali in condizioni di incendio, l'effetto delle azioni, $E_{fi,d}$, può essere ottenuto riducendo il loro effetto in condizioni di temperatura ordinarie secondo la relazione $E_{fi,d} = \eta_{fi} \cdot E_d$ (cfr. par. 3.3.2.2). E_d è il valore di progetto allo SLU dell'effetto dell'azione, invece, η_{fi} è un fattore di riduzione che dipende principalmente dal rapporto tra il valore caratteristico dei carichi variabili e dei carichi permanenti (ovvero Q_k/G_k). Il valore di η_{fi} varia generalmente all'interno dell'intervallo 0.3÷0.7.

Se si assume che E_d sia uguale alla resistenza di progetto in condizioni ordinarie, R_d , allora $\eta_{fi} = E_{fi,d}/R_d$ corrisponde al livello di carico. Pertanto, tenendo conto dell'intervallo di variazione di cui sopra, le solette S2, S5, S8 sono caricate con carichi esterni tali da determinare un momento sollecitante pari al 44% del momento resistente di progetto in condizioni ordinarie (44% di $M_{Rd,1}$). Le solette S3, S6, S9, invece, sono caricate con carichi esterni tali da determinare un momento sollecitante pari al 62% del momento resistente di progetto in condizioni ordinarie (62% di $M_{Rd,2}$). Tali valori del momento sollecitante, per ciascuna soletta, sono ottenuti sommando all'effetto del peso proprio degli elementi l'effetto di due forze esterne di valore 17.5kN applicate,

simmetricamente rispetto alla mezzeria, ad una distanza di 1250mm dall'appoggio più vicino (vedi Figura 5.8). Il momento sollecitante generato dai carichi esterni, $M_{Ed,fi}$, è pari a circa 28.6kNm.

Le solette S1, S4, S7, invece, non sono caricate durante l'esposizione all'incendio al fine di valutarne successivamente al loro raffreddamento la resistenza residua. L'unico carico applicato è il peso proprio che produce in livello di carico di circa 10%.

Una sintesi del livello di carico su ciascuna soletta è riportata in Tabella 5.9.

5.5 Stima del tempo di rottura in condizioni di incendio

La definizione dei metodi di calcolo semplificati (termico, par. 4.2.3, e meccanico, par. 4.4), sviluppata nel capitolo 4, consente di effettuare una stima preliminare del tempo di rottura atteso per ciascuna soletta soggetta ad incendio dal basso e livelli di carico definiti precedentemente.

In Figura 5.10 ed in Figura 5.11 si riportano gli andamenti del momento resistente e della temperatura in funzione del tempo di esposizione alla curva d'incendio ISO834 ricavate con i suddetti metodi semplificati per le solette S1, S2, S4, S5, S7, S8 (Figura 5.10) e per le solette S3, S6, S9 (Figura 5.11). Ricordiamo che le solette S2, S5, S8 sono sottoposte al medesimo livello di carico ($\eta_{fi}=44\%$); lo stesso vale per le solette S3, S6, S9 ($\eta_{fi}=62\%$). La temperatura delle barre solette S1, S2, S3, S7, S8, S9 caratterizzate dallo stesso copriferro è uguale per le sei solette. Lo stesso vale per le solette S4, S5, S6. La resistenza della soletta S1 è uguale a quella della soletta S2; lo stesso vale per le solette S4, S5 ed S7, S8. In Figura 5.10 ed in Figura 5.11, inoltre, si riporta il momento sollecitante le solette cariche durante la prova ($M_{Ed,fi,S2,S5,S8}=M_{Ed,fi,S3,S9}=28.6\text{kNm}$) mentre in Figura 5.10 si riporta anche quello relativo alle solette caricate dal solo peso proprio ($M_{Ed,fi,S1,S4}=6.9\text{kNm}$). Il momento resistente è stato valutato adottando per la caratterizzazione meccanica delle barre di GFRP le curve comportamentali medie del modulo elastico e della resistenza definite nel par. 4.1.2. La temperatura delle barre è stata valutata con riferimento al copriferro misurato rispetto al baricentro della barra.

Analizzando i digrammi di Figura 5.10 è possibile notare che al tempo $t=0$ la differenza di resistenza delle solette S2, S5, S8 che allo SLU è abbastanza trascurabile, risulta più marcata a causa dell'assunzione di coefficienti di sicurezza unitari e di un differente legame costitutivo del calcestruzzo adottato per la valutazione delle resistenze in condizioni di incendio. In particolare quest'ultimo fattore determina anche una variazione rispetto alle resistenze caratteristiche riportate in Tabella 5.6. Le tre solette raggiungono il collasso ($M_{Rd,fi,t}=M_{Ed,fi}$) in corrispondenza di una temperatura di circa 450°C ; tuttavia, a causa del differente copriferro, le solette S2, S8 (con copriferro 32mm) raggiungono il collasso al tempo di circa 75 minuti mentre la soletta S5 (caratterizzata da un copriferro maggiore, ovvero 51mm) al tempo di circa 139 minuti. Ciò conferma il notevole effetto del copriferro sul tempo di resistenza al fuoco.

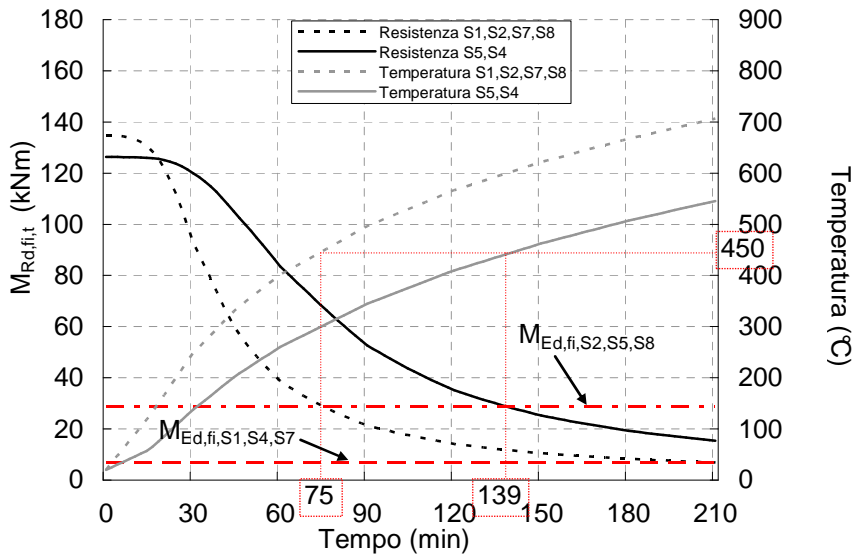


Figura 5.10 Diagrammi Momento resistente-Tempo-Temperatura per le solette S1, S2, S4, S5, S7, S8

Per le solette S3, S6, S9 (Figura 5.11) non si riscontra una significativa differenza di resistenza al tempo $t=0$. Inoltre, tali valori non sono molto dissimili da quelli ottenuti allo SLU. Ciò è legato al minore quantitativo di armatura presente in queste solette, che, a differenza di quanto accade per le

solette S2, S5, S6, non consente di sviluppare importanti deformazioni nel calcestruzzo. Le tre solette raggiungono il collasso ($M_{Rd,fi,t} = M_{Ed,fi}$) in corrispondenza di una temperatura di circa 395°C; tuttavia, a causa del differente copriferro, le solette S3, S9 (con copriferro 32mm) raggiungono il collasso al tempo di circa 59 minuti mentre la soletta S6 (caratterizzata da un copriferro maggiore, ovvero 51mm) al tempo di circa 109 minuti. Ciò conferma nuovamente il notevole effetto del copriferro sul tempo di resistenza al fuoco. I risultati appena descritti sono sintetizzati in Tabella 5.9.

Dal confronto tra le diverse solette, inoltre, si evidenzia anche l'effetto del livello di carico. Le solette S2, S3, S8, S9, caratterizzate dallo stesso copriferro hanno livelli di carico differenti. Le solette S2, S8, con livello di carico $\eta_{fi}=44\%$ presentano un tempo di resistenza al fuoco (75min) maggiore di quello delle solette S3, S9 (59min) caricate con un livello di carico maggiore ($\eta_{fi}=62\%$). La soletta S5, con copriferro 51mm come la soletta S6, caricata con un livello di carico $\eta_{fi}=44\%$ presenta un tempo di resistenza al fuoco (139min) maggiore di quello della soletta S6 (109min) caricata con un livello di carico maggiore ($\eta_{fi}=62\%$).

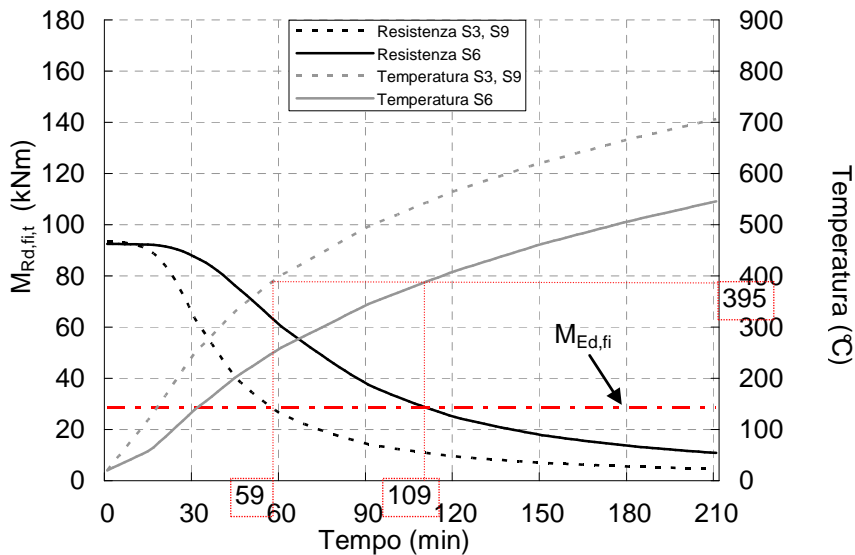


Figura 5.11 Diagrammi Momento resistente-Tempo-Temperatura per le solette S3, S6, S9

Tabella 5.9 Livelli di carico, momento sollecitante in mezzzeria e tempi di resistenza al fuoco e temperatura delle barre stimati per ciascuna soletta

Set	Soletta	Livello di carico, η_{fi} [%]	Momento sollecitante [kNm]	Tempo di resistenza al fuoco [min]	Temperatura nelle barre [°C]
I	S1	10	6.9	210	700
	S2	44	28.6	75	450
	S3	62	28.6	59	395
II	S4	10	6.9	>210	>700
	S5	44	28.6	139	450
	S6	62	28.6	109	395
III	S7	10	6.9	210	700
	S8	44	28.6	75	450
	S9	62	28.6	59	395

5.6 Descrizione e distribuzione della strumentazione di prova

Allo scopo di valutare l'evoluzione delle temperature e delle deformazioni durante l'esposizione al fuoco all'interno delle solette, ciascuna di esse è dotata di una serie di termocoppie ed estensimetri. Tali strumentazioni sono disposte sia esternamente alle solette che al loro interno prima della fase di getto. Nei paragrafi seguenti sono indicate le specifiche che riguardano la distribuzione delle strumentazioni di misura all'interno delle solette.

5.6.1 Distribuzione delle termocoppie delle solette

Prima del getto delle solette, ciascuna di esse è dotata di un congruo numero di termocoppie³ interne. Nello specifico⁴:

³ Le termocoppie sono uno strumento di misurazione della temperatura nel punto in cui sono applicate. Il principio di funzionamento delle termocoppie è legato al cosiddetto effetto Seebeck, effetto termoelettrico per cui, in un circuito realizzato con due materiali metallici conduttori, una differenza di temperatura genera elettricità. Le termocoppie possono essere realizzate con diverse tipologie di termoelementi (conduttori elettrici), che vengono uniti in modo da determinare una differenza di potenziale associata al campo termico; tale condizione si verifica quando la giunzione di misurazione e quella di riferimento si trovano a due diverse temperature: la giunzione di misurazione è quella parte della termocoppia che si trova soggetta alla temperatura che si vuole misurare, mentre, la giunzione di riferimento è quella parte della

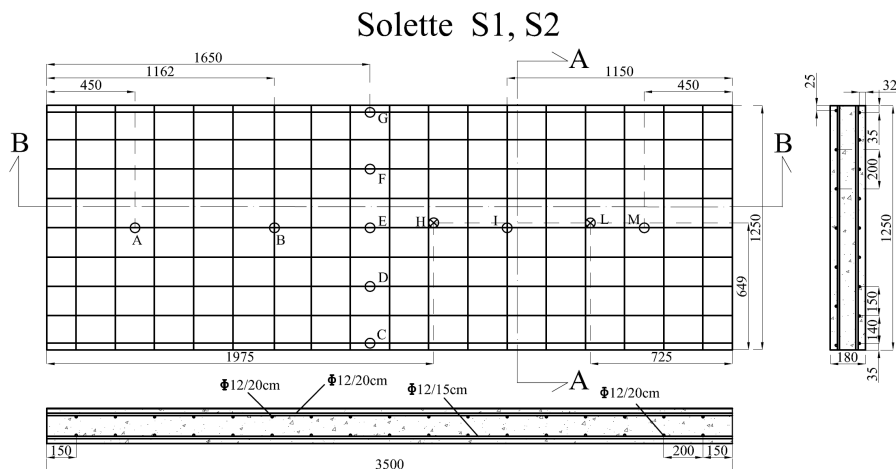
- 32 termocoppie per ciascuna delle solette S1, S2 (cfr. Figura 5.12) e S3 (cfr. Figura 5.13);
- 36 termocoppie per ciascuna delle solette S4, S5 (cfr. Figura 5.14) e S6 (cfr. Figura 5.15);
- 48 termocoppie per ciascuna delle solette S7, S8 (cfr. Figura 5.16) e S9 (cfr. Figura 5.17).

Le termocoppie adottate sono del tipo K a fili scoperti con diametro 0.8mm rivestito in fibra ceramica⁵. Tutte le termocoppie sono disposte sulle barre longitudinali della maglia di armatura inferiore e sono allineate secondo gli assi principali di simmetria delle solette; le loro posizioni sono nominate con lettere alfabetiche. In corrispondenza di ogni posizione, in generale, sono disposte un numero minimo di due termocoppie identificate per mezzo di una numerazione; tali termocoppie sono posizionate sulla superficie esterna della barra una sopra la barra e l'altra sotto la barra, al fine di registrare le variazioni di temperature in corrispondenza della superficie inferiore e superiore della barra di FRP. Fanno eccezione, ad esempio, le posizioni indicate con H ed L che, per tutte le solette testate, non si riferiscono a una coppia di termocoppie bensì a termocoppie disposte a varie quote lungo la stessa verticale, allo scopo di ottenere l'evoluzione delle variazioni di temperatura lungo lo spessore delle solette. Nelle solette S7, S8, S9, al fine di valutare la distribuzione di temperature nella zona d'estremità delle solette, si sono disposte diverse termocoppie (posizioni AC, AL, MC, ML) lungo lo sviluppo longitudinale delle barre.

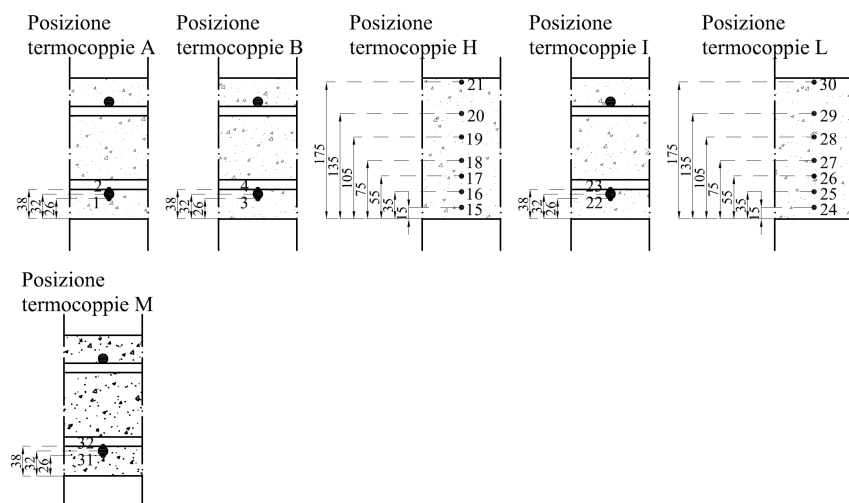
termocoppia che si trova a temperatura nota. Le termocoppie di tipo K, adottate per le prove in esame, sono realizzate con cavi di Nickel e Cromo. L'intervallo nominale di applicazione è $-270\div 1372^{\circ}\text{C}$.

⁴ Oltre alle termocoppie qui riportate ci sono alcune termocoppie disposte in corrispondenza degli estensimetri (vedi par. 5.6.2).

⁵ Le termocoppie utilizzate sono state preparate seguendo le indicazioni fornite dalla casa costruttrice e sintetizzate di seguito. Il filo delle termocoppie, costituito originariamente da un unico rotolo, è stato tagliato in più spezzoni della lunghezza desiderata, pari cioè a circa 50cm, le due estremità del filo sono state ripulite del ricoprimento esterno per una lunghezza di poco superiore al centimetro, mettendo a nudo i due fili interni, questi ultimi da un lato sono stati avvolti a spirale ottenendo così la testa di lettura delle termocoppie, dall'altro lato i fili sono stati lasciati separati per poterli poi raccordare alla strumentazione del laboratorio attraverso il cavo di estensione delle termocoppie.



Allineamento longitudinale



Allineamento trasversale

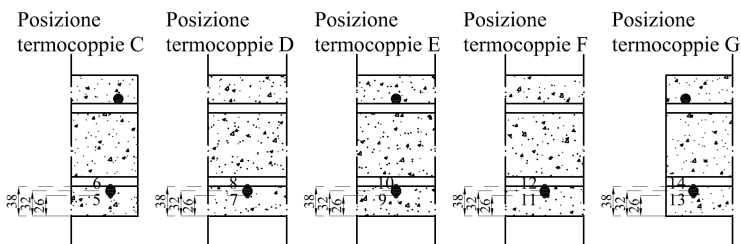


Figura 5.12 Quadro complessivo della disposizione delle termocoppie all'interno delle solette S1 e S2 (dimensioni in mm)

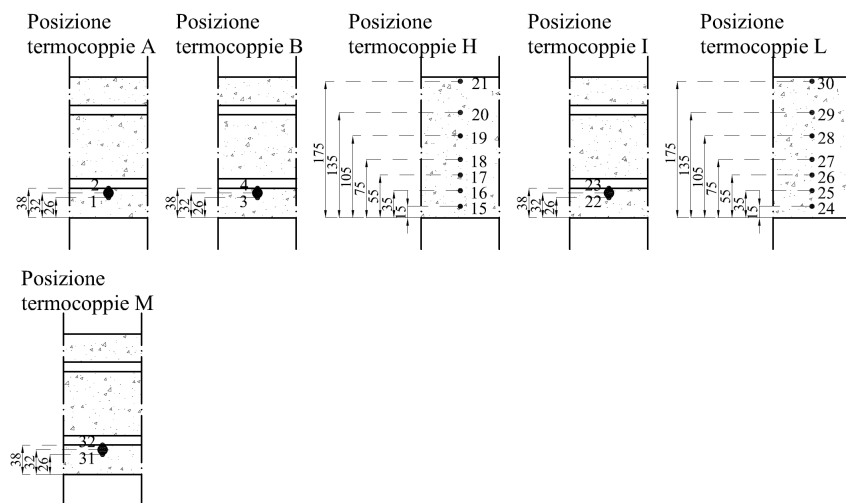
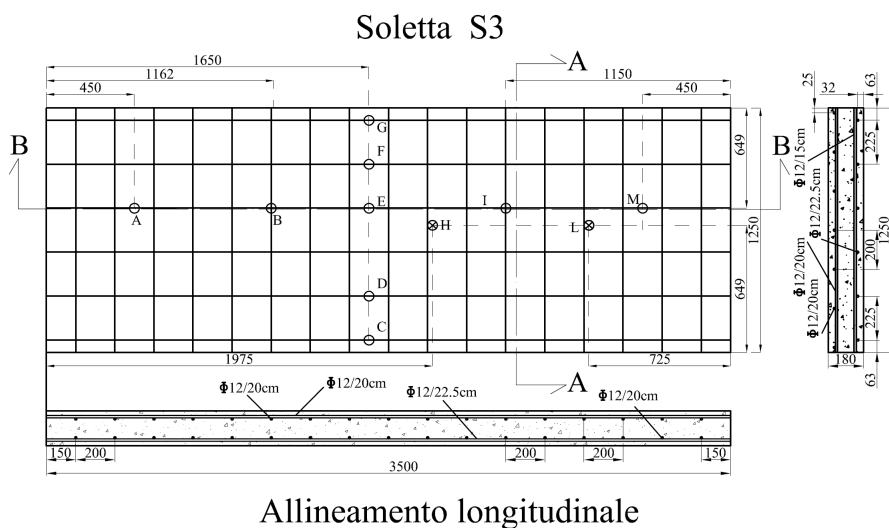
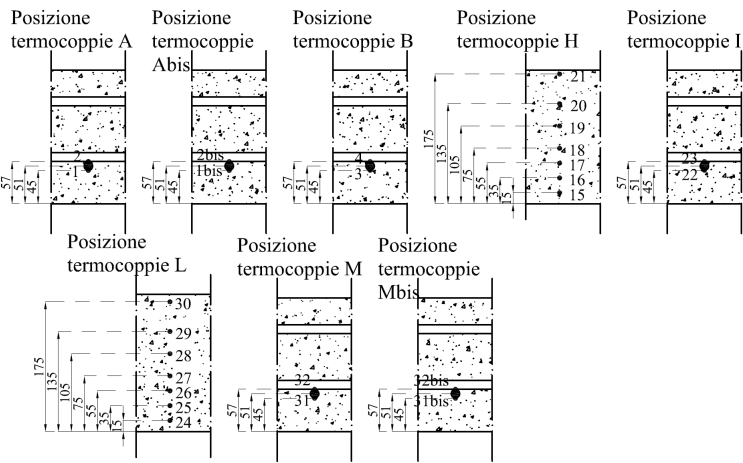
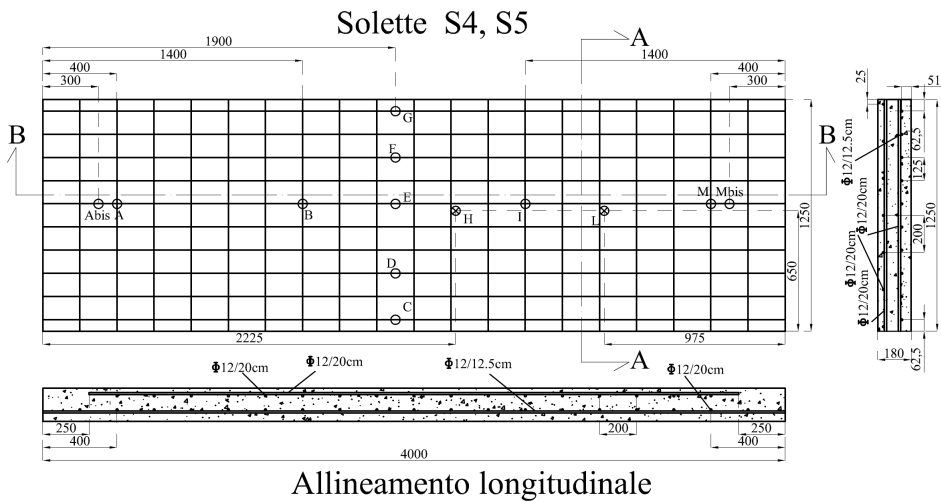


Figura 5.13 Quadro complessivo della disposizione delle termocoppie all'interno della soletta S3 (dimensioni in mm)



Allineamento trasversale

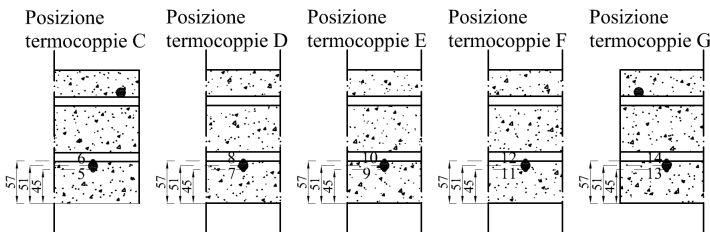
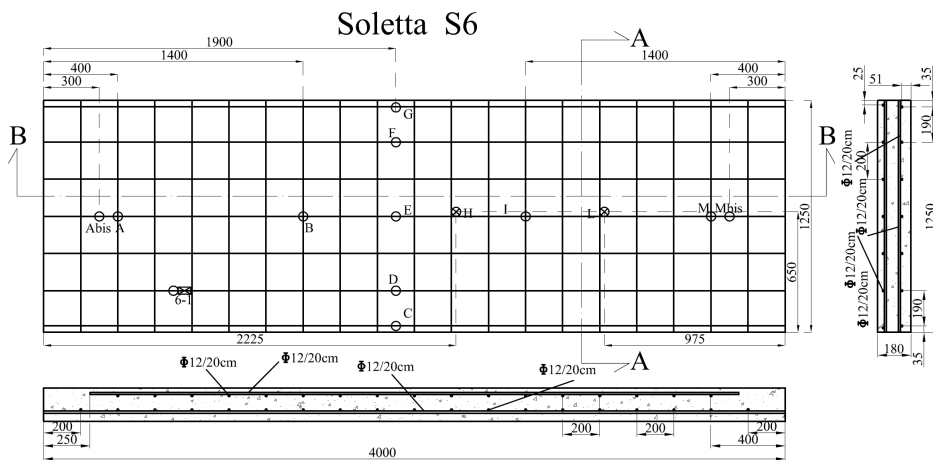
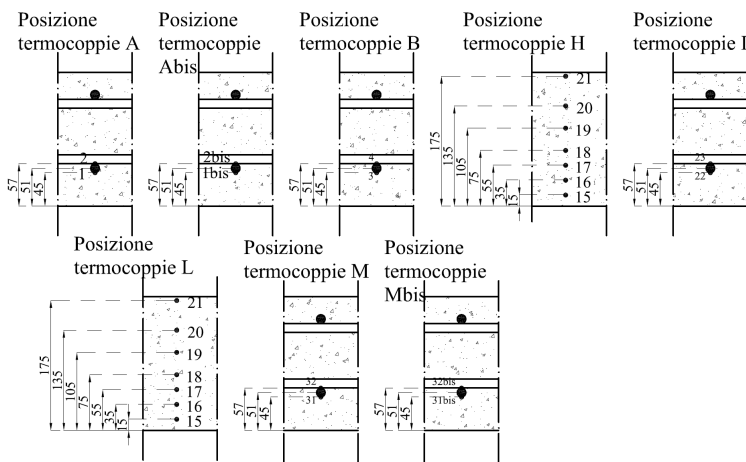


Figura 5.14 Quadro complessivo della disposizione delle termocoppie all'interno delle solette S4 e S5 (dimensioni in mm)



Allineamento longitudinale



Allineamento trasversale

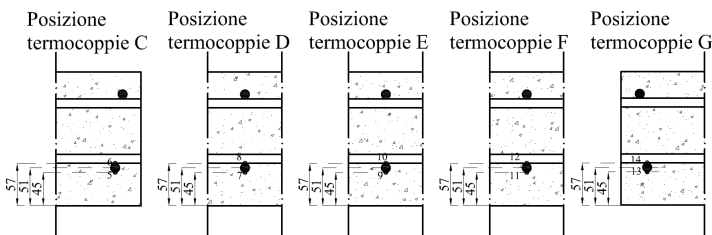


Figura 5.15 Quadro complessivo della disposizione delle termocoppie all'interno della soletta S6 (dimensioni in mm)

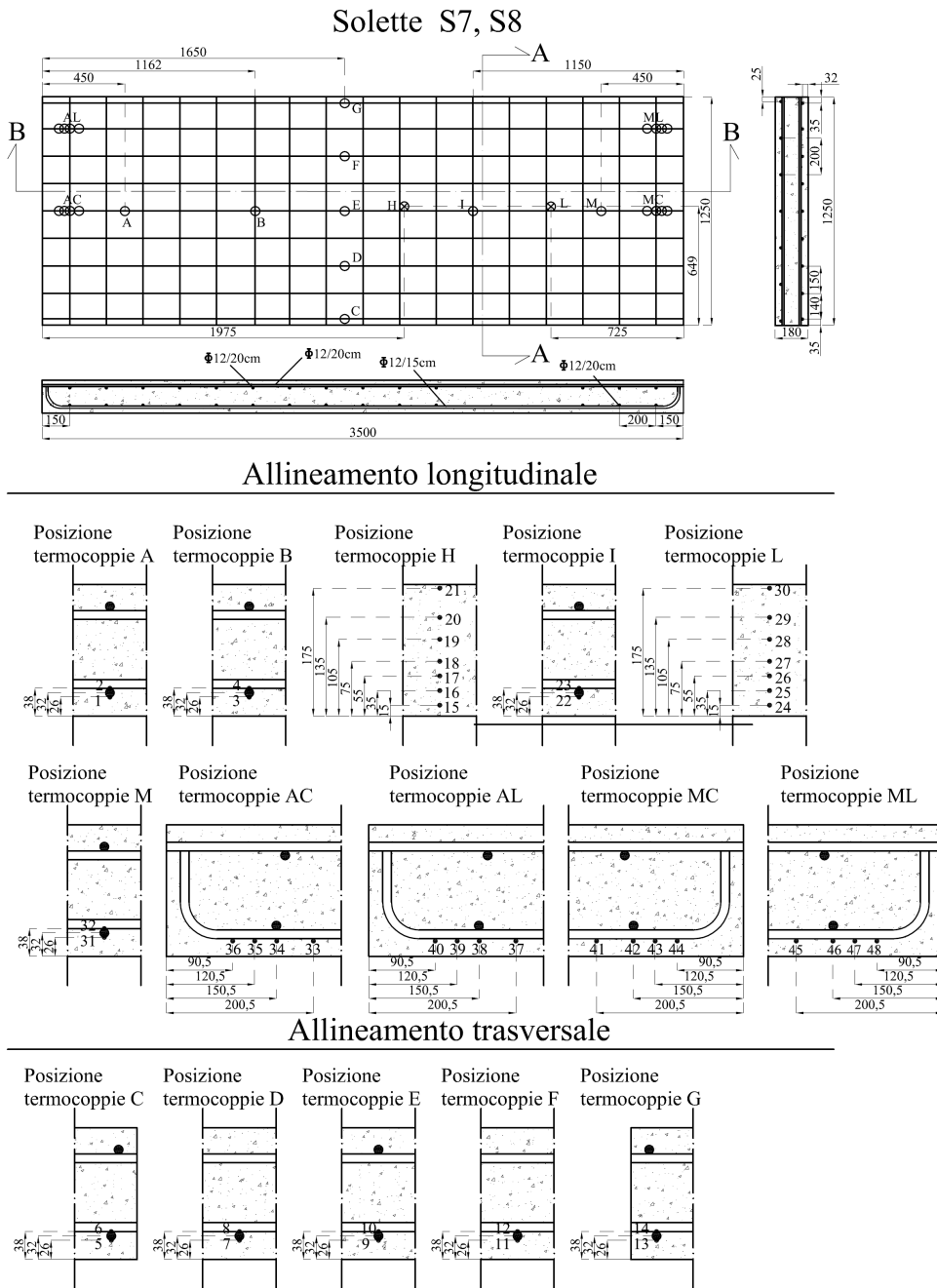
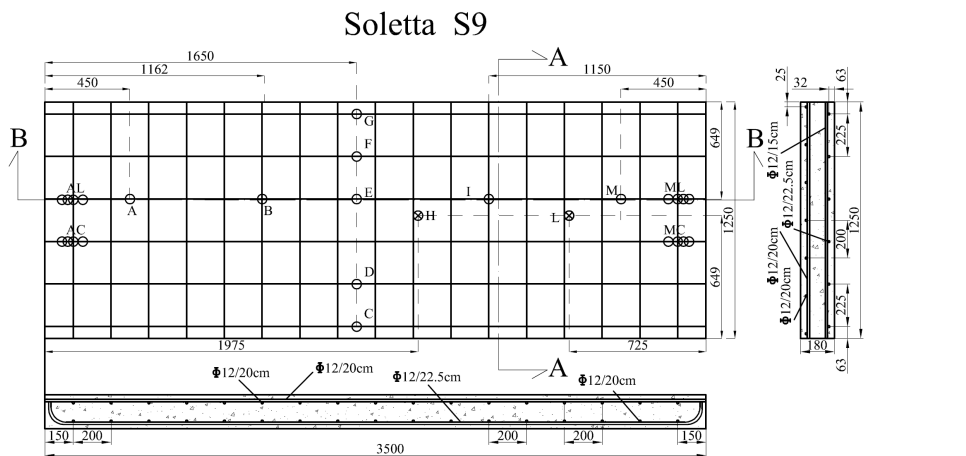


Figura 5.16 Quadro complessivo della disposizione delle termocoppie all'interno delle solette S7 e S8 (dimensioni in mm)



Allineamento longitudinale

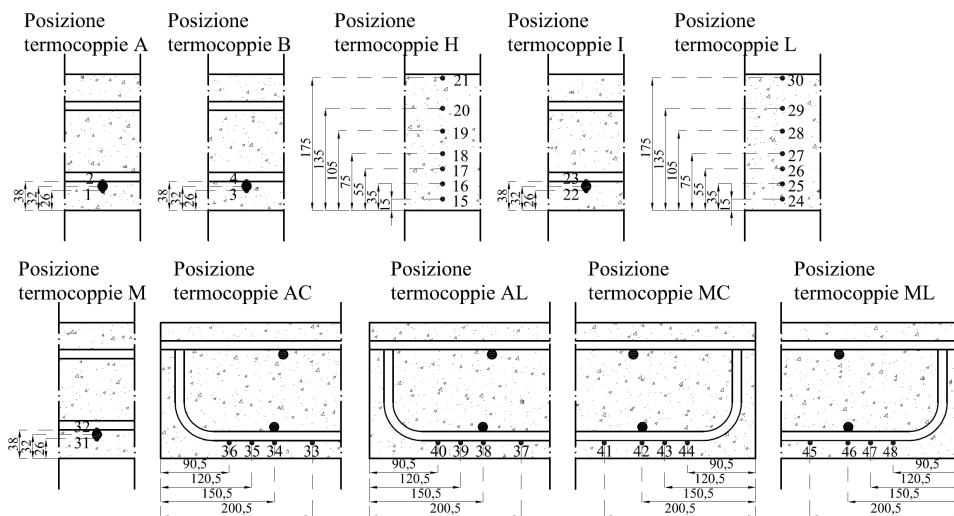


Figura 5.17 Quadro complessivo della disposizione delle termocoppie all'interno della soletta S9 (dimensioni in mm)

Oltre che internamente alle solette, al fine di valutare la temperatura all'estradosso, in ciascuna soletta sono disposte ulteriori termocoppie su tale superficie non esposta direttamente al fuoco durante le prove nel forno; le posizioni e le numerazioni di queste termocoppie sono riportate negli schemi di Figura 5.18 e Figura 5.19. Come vedremo meglio nel paragrafo 5.6.2, nelle posizioni di mezzeria in corrispondenza delle termocoppie prossime all'estremità delle solette, sono stati posizionati anche due estensimetri (nelle figure gli estensimetri sono indicati con il simbolo \otimes); quest'ultimi, così come le termocoppie, sono stati incollati sulla superficie di estradosso.

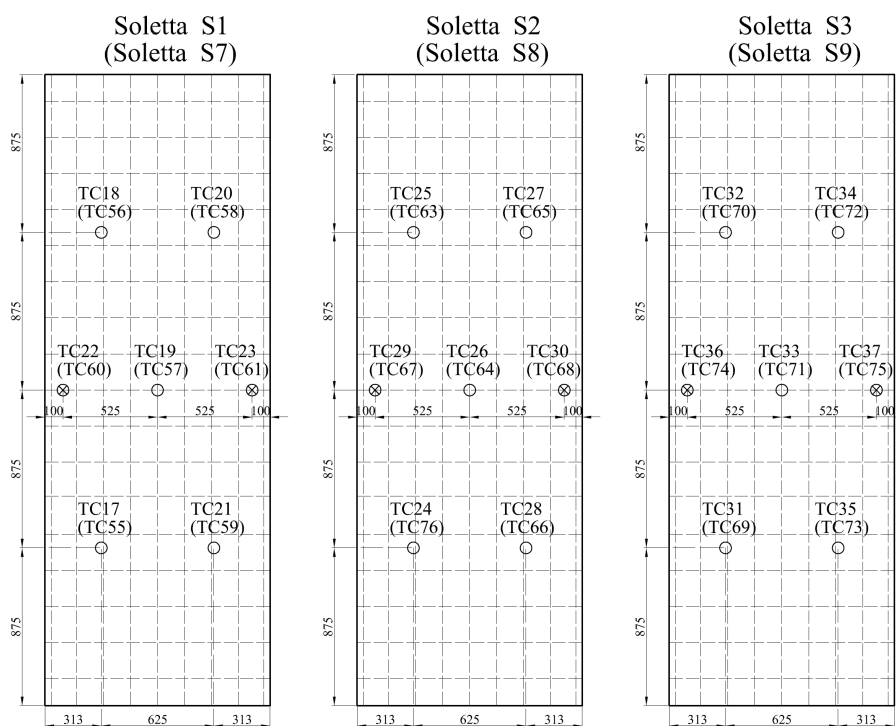


Figura 5.18 Posizione delle termocoppie sulla superficie di estradosso delle solette del Set I e del Set III

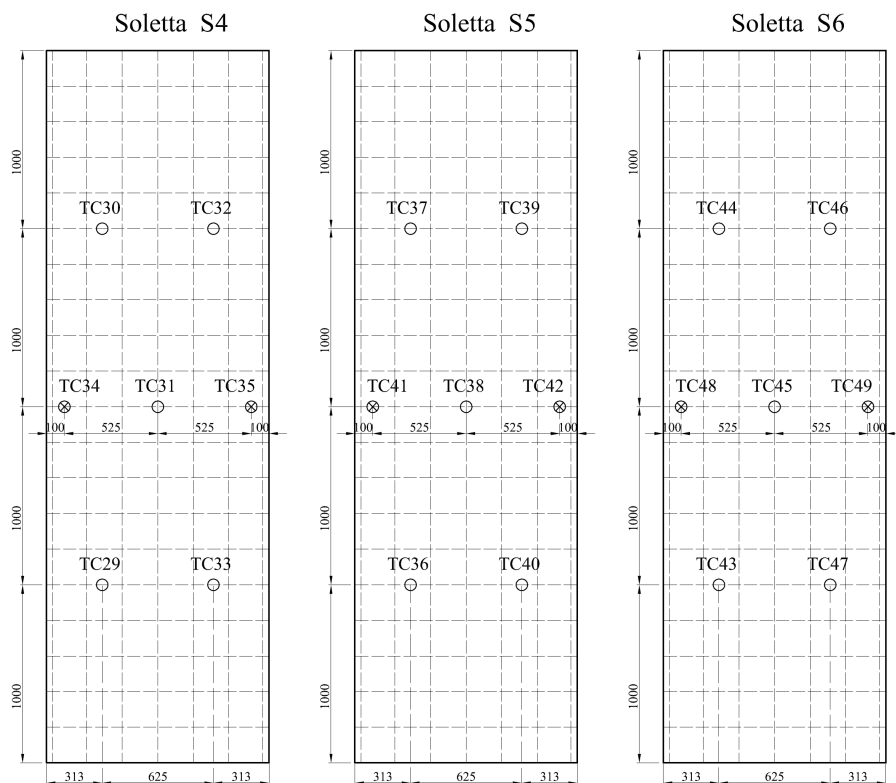


Figura 5.19 Posizione delle termocoppie sulla superficie di estradosso delle solette del Set II

5.6.2 Distribuzione degli estensimetri delle solette

La posizione degli estensimetri disposti nelle solette sono indicate in Figura 5.20 (solette del Set I), in Figura 5.21 (solette del Set II) ed in Figura 5.22 (solette del Set III). L'estensimetro appartenente alla soletta SX in posizione Y è individuato dalla sigla X-Y. In generale, gli estensimetri sono disposti in mezzeria ed in prossimità dell'appoggio sulla superficie superiore delle barre longitudinali della maglia di armatura inferiore. A questi si aggiungono 2 estensimetri disposti in prossimità della sezione di mezzeria: tali estensimetri sono disposti all'estradosso della soletta per le solette del Set I e II e sulla superficie superiore delle barre longitudinali della maglia di armatura superiore per le solette del Set III.

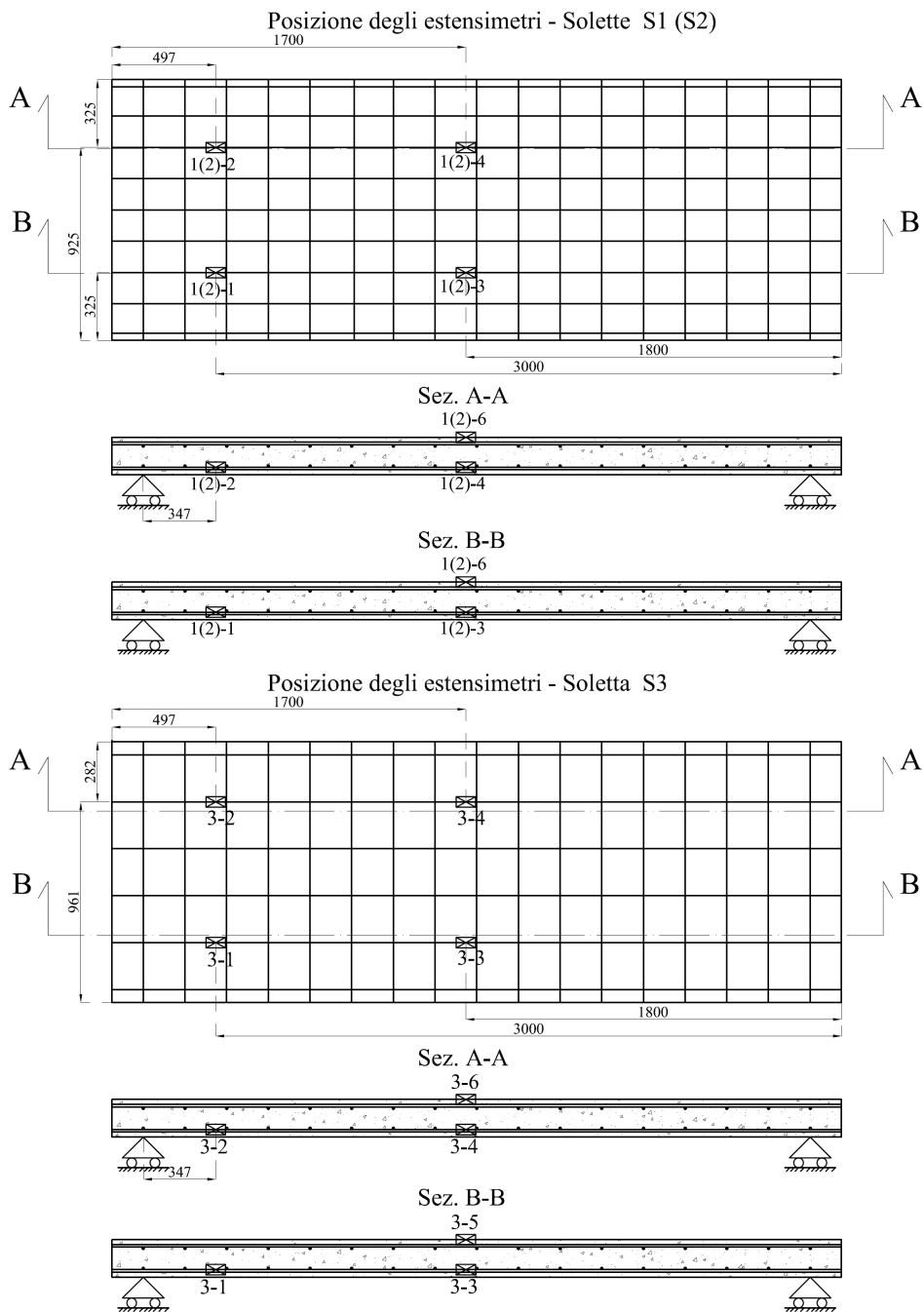


Figura 5.20 Posizione degli estensimetri delle solette S1, S2 ed S3

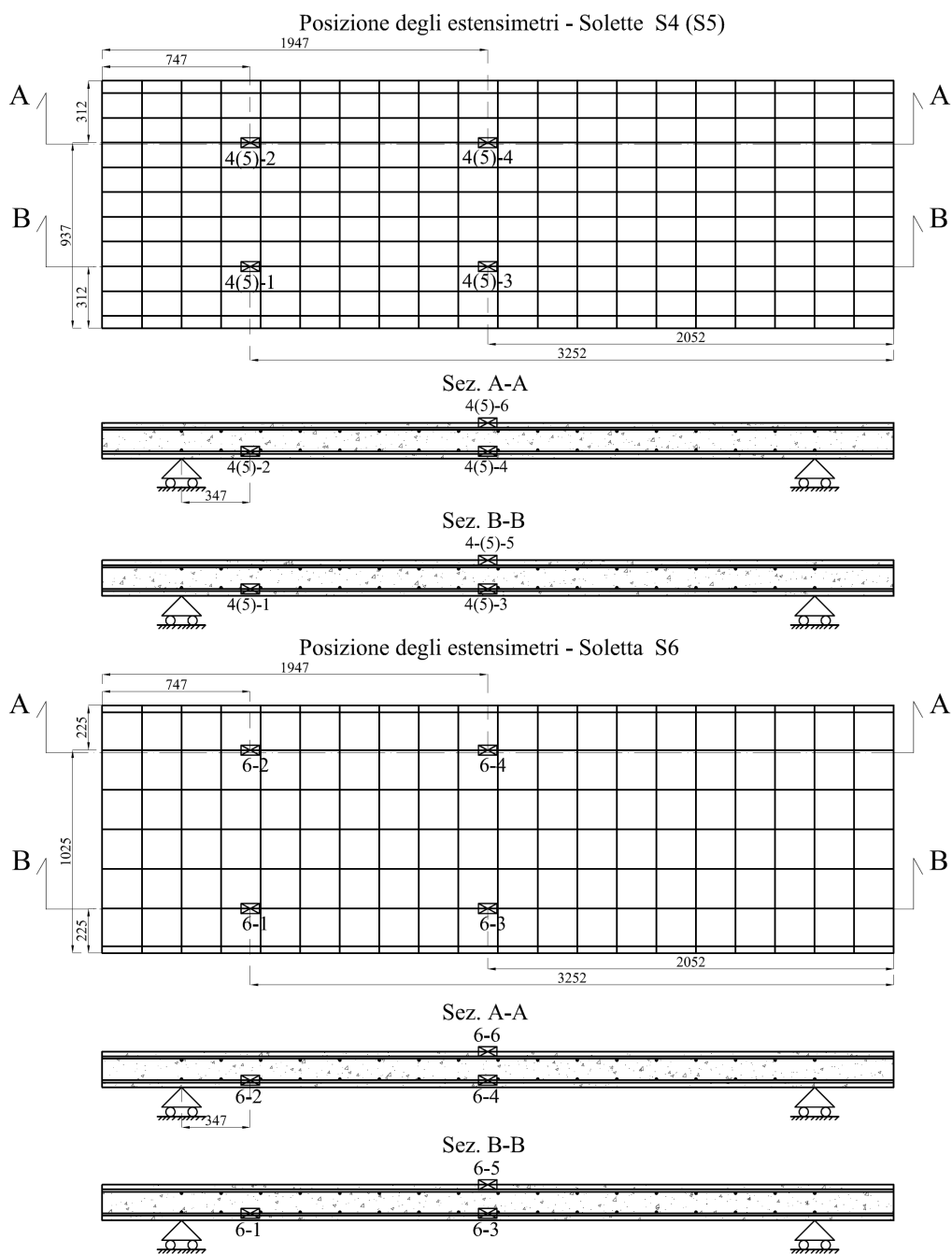


Figura 5.21 Posizione degli estensimetri delle solette S4, S5 ed S6

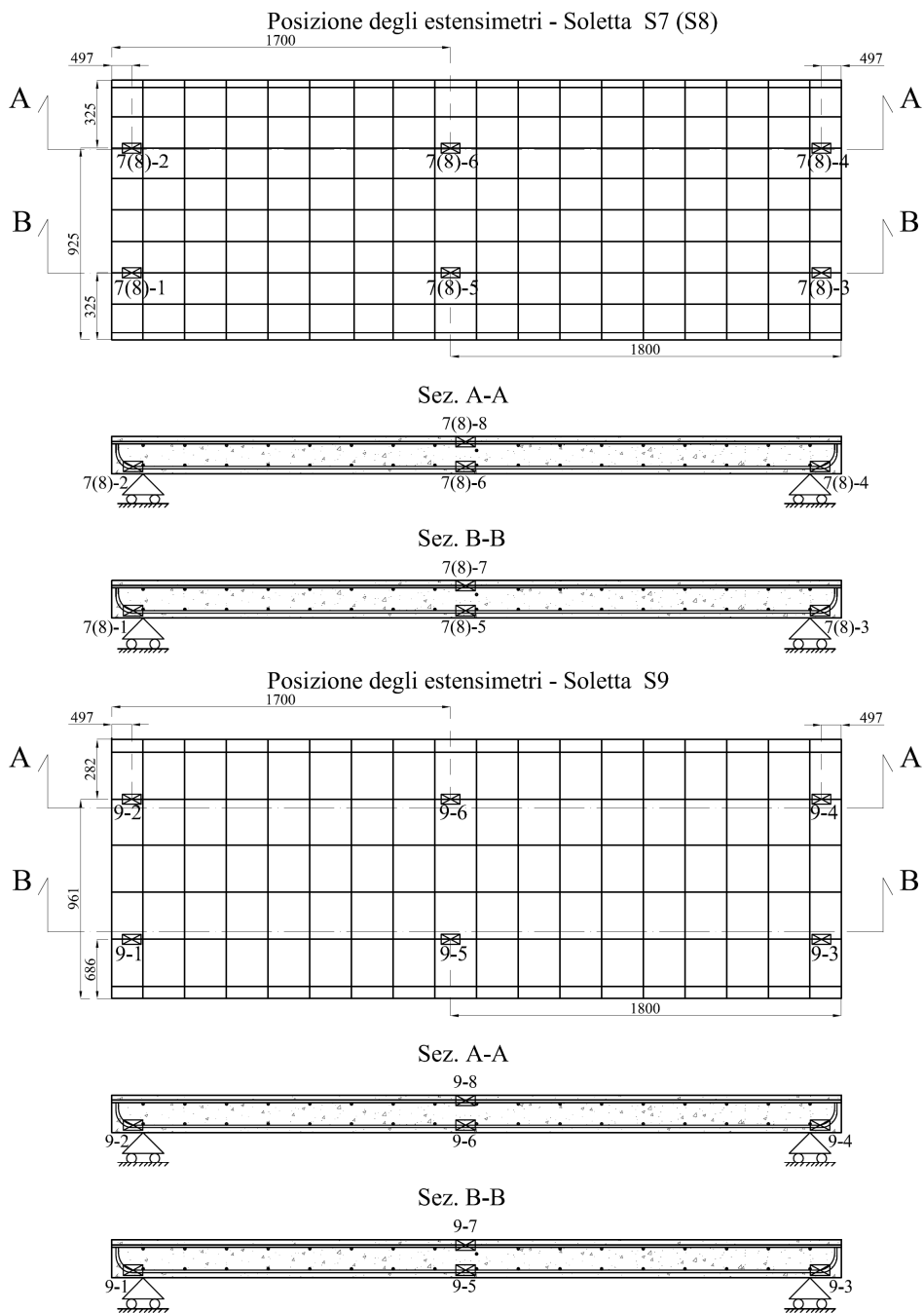


Figura 5.22 Posizione degli estensimetri delle solette S7, S8 ed S9

5.7 Preparazione dei campioni di prova

Ciascuna soletta è stata realizzata all'interno di casseforme metalliche di dimensioni adeguate. Le maglie di armatura superiore ed inferiore sono state realizzate su appositi banconi e successivamente disposte all'interno delle casseforme. Le armature inferiori sono state disposte su dei distanziatori in calcestruzzo (Figura 5.23) che hanno consentito di garantire i copriferri lordi di progetto (32mm per le solette S1, S2, S3, S7, S8, S9 e 52mm per le solette S4, S5 ed S6). Una volta disposte le armature inferiori delle solette si è provveduto al posizionamento delle termocoppie (Figura 5.23) in accordo agli schemi da Figura 5.12 a Figura 5.17.

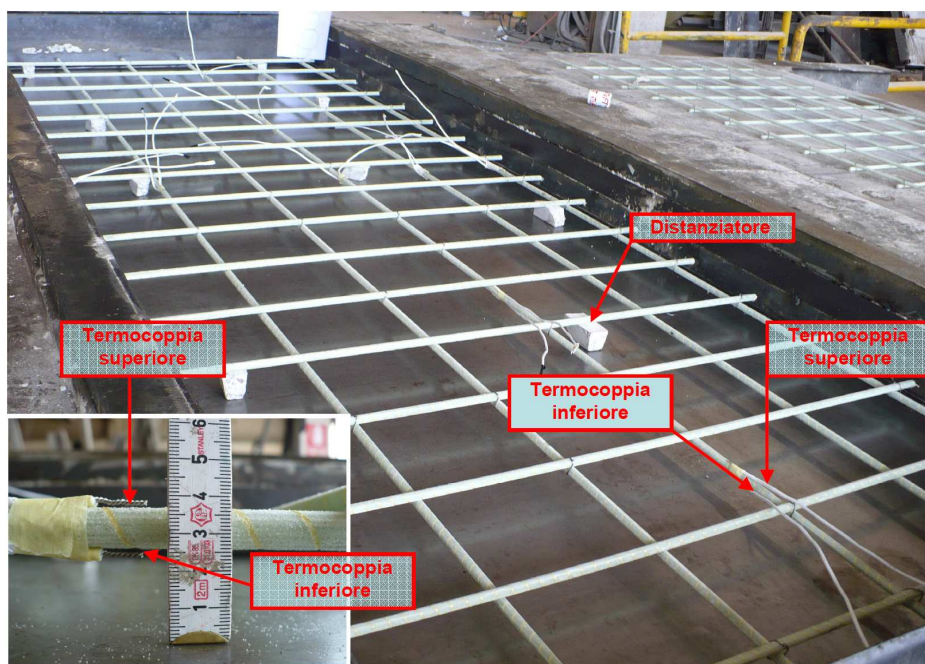


Figura 5.23 *Maglia di armatura inferiore della soletta S3 disposta su distanziatori ed equipaggiata con termocoppie disposte lungo gli assi di simmetria*

Successivamente si sono disposti gli estensimetri in accordo con gli schemi da Figura 5.20 a Figura 5.22. Gli estensimetri utilizzati del tipo LY18-6/120, acquistati dalla ditta HBM Italia, sono stati incollati sulle barre (Figura 5.24a) con un collante a freddo tipo X280 che ha fatto presa nel tempo di circa 1

minuto. Sulla base delle informazioni fornite dal produttore, sia gli estensimetri che l'adesivo sono caratterizzati da una temperatura limite di operatività pari a 200°C. I cavi, invece, possono funzionare correttamente fino alla temperatura di 250°C. Tuttavia, come si vedrà successivamente, quando la temperatura delle barre raggiunge valori prossimi alla temperatura di transizione vetrosa si verifica una perdita di aderenza dell'estensimetro dalla barra a causa del rammollimento della resina sulla quale l'estensimetro risulta incollato.

Dopo la fase di incollaggio, per proteggere gli estensimetri dall'acqua contenuta nel getto di calcestruzzo, è stata applicata una matrice di rivestimento del tipo AK22 di colore verde in modo da occludere tutte le vie di passaggio per l'acqua. Infine, per evitare che la violenza del getto di calcestruzzo permettesse agli inerti in esso contenuti di lacerare la superficie della matrice di rivestimento, rendendola in tal modo inefficace, al di sopra di essa è stato applicato uno strato di silicone del tipo SG250 (Figura 5.24b).

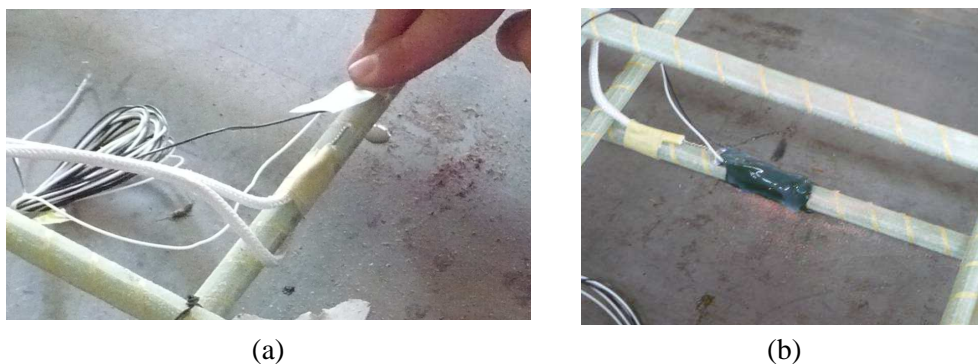


Figura 5.24 Foto esempio di applicazione dell'estensimetro: (a) incollaggio; (b) protezione.

La Figura 5.25 restituisce un quadro d'insieme della distribuzione dei quattro estensimetri all'interno delle solette, evidenziati nei cerchi in rosso.

Dopo aver applicato la strumentazione sulla griglia inferiore si è provveduto al controllo dei copriferri. A tal proposito si riportano alcune foto significative delle solette S1, S2, S3 (Figura 5.26), S4, S5, S6 (Figura 5.27) ed S7, S8, S9 (Figura 5.28).

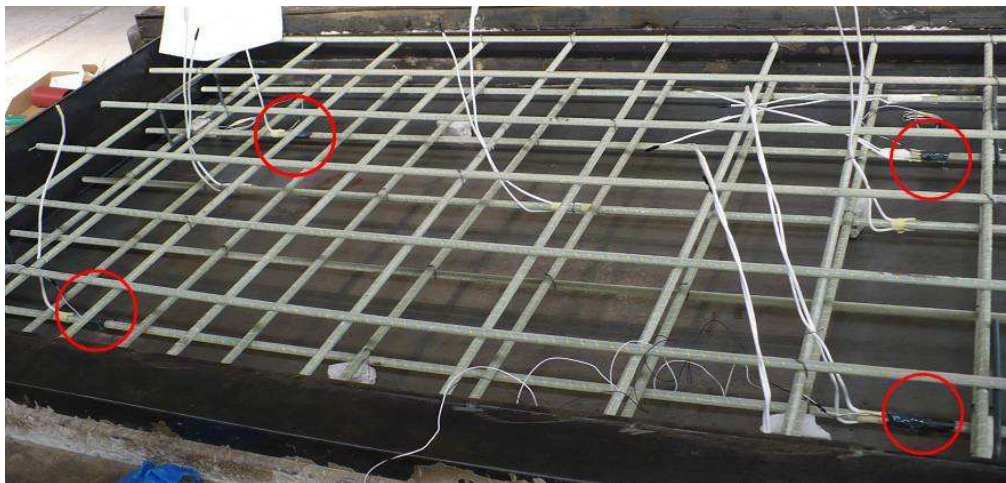


Figura 5.25 Posizione dei quattro estensimetri della soletta S3

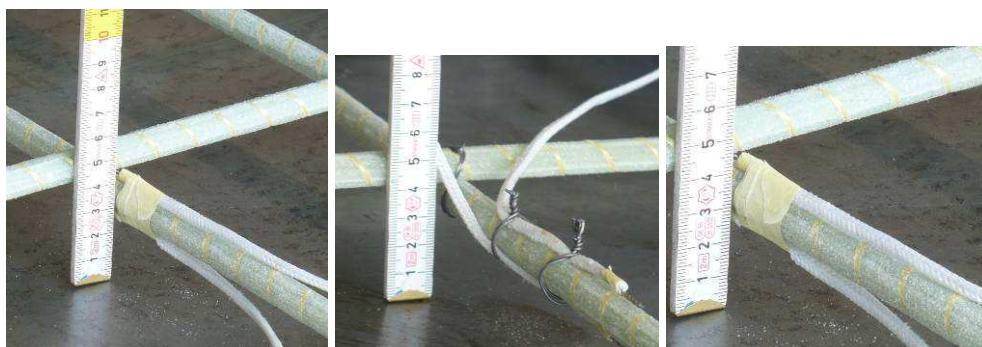


Figura 5.26 Particolare di disposizione delle termocoppie e verifica del copriferro di 32mm, valutato rispetto all'asse della barra, rispettivamente sulle solette S1, S2 e S3

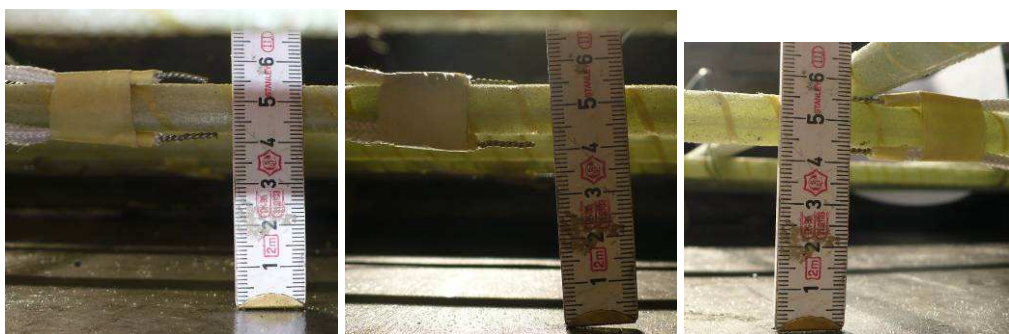


Figura 5.27 Particolare di disposizione delle termocoppie e verifica del copriferro di 51mm, valutato rispetto all'asse della barra, rispettivamente sulle solette S4, S5 e S6



Figura 5.28 Particolare di disposizione delle termocoppie e verifica del copriferro di 51mm, valutato rispetto all'asse della barra, rispettivamente sulle solette S7, S8 e S9

Il passo successivo è stato quello di disporre le armature superiori, fissando le barre, precedentemente assemblate in griglie, alla quota opportuna con l'aiuto di distanziatori di materiale plastico. Infine, si è provveduto al posizionamento delle termocoppie in posizione H ed L. L'insieme delle termocoppie in ciascuna di queste ultime posizioni, utili per ottenere le letture delle temperature lungo lo spessore delle solette, è stato ottenuto attraverso la realizzazione di cilindretti di calcestruzzo di altezza uguale allo spessore delle solette al cui interno si sono disposte le termocoppie nella posizione desiderata. La realizzazione dei cilindretti è avvenuta lo stesso giorno del getto delle solette attraverso il riempimento di adeguati tubi di plastica, in cui, dopo aver inserito le termocoppie alle quote desiderate, è stato gettato il calcestruzzo (Figura 5.29a). Non appena il calcestruzzo ha raggiunto una sufficiente resistenza, si è provveduto allo scasseramento dei cilindretti (Figura 5.29b) ed al loro inserimento nella soletta tra le maglie di armatura e quindi al completamento delle solette con il getto di calcestruzzo (Figura 5.30).



(a) dopo il getto del calcestruzzo



(b) dopo lo scasseramento

Figura 5.29 Cilindretti in calcestruzzo

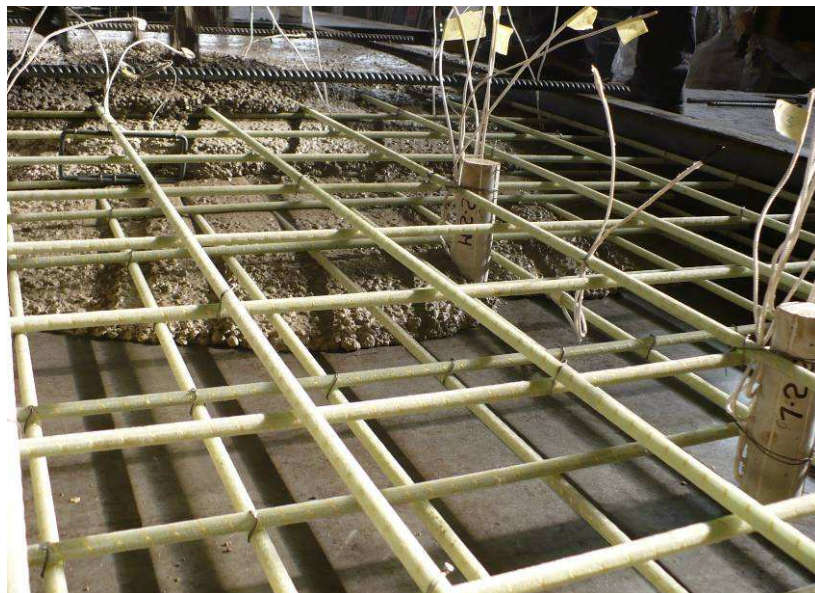


Figura 5.30 Fase di getto delle solette dopo il completo equipaggiamento

5.8 Caratteristiche meccaniche dei materiali

Dopo la fase di getto delle solette si è provveduto a verificare che le proprietà meccaniche del calcestruzzo e delle barre di GFRP posti in opera fossero rispondenti a quelle adottate nella fase di progetto. Inoltre, per le barre di FRP è stata valutata la temperatura di transizione vetrosa attraverso la prova DMA (ASTM E1640 - 04).

5.8.1 Calcestruzzo dopo il getto

La data del getto delle S1, S2, S3, S4, S5, S6 (getto n°1) è stata differente da quella delle solette S7, S8, S9 (getto n°2). Durante ciascuna delle fasi di getto sono stati realizzati 12 provini cubici, delle dimensioni di $150 \times 150 \times 150 \text{ mm}^3$: sei provini sono stati fatti maturare in acqua, secondo le indicazioni della UNI EN12390-2 (2002) (Prova su calcestruzzo indurito - Confezione e stagionatura dei provini per prove di resistenza), e dopo 28 giorni sono stati sottoposti alla prova di schiacciamento, con macchina universale, al fine di verificare la classe di resistenza di progetto. I provini del getto n°1, dopo 28 giorni, hanno mostrato

un valore medio della resistenza cubica a compressione, R_{cm} , pari a 46.4 N/mm^2 , ovvero un valore medio della resistenza cilindrica a compressione, f_{cm} , pari a 38.55 N/mm^2 (in accordo alle NTC2008, $f_{cm} = 0.83 \cdot R_{cm}$). I provini del getto n°2, invece, dopo 28 giorni, hanno mostrato un valore medio della resistenza cubica a compressione, R_{cm} , pari a 51.0 N/mm^2 , ovvero un valore medio della resistenza cilindrica a compressione, f_{cm} , pari a 42.32 N/mm^2 . Tali valori di resistenza risultano lievemente maggiori di quelli del getto n°1 (vedi Tabella 5.10). Entrambi i getti hanno confermato la classe di resistenza di progetto, ovvero C35/45.

I rimanenti sei cubetti sono stati mantenuti nelle stesse condizioni ambientali a cui sono state soggette le solette ed il peso di tali provini è stato monitorato più volte nel tempo al fine di valutare, durante il processo di maturazione del calcestruzzo, il quantitativo di acqua espulsa dal calcestruzzo ed ottenere una stima del grado di stagionatura. È importante sottolineare che la presenza di una eccessiva quantità di acqua all'interno delle solette durante l'esposizione al fuoco può causare problemi di spalling, ovvero di distacco del calcestruzzo dalla superficie esposta al fuoco (*spalling*), a causa dell'evaporazione dell'acqua residua all'interno delle solette stesse. Il monitoraggio ha evidenziato che la perdita di acqua da parte dei provini era significativa nei primi due mesi di stagionatura e decisamente più lenta nei mesi successivi. Pertanto, le prove al fuoco sono state effettuate dopo sei mesi di maturazione, ritenendo che il quantitativo di acqua interstiziale potesse essere abbastanza limitato. Difatti, la valutazione del contenuto d'acqua, effettuata facendo essiccare un campione di calcestruzzo in un forno alla temperatura di 105°C per 24 ore, ha fornito una percentuale di umidità pari al 4% in peso.

Nello stesso periodo in cui sono state eseguite le prove di resistenza al fuoco sulle solette, sono state anche effettuate le prove di compressione sui rimanenti sei cubetti di calcestruzzo. I provini del getto n°1, dopo 6 mesi dal getto, hanno mostrato un valore medio della resistenza cubica a compressione, R_{cm} , pari a 55.15 N/mm^2 , ovvero un valore medio della resistenza cilindrica a compressione, f_{cm} , pari a 45.77 N/mm^2 , con un incremento di circa il 20% rispetto alla resistenza misurata dopo 28gg di maturazione. I provini del getto n°2, invece, dopo 6 mesi dal getto, hanno mostrato un valore medio della

resistenza cubica a compressione, R_{cm} , pari a 50.25 N/mm^2 , ovvero un valore medio della resistenza cilindrica a compressione, f_{cm} , pari a 41.70 N/mm^2 . In Tabella 5.10 sono sintetizzati, per ciascun Set di solette, i valori delle resistenze registrate sia a 28 gg che a 6 mesi dal getto.

Tabella 5.10 Resistenza a compressione del calcestruzzo

Tempo trascorso dopo il getto	Getto (Set)	
	getto n°1 (Set I-II)	getto n°2 (Set III)
28 giorni	$R_{cm} = 46.45 \text{ N/mm}^2$	$R_{cm} = 51 \text{ N/mm}^2$
	$f_{cm} = 38.55 \text{ N/mm}^2$	$f_{cm} = 42.32 \text{ N/mm}^2$
6 mesi	$R_{cm} = 55.15 \text{ N/mm}^2$	$R_{cm} = 50.25 \text{ N/mm}^2$
	$f_{cm} = 45.77 \text{ N/mm}^2$	$f_{cm} = 41.70 \text{ N/mm}^2$

5.8.2 Barre di GFRP

Cinque campioni di barra di GFRP, prelevati dal lotto di spedizione, sono stati soggetti a prova di trazione, con macchina universale, secondo le indicazioni della norma ASTM D 7205/D 7205M - 06. Le prove hanno fornito un valore di resistenza a trazione medio pari a 1000 N/mm^2 (confermando il valore da catalogo Sireg S.p.a.) ed un valore del modulo elastico di 50000 N/mm^2 (maggiore del 20% rispetto al valore da catalogo Sireg S.p.a.).

Inoltre, un campione delle stesse barre, 50mm lungo \times 12.5mm largo \times 2.92mm spesso, è stato testato in un laboratorio specializzato⁶ sottoponendolo alla prova DMA⁷ (Dynamic Mechanical Analysis) che consente di individuare le regioni di transizione plastica e pertanto la temperatura di transizione vetrosa. La prova è stata condotta con la macchina DMA Q800, prodotta dalla TA, con flessione su 3 punti (three point bending geometry) operante alla frequenza di 1 Hz ed amplificazione di deformazione 15 μm . La temperatura variava nell'intervallo

⁶ Centro CNR di Portici (NA) sotto la supervisione del ing. Marino Lavorgna.

⁷ Tale prova rappresenta una tecnica di analisi termica per caratterizzare i materiali e, nello specifico, viene utilizzata per osservare il comportamento visco-elastico dei materiali polimerici. Il test DMA permette di terminare il modulo elastico (*storage modulus*), il modulo viscoso (*loss modulus*) e il coefficiente di smorzamento viscoso (*tan Δ*) in funzione della temperatura. La temperatura di transizione vetrosa, T_g , viene individuata al colmo della curva (*tan Δ*), che descrive l'aumento della viscosità dal materiale all'aumentare della temperatura.

-50°C÷205°C con velocità di riscaldamento di 2°C/min. La prova DMA è stata eseguita due volte (scan 1 e scan 2) sul campione di barra. In Figura 5.31 si riporta, a titolo di esempio, il risultato dello scan 1. Dalle prove si è valutata un temperatura di transizione vetrosa di circa 100°C.

In Tabella 5.11 sono sintetizzate le principali caratteristiche delle barre alla luce di queste nuove indagini.

Tabella 5.11 Caratteristiche delle barre di GFRP testate

	Parametri	Simbolo	Formula	Valori	Unità di misura
Barre GFRP	Resistenza media a trazione	f_{fu}	-	1000	N/mm ²
	Modulo elastico medio	E_f	-	50000	N/mm ²
	Temperatura di transizione vetrosa	T_g	-	100	°C
	Diametro	ϕ	-	12*	mm
	Frazione di massa delle fibre	-	-	70*	%
	Densità	ρ_b	-	1.9*	g/cm ³

*Fornito dal produttore

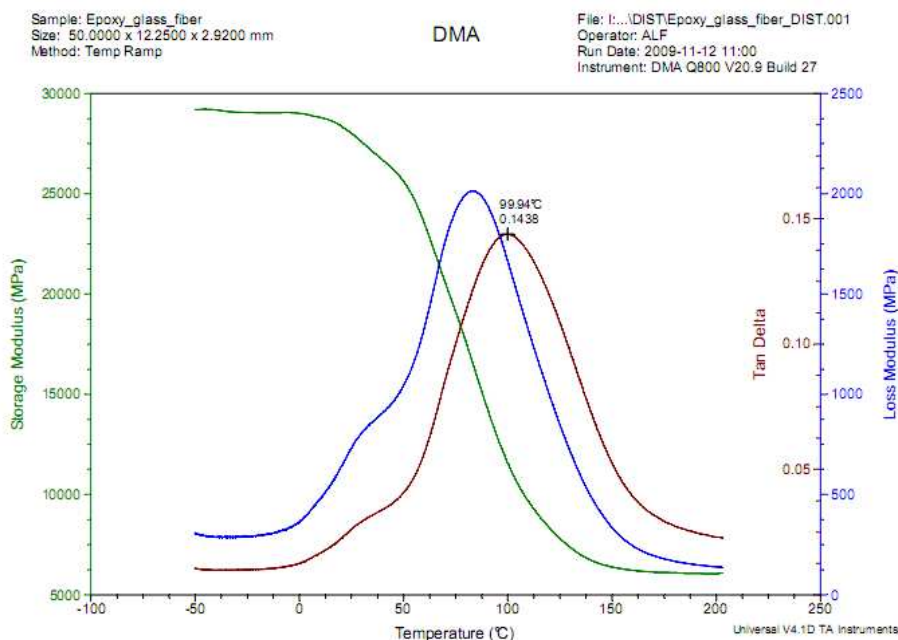


Figura 5.31 Prova DMA: Primo scan

5.9 Set-up di prova

Le solette, dopo sei mesi di maturazione, sono state sottoposte alla prova di riscaldamento in forno. Prima di descrivere dettagliatamente le procedure di prova è opportuno descrivere le caratteristiche del forno di prova.

5.9.1 Caratteristiche geometriche e di funzionamento del forno di prova

Il forno con cui sono state eseguite le prove in condizioni di incendio è stato appositamente progettato per poter valutare la resistenza al fuoco di elementi orizzontali (forno orizzontale) quali le solette; esso, infatti, è costituito da una camera dalle dimensioni di 3860mm×2880mm senza cielo, cioè senza soffitto (Figura 5.32). Le pareti del forno sono realizzate con una prima cintura di mattoni, di materiale refrattario e giunti di espansione dello spessore complessivo di 220mm, e da una struttura esterna di contenimento fatta di piatti e supporti metallici per uno spessore complessivo di 230mm; internamente le pareti del forno sono rivestite di un tessuto di fibra ceramica dello spessore di 40mm e sulla sommità delle pareti la muratura è rivestita, lungo tutto il perimetro del forno, da piatti metallici.

Durante l'esecuzione delle prove, la temperatura interna del forno viene costantemente monitorata attraverso 8 termocoppie localizzate all'interno del forno e disposte secondo lo schema di Figura 5.32 (ogni termocoppia è numerata con il prefisso TC). Le termocoppie sono posizionate su dei bracci metallici posti nella parte alta delle pareti interne del forno, in modo che si trovino a una distanza di circa 300mm dall'intradosso delle solette.

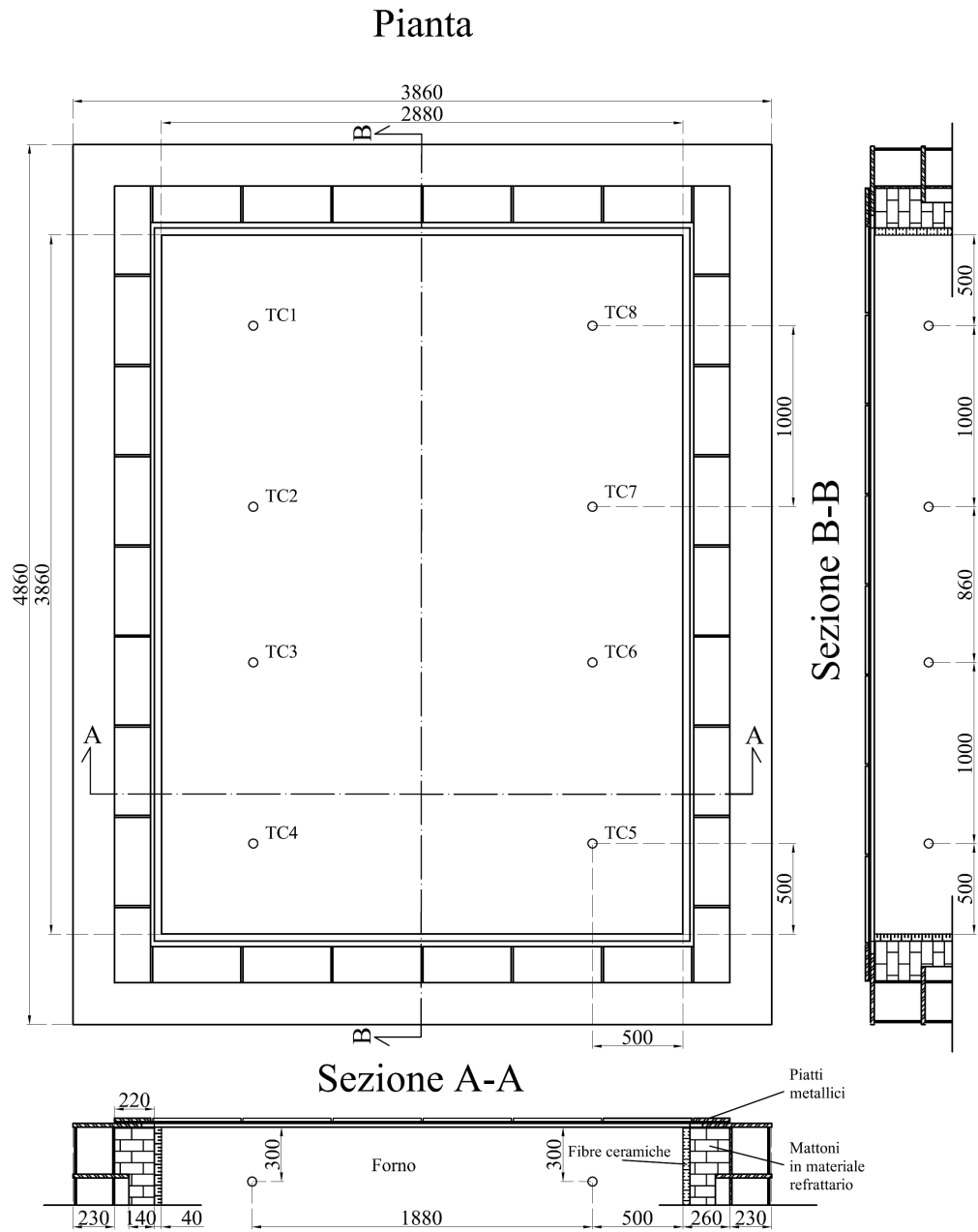


Figura 5.32 Forno di Prova: Dimensioni caratteristiche e disposizione delle termocoppie all'interno del forno (dimensioni in mm)

5.9.2 Posizionamento e strumentazione delle solette

Le solette sono state suddivise in tre gruppi (cfr. Set I, II, III di Tabella 5.1). Per ciascun gruppo la prova in condizioni di incendio è stata effettuata contemporaneamente sui tre provini (ogni provino è costituito da una soletta). Pertanto sono state eseguite complessivamente tre prove.

Circa una settimana prima di ciascuna prova, le solette sono state posizionate sulla bocca del forno per le operazioni di strumentazione. Ciascuna soletta è stata adeguatamente identificata mediante l'indicazione del relativo codice sulla superficie trasversale laterale. Un esempio di disposizione delle solette per il Set I è riportato in Figura 5.33: le tre solette sono state posizionate l'una di fianco all'altra rispetto alla loro direzione longitudinale, in modo da chiudere la bocca superiore del forno (il lato lungo delle solette viene così ad essere parallelo al lato corto del forno) ed ottenere così una camera di combustione chiusa. Lo spazio compreso tra le solette adiacenti ed tra le solette laterali e le pareti del forno è stato adeguatamente riempito con materiali isolanti (lana di roccia) al fine di ridurre le perdite di calore e di garantire la libera inflessione di ciascuna soletta. In particolare, al fine di impedire che le solette fossero esposte al fuoco sulle facce laterali a seguito della loro differente inflessione, nell'intercapedine di circa 3cm tra una soletta e l'altra è stato inserito un setto, costituito da un'ossatura metallica rivestita anch'essa su entrambe le facce di un tessuto di lana di roccia. L'ossatura metallica del setto nella parte superiore è stata sagomata in modo che le sue estremità potessero appoggiarsi sul bordo superiore della muratura perimetrale del forno; il setto aveva un'altezza di circa 50cm ed era visibile nella parte interna del forno (Figura 5.34a). Lo spazio lasciato vuoto dal setto nella parte superiore compresa tra due solette consecutive, è stato riempito anch'esso con il tessuto in lana di roccia, come dal particolare di (Figura 5.34b). In tal modo, le solette hanno quindi costituito il cielo del forno e pertanto all'avvio della prova si sono trovate soggette al fuoco, che è stato innescato all'interno della camera di combustione, dal lato della superficie di intradosso ossia dal lato delle fibre tese. Le solette sono state appoggiate alle estremità su due rulli metallici di forma cilindrica (Figura 5.35a) che garantivano la condizioni vincolare di semplice appoggio.



Figura 5.33 Solette S1, S2 ed S3 poste a chiusura delle bocche del forno



Figura 5.34 Particolare dell'isolamento: (a) interno del forno relativo al setto; (b) intercapedine tra due solette consecutive riempito con lana di roccia

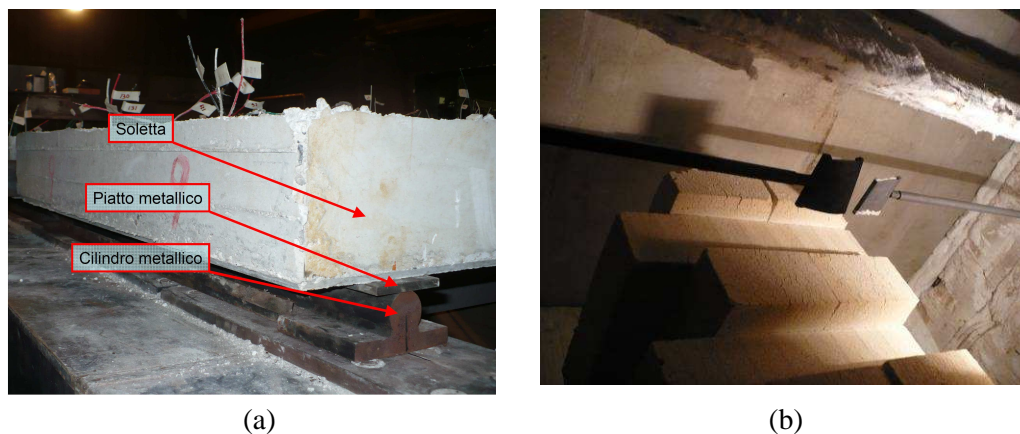


Figura 5.35 Cilindro metallico di appoggio delle solette

Successivamente al posizionamento delle solette, sulle superfici di estradosso sono stati incollati gli ulteriori estensimetri e le termocoppie secondo lo schema

di Figura 5.18 e Figura 5.19. Al termine del posizionamento di tutta la strumentazione sono stati effettuati i collegamenti, delle terminazioni dei fili di termocoppie ed estensimetri, ai relativi acquisitori.

All'interno del forno, inoltre, erano presenti delle colonne di mattoni in materiale refrattario (vedi Figura 5.35b) disposte in corrispondenza di ciascuna soletta ad una distanza di circa 50cm dalla superficie di intradosso. Tale accorgimento è stato adottato per impedire che, una volta raggiunto il collasso, le solette crollassero all'interno del forno; infatti, come si avrà modo di vedere nei successivi paragrafi, raggiunta la condizione di rottura, le solette si sono adagiate sulle pile di mattoni senza crollare nel forno.

5.9.3 Condizioni di esposizione termica

Il riscaldamento del forno avviene per mezzo di gas caldi uscenti da 3 ugelli, posti su ciascuno dei due lati lunghi alla base del forno e le condizioni di incendio che vengono imposte tendono ad approssimare, quanto più possibile, quelle definite dalla curva di incendio standard ISO 834 della norma EN 1363-1(2001) descritta nel paragrafo 3.3.1.

In merito alla superficie esposta delle solette occorre notare che la luce tra gli appoggi delle solette era pari a 3200mm, pertanto, le solette del Set I e del Set III, lunghe 3500mm, sporgevano, rispetto a ciascuna appoggio, per circa 150mm all'esterno del forno, mentre le solette del Set II, lunghe 4000mm, sporgevano per circa 400mm. Inoltre, al fine di proteggere gli appoggi metallici, sui quali sono state posizionate le solette, dall'esposizione termica si sono utilizzate delle strisce di fibre ceramiche che, estendendosi per circa 100mm a partire dall'appoggio, coprivano parte della solette stesse (Figura 5.36). Pertanto le estremità di ciascuna soletta (vedi Figura 5.37) del Set I e del Set III risultavano non esposte direttamente all'azione dell'incendio per una lunghezza, L_{unexp} , pari a circa 250mm, mentre per le solette del Set II si aveva $L_{unexp}=500$ mm.

In Tabella 5.12 sono sintetizzate le caratteristiche di esposizione termica di ciascuna soletta.



Figura 5.36 Particolare dell'appoggio dopo la disposizione del tessuto protettivo

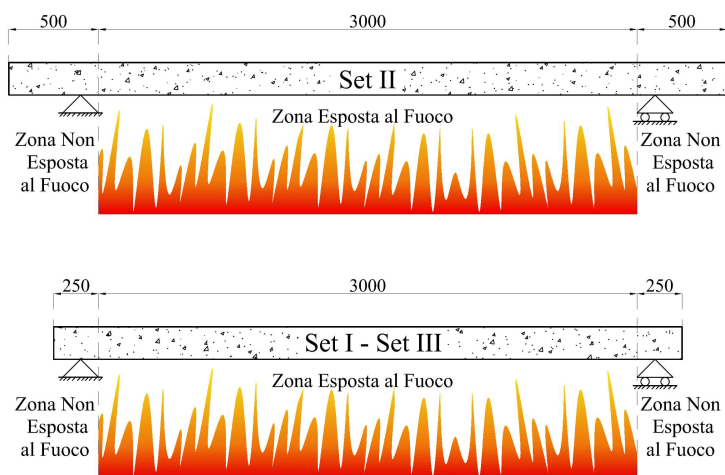


Figura 5.37 Schema di definizione delle luci delle solette esposte al fuoco e delle parti non esposte al fuoco

Tabella 5.12 Caratteristiche di esposizione termica

Set	Solette	Lunghezza [mm]	Larghezza [mm]	Spessore [mm]	Copriferro [mm]	Lunghezza zona non esposta
						L_{unexp} [mm]
I	S1	3500	1250	180	32	250
	S2					
	S3					
II	S4	4000	1250	180	51	500
	S5					
	S6					
III	S7	3500	1250	180	32	250
	S8					
	S9					

5.9.4 Condizioni di carico

In relazione alle condizioni di carico definite nel paragrafo 0, in ciascuna prova sono state caricate solo due delle tre solette. Il carico su ciascuna soletta è stato applicato in maniera indipendente con velocità pari a 1kN/min. Inoltre, al fine garantire la stabilizzazione delle inflessioni e delle deformazioni esso è stato applicato 30 minuti prima che la prova iniziasse con l'accensione del forno. Il livello di carico di progetto su ciascuna soletta caricata è stato ottenuto aggiungendo al peso proprio della soletta due forze esterne ognuna di valore 17.5kN applicate in due sezioni simmetriche rispetto alla sezione di mezzeria ed a distanza di 1250mm dalla sezione di appoggio. Il carico esterno totale ($17.5\text{kN}+17.5\text{kN}=35\text{kN}$) è stato applicato utilizzando un sistema di trasmissione metallico (con un peso proprio di 8kN) caricato attraverso due martinetti idraulici (ogni caricato al valore di 13.5kN) comandati elettronicamente da un computer (vedi Figura 5.38). Il sistema di trasmissione metallico è costituito da una trave principale che trasferisce il carico all'estradosso della soletta attraverso due profili metallici con un impronta $100\times 1250\text{mm}^2$. Il carico viene trasmesso alla trave in acciaio per mezzo di due martinetti idraulici che applicano una forza verso il basso ai due estremi della trave; i martinetti sono posti ai lati delle solette, e collegati alla trave per mezzo di aste tubolari (vedi Figura 5.38). Il sistema idraulico è in grado di mantenere il carico costante indipendentemente dall'inflessione che subiscono le solette caricate durante la prova.

Il carico su ciascuna soletta caricata è stato mantenuto costante fino al tempo di esposizione al fuoco di circa 180 minuti per il set II e per il Set III e circa 120 minuti per il Set I. Se, per ciascuna prova, una o entrambe le solette caricate non fossero collassate al termine di questo tempo il carico sarebbe stato incrementato fino al raggiungimento del collasso strutturale. Per tale ragione la prova si è sviluppata in due fasi:

- Fase 1: carico costante fino al tempo di esposizione all'incendio di 180 minuti (o 120 minuti);
- Fase 2: incremento di carico fino al collasso.

Al verificarsi del collasso di entrambe le solette caricate si è proceduto allo spegnimento del forno.

L'inflessione delle solette è stata misurata nella mezzeria delle stesse utilizzando dei trasduttori di spostamento.

Le solette S1, S4 ed S7, invece, non sono state caricate durante l'esposizione all'incendio; al fine di valutarne la resistenza residua dopo un certo tempo di esposizione all'incendio, tali solette sono state caricate dopo circa 24 ore dallo spegnimento del forno, quando il valore della temperatura media nelle solette risultava pari a circa 40°C. Lo scopo della prova è stato valutare il danneggiamento permanente che le barre di GFRP hanno subito a causa delle alte temperature assumendo che tale danneggiamento sia stato indipendente dal livello tensionale raggiunto dalle barre durante l'esposizione al fuoco.

In accordo con la EN1363-1 (2001) si è assunto come termine della prova su ciascuna soletta il raggiungimento delle seguenti condizioni (cfr. par. 3.3.3.1):

- inflessione superiore a $L/30=107\text{mm}$ e velocità di deformazione superiore a $L^2/(9000 \cdot d)$ (7.7mm/min per il Set I ed il Set III e 8.82mm/min per il Set II);
- inflessione superiore a $L^2/(400 \cdot d)$ (173mm per il Set I ed il Set III e 198.4mm per il Set II).

Con il posizionamento dei coltelli di carico si è conclusa la fase di preparazione alla prova delle solette, dopo la quale la prova è iniziata con l'attivazione del forno.

Nella Figura 5.39 è riportata l'immagine di come apparivano le solette, poste sulla bocca del forno, alla fine della fase di preparazione e collegamento delle strumentazioni con le centraline di acquisizione. Nella figura oltre al groviglio di fili sono visibili le tre solette di cui solo due sono caricate.

Infine, in Figura 5.40 si riporta una foto in cui si evidenzia il rispetto della distanza di 700mm tra i coltelli di martinetti.

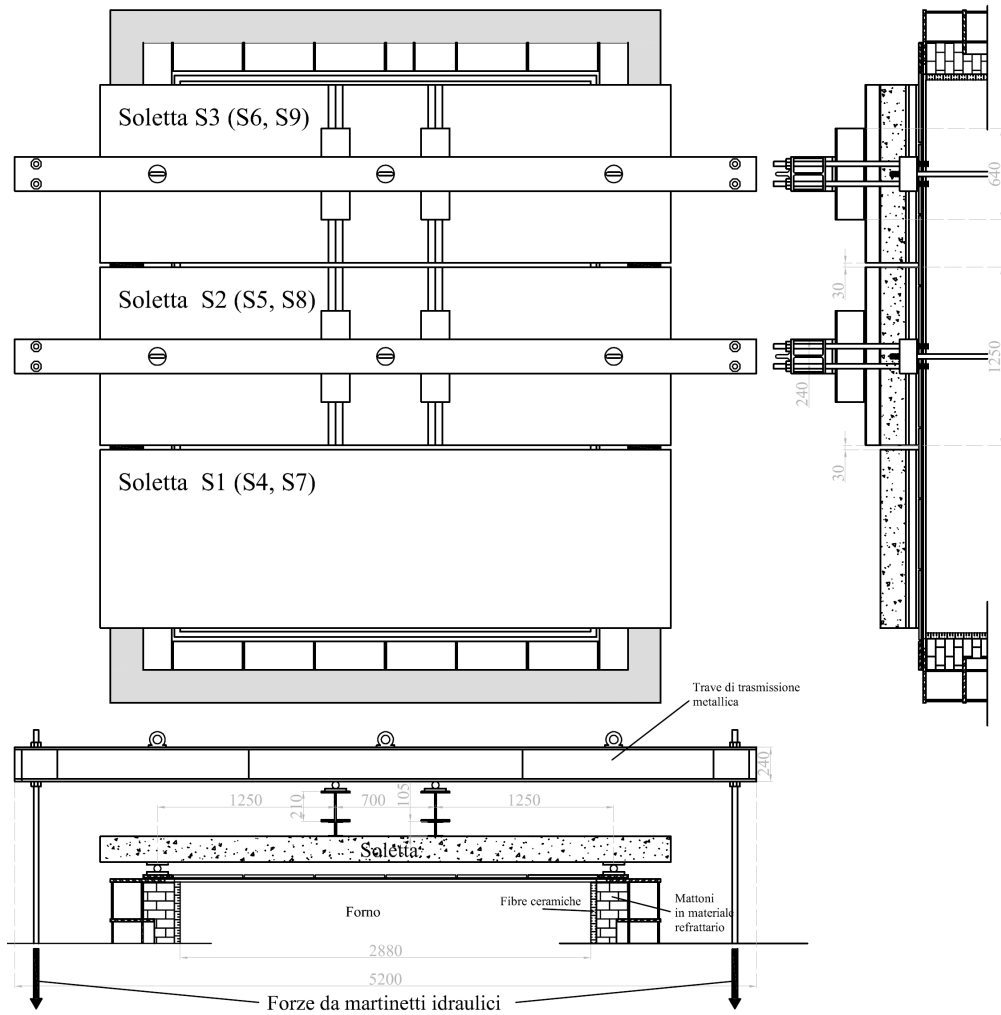


Figura 5.38: Condizioni di carico delle solette per ciascun Set di prova



(a)



(b)

Figura 5.39 *Visione completa delle solette alla fine della fase di preparazione alla prova di incendio*

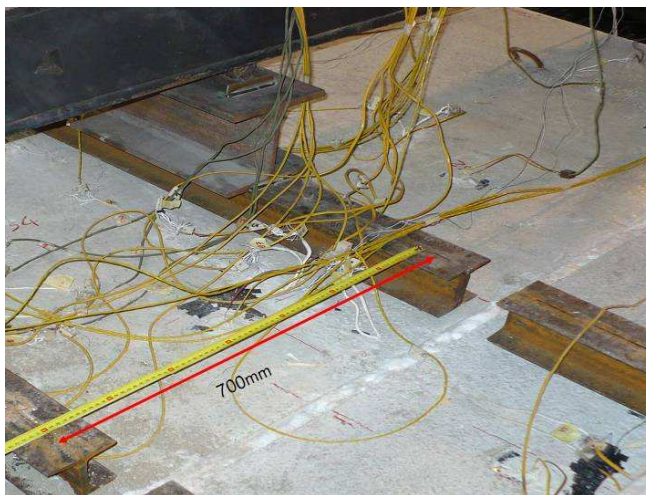


Figura 5.40 *Verifica dell'interasse tra i punti di applicazione del carico*

5.10 Esecuzione delle prove

Dopo lo svolgimento delle procedure di preparazione dei provini e la messa in opera del sistema di carico, per ciascuna prova, si è provveduto al caricamento delle solette e dopo 30 minuti dall'applicazione del carico si è provveduto all'accensione del forno che ha dato inizio alla prova in condizioni di incendio esponendo le solette al riscaldamento termico dal basso, ovvero dalla parte delle fibre tese. Durante l'esecuzione delle prove, le centraline di acquisizione collegate alle strumentazioni di misura hanno registrato e immagazzinato, per ciascuna soletta, tutti i dati delle temperature registrate dalle termocoppie, delle deformazioni registrate dagli estensimetri e delle inflessioni registrate dal trasduttore di spostamento. Inoltre, la temperatura media del forno, ottenuta come valore medio delle temperature registrate all'interno del forno dalle otto termocoppie presenti a distanza di 300mm dall'intradosso delle solette (vedi Figura 5.32) è stata continuamente monitorata al fine di garantire una temperatura il più possibile prossima a quella della ISO834.

Nei paragrafi seguenti viene sintetizzata la procedura di prova per ciascun gruppo di solette. I dati registrati dalle letture delle strumentazioni di misura verranno analizzati con maggiore dettaglio nel Capitolo 6.

È opportuno notare sin da ora che il comportamento al fuoco delle solette è stato caratterizzato dalla migrazione degli sforzi presenti nelle barre dalla zona direttamente esposta al fuoco alle zone di ancoraggio di estremità. Le temperature registrate nella zona non direttamente esposta della soletta rimangono significativamente basse durante tutto il tempo di esposizione all'incendio. Pertanto, durante l'esposizione all'incendio, nella zona non direttamente esposta al fuoco le barre di GFRP non hanno subito un danneggiamento significativo, anche se l'incremento di temperatura potrebbe aver influenzato l'aderenza delle barre con il calcestruzzo (Katz & Berman). Al contrario, nella zona direttamente esposta al fuoco le barre di FRP hanno raggiunto certamente la temperatura di transizione vetrosa che determina una notevole riduzione dell'aderenza barra-calcestruzzo. Di conseguenza durante l'esposizione all'incendio la risposta strutturale è stata legata principalmente alla capacità dell'ancoraggio delle barre all'estremità delle solette, ovvero nella

zona non direttamente esposta al fuoco, di assorbire gli sforzi ad esso trasferiti dalla barre nella zona direttamente esposta al fuoco.

5.10.1 Set I

La Prova ha interessato le solette S1, S2 ed S3. La soletta S1 è rimasta scarica per tutto il tempo della prova al fuoco, mentre le solette S2 ed S3 sono state caricate con un carico di servizio corrispondente, rispettivamente, a circa il 44% ed il 62% del momento ultimo valutato a temperatura ambiente. In Figura 5.41 è visibile una fase avanzata della prova caratterizzata dalle fuoriuscite di fumo dagli inevitabili piccoli spazi tra le solette.

Durante la fase di funzionamento del forno, nei primi minuti di riscaldamento delle solette, per un valore della temperatura all'interno delle stesse intorno ai 100°C, si è avuta la migrazione verso l'esterno dell'acqua interstiziale presente nel calcestruzzo che, muovendosi dall'interno delle solette, è andata ad accumularsi per condensazione in corrispondenza delle superfici di estradosso; tale accumulo d'acqua è visibile nella Figura 5.42.



Figura 5.41 Fuoriuscite di fumo durante il funzionamento del forno (Prova Set I)



Figura 5.42 Accumulo di acqua all'estradosso delle solette (Prova Set I)

Dopo circa 60min dall'inizio della prova la soletta S3 è collassata. Non avendo tale collasso inficiato il funzionamento del forno, la prova è proseguita analizzando il comportamento della soletta S2 ancora soggetta all'azione di carico imposta dai martinetti. La soletta S2 dopo circa 120min dall'accensione del forno manifestava notevoli deformazioni senza tuttavia giungere a condizioni di collasso; a tal punto si è provveduto ad incrementare il carico esterno fino ad indurla al collasso. Nonostante sia la soletta S2 che la soletta S3 fossero giunte al collasso, a causa di problemi tecnici il forno ha continuato a funzionare fino al tempo di 210min.

Nella Figura 5.43, sono rappresentate le solette S2 ed S3 a rottura e la soletta S1 ancora integra, quindi prima della prova di carico per la valutazione della resistenza residua. Si sottolinea che le solette collassate mantengono la posizione riportata nella foto, senza cadere nella camera del forno, grazie alle colonne di pile di mattoni di materiale refrattario, posizionate sotto ciascuna di esse, che fungono da appoggio successivamente al collasso.

Trascorse 24 ore, per consentire il raffreddamento della soletta S1, si è disposto il sistema di carico su di essa che è stata, così, caricata per la valutazione della resistenza residua. In Figura 5.44 sono riportati due fotogrammi in progressione della prova di carico a rottura, dalle quali è possibile notare il conseguente incremento della freccia.



Figura 5.43 Solette S2 ed S3 della Prova del Set I in condizioni di rottura



Figura 5.44 Sequenza della prova di carico residuo sulla soletta S1

5.10.2 Set II

La prova ha interessato le solette S4, S5 ed S6. La soletta S4 è rimasta scarica per tutto il tempo della prova al fuoco, mentre le solette S5 ed S6 sono state caricate con un carico di servizio corrispondente, rispettivamente, a circa il 44% ed il 62% del momento ultimo valutato a temperatura ambiente.

Anche in questo caso è stato possibile notare l'accumulo di acqua interstiziale in corrispondenza delle superfici di estradosso.

Dopo un tempo di circa tre ore, durante il quale le solette sono state soggette all'azione di riscaldamento e, per le solette caricate, all'azione del carico di esercizio costante, le solette non manifestavano ancora segni di collasso

strutturale. Pertanto, si è proceduto ad incrementare l'azione esterna del carico, sulle solette caricate, fino ad indurle al collasso; durante tutta questa fase è stato monitorato costantemente l'incremento del carico e quello della freccia fino a rottura.

Nel fotogramma della Figura 5.45 appaiono le solette S5 ed S6 al termine della prova dopo che sono giunte a rottura, in essa compare anche la soletta S4 ancora integra, quindi prima dell'esecuzione della prova di resistenza residua.

Trascorse 24 ore, si è provveduto alla valutazione della resistenza residua della soletta S4. Nella seguente Figura 5.46 sono riportati due fotogrammi in progressione della prova di carico a rottura.



Figura 5.45 *Solette S5 ed S6 della Prova del Set II in condizioni di rottura*

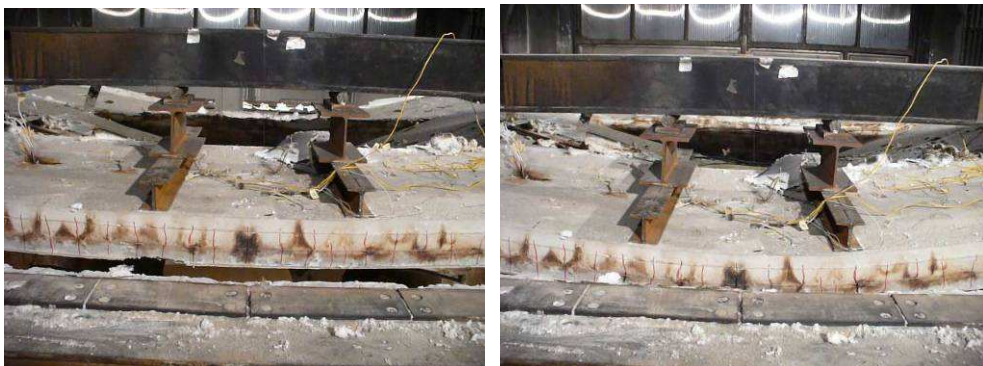


Figura 5.46 *Sequenza della prova di carico residuo sulla soletta S4*

5.10.3 Set III

La prova ha interessato le solette S7, S8 ed S9. La soletta S7 è rimasta scarica per tutto il tempo della prova al fuoco, mentre le solette S8 ed S9 sono state caricate con un carico di servizio corrispondente, rispettivamente, a circa il 44% ed il 62% del momento ultimo valutato a temperatura ambiente.

Anche in questo caso è stato possibile notare l'accumulo di acqua interstiziale in corrispondenza delle superfici di estradosso.

Dopo un tempo di circa tre ore, durante il quale le solette sono state soggette all'azione di riscaldamento e, per le solette caricate, all'azione del carico di esercizio costante, le solette non manifestavano ancora segni di collasso strutturale. Pertanto, si è proceduto ad incrementare l'azione esterna del carico, sulle solette caricate, fino ad indurle al collasso; durante tutta questa fase è stato monitorato costantemente l'incremento del carico e quello della freccia fino a rottura. Purtroppo, la soletta S9 non si è appoggiata correttamente sulla colonna di mattoni sottostante e pertanto è crollata nel forno (vedi Figura 5.47).

Trascorse 24 ore, si è provveduto alla valutazione della resistenza residua della soletta S7. Nella seguente Figura 5.48 sono riportati due fotogrammi in progressione della prova di carico a rottura.



Figura 5.47 Solette S8 ed S9 della Prova del Set III in condizioni di rottura

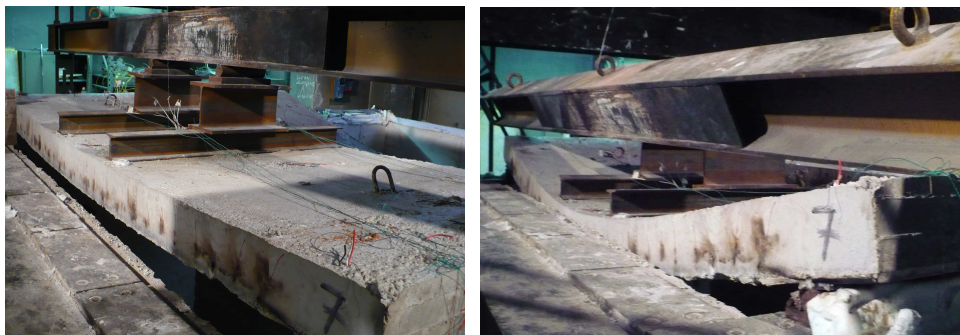


Figura 5.48 Sequenza della prova di carico residuo sulla soletta S7

5.11 Esame visivo delle solette al termine della prova al fuoco

Al termine della prova è stata eseguita un'attenta osservazione dello stato in cui si trovavano le solette dopo l'esposizione al fuoco.

Un primo esame visivo è stato condotto oltre che sulle superfici di estradosso e laterali delle solette, anche sulle superfici di intradosso visibili entrando all'interno della camera di combustione del forno; un secondo esame è stato poi condotto una volta che le solette sono state rimosse dalla bocca del forno e sono state ribaltate, in modo da poter rompere il calcestruzzo del copriferro e mettere a nudo le armature.

5.11.1 Stato delle solette viste dall'interno del forno

Al termine della prova al fuoco le prime osservazioni che sono state fatte hanno avuto per oggetto la superficie di intradosso delle solette, quella cioè direttamente esposta all'azione dell'incendio. Una volta all'interno del forno, un esame attento ha riguardato il quadro fessurativo, lo stato delle armature, gli effetti di *spalling* e particolari colorazioni del calcestruzzo.

5.11.1.1 Esame visivo dall'interno del forno per la Prova del Set I

La soletta S1 presentava un quadro fessurativo diffuso. Il calcestruzzo presentava sulla totalità della superficie di intradosso diverse fessure in senso trasversale; inoltre, alla distanza di 1000mm dagli appoggi, si evidenziava una

fessura nettamente visibile dopo la quale le successive fessure si avvicendavano con un passo di circa 200mm l'una dall'altra (Figura 5.49). Le fessure, sostanzialmente si localizzavano in corrispondenza delle barre di armatura trasversali che presentavano, infatti, un passo di 200mm.

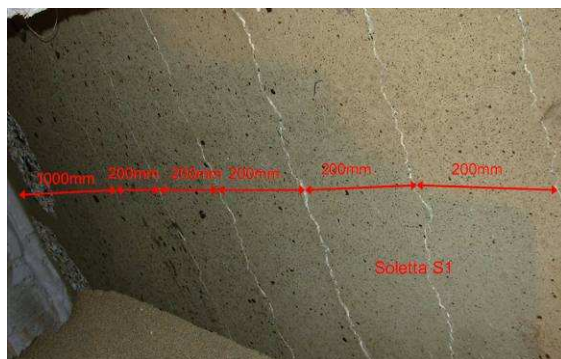


Figura 5.49 Particolare del quadro fessurativo sulla soletta S1

Per quello che riguarda le solette S2 ed S3, si riscontrava un quadro fessurativo caratterizzato da fessure più ampie in corrispondenza dei due punti in cui scaricavano i coltelli di carico e fessure diffuse dopo circa 400mm dagli appoggi con un passo di nuovo di 200mm l'una dall'altra (vedi Figura 5.50).



Figura 5.50: Quadro fessurativo rispettivamente sulle solette S2 ed S3

Dall'osservazione dello stato delle armature nelle fessure più ampie in corrispondenza dell'appoggio dei due coltelli di carico, si è potuta riscontrare la totale assenza di resina delle barre di armature longitudinali.

Gli effetti dello spalling sono stati abbastanza modesti per tutte le tre solette. All'intradosso delle solette, inoltre, si è notata la presenza di piccole macchie nere, simili a tanti nei, distribuite su tutta la superficie; è certamente possibile che tali macchie possano essere state determinate dalla fuoriuscita della resina delle barre sciolta dalle alte temperature raggiunte.

5.11.1.2 Esame visivo dall'interno del forno per la prova del Set II

Relativamente alle solette della prova del Set II si è potuta evidenziare l'assenza totale di fessure evidenti sulla soletta scarica S4, per quanto riguarda invece le solette S5 ed S6 soggette all'azione del carico, su di esse si sono evidenziate due fessure profonde, dalle quali si sono originate le cricche di rottura, in corrispondenza dei punti in cui ha scaricato il coltello di carico. All'interno di tali fessure si osservava la presenza di quello che resta delle barre di GFRP delle armature longitudinali, ossia i filamenti delle fibre di vetro e la totale assenza della matrice polimerica (Figura 5.51a); a prima vista le fibre sembravano compatte e in effetti al tatto, alcune di esse mostravano di aver conservato una certa compattezza, altre invece solo esercitando una semplice pressione con le dita si spezzavano e si frantumavano (Figura 5.51b).

All'interno delle fessure più ampie è stato possibile scorgere la presenza anche di una barra di armatura trasversale (Figura 5.51c); anche questa a vista sembrava aver conservato una certa consistenza pur avendo una colorazione più scura che in origine, al tatto però, semplicemente facendo lievemente leva su di essa con le dita si è rilevata la totale inconsistenza dei residui di resina rimasti, tanto che la barra si è aperta dividendosi in strisce di varie dimensioni.

Osservando l'intradosso delle solette, a una distanza di circa 1000mm dagli appoggi è stato possibile evidenziare una prima fessura, da questa in poi si susseguivano altre fessure con un passo di circa 200mm.

In alcuni punti dell'intradosso si sono potute evidenziare zone in cui un sottile strato di copriferro si è distaccato ma tali fenomeni di *spalling* non hanno assunto una particolare rilevanza, l'unica particolarità che li ha accomunati tutti è il fatto che le zone in cui si è avuta l'espulsione dello strato sottile di copriferro siano state prossime agli appoggi.

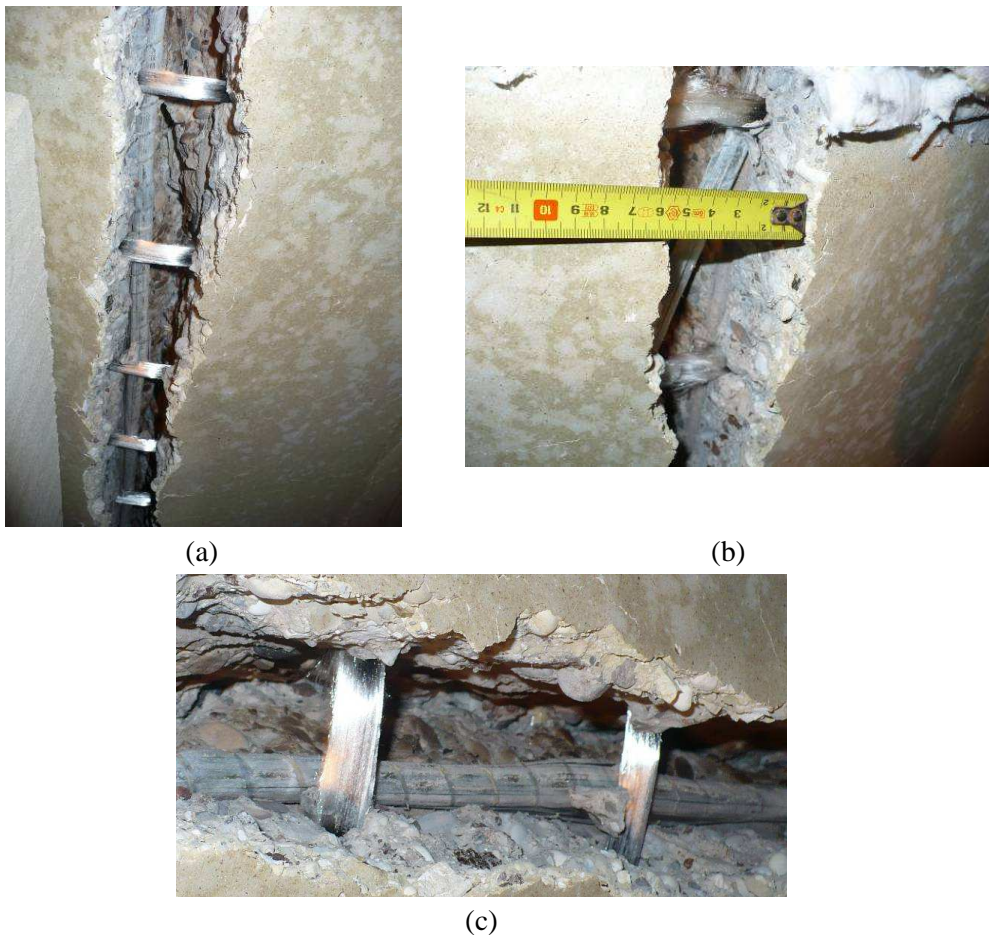


Figura 5.51 Particolare dello stato delle armature inferiori al termine della Prova del Set II



Figura 5.52 Quadro fessurativo rispettivamente sulle solette S5 ed S6

5.11.1.3 Esame visivo dall'interno del forno per la prova del Set III

Il crollo della solette S9 all'interno del forno, avendo determinato una situazione di possibile crollo anche per la soletta S8, non ha consentito di entrare in sicurezza nel forno. Pertanto, sono stati comunque effettuati alcuni rilievi senza, tuttavia, la cura dei dettagli adottata per le altre prove. Inoltre, ovviamente, le analisi visive sono state possibili solo sulle solette S7 ed S8, in quanto l'intradosso della soletta S9 non risultava più visibile.

La soletta S7, così come la soletta S1, presentava un quadro fessurativo diffuso, con fessure trasversali che si distribuivano con passo di 200mm (in corrispondenza delle armature trasversali).

Per quello che riguarda la solette S8 si è riscontrato un quadro fessurativo caratterizzato da fessure diffuse con un passo di nuovo di 200mm l'una dall'altra e dalla presenza di una ampia fessura in mezzzeria.

Dall'osservazione dello stato delle armature in quest'ultima si è potuta riscontrare la totale assenza di resina delle barre di armature longitudinali.

Gli effetti dello spalling sono stati abbastanza modesti per tutte le tre solette.

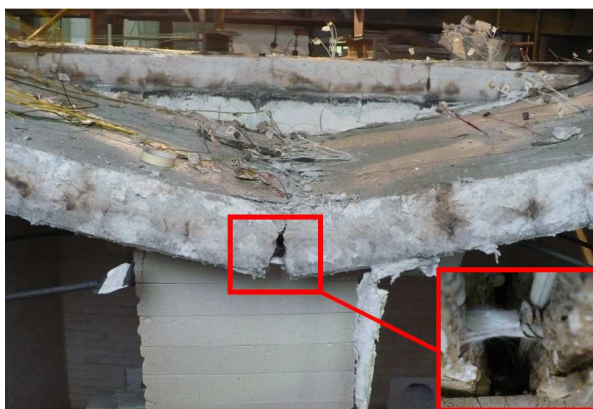


Figura 5.53 Quadro fessurativo soletta S8

5.11.2 Stato delle solette al termine della prova al fuoco

Prima che le solette del Set I venissero rimosse dalla bocca del forno è stato possibile evidenziare sulle superfici laterali nella direzione trasversale delle

soletta la presenza di piccoli cunicoli in corrispondenza delle barre longitudinali. Tali cunicoli erano stati lasciati vuoti da barre longitudinali (vedi Figura 5.54) che, durante la prova, hanno perso aderenza e hanno subito uno sfilamento.



Figura 5.54 Particolare della faccia trasversale dalla soletta S3

Tale fenomeno non si è verificato per nessuna delle solette del Set II e del Set III. In particolare, ricordiamo che il Set II, caratterizzato da barre diritte, presentava una estensione della parte di soletta non esposta direttamente all'azione dell'incendio pari a 500mm, mentre il Set III era caratterizzato da barre piegate con estensione della parte di soletta non esposta direttamente all'azione dell'incendio pari a 250mm. Sulle solette S1, S2 ed S3, invece, con un'estensione della lunghezza di ancoraggio pari a 250mm e barre diritte, molte barre hanno perso aderenza e si sono sfilate dal calcestruzzo. La presenza dei cunicoli ha consentito di individuare le barre che avevano subito lo sfilamento. Nella Figura 5.55 è riportato uno schema riassuntivo in cui sono messe in evidenza le barre che hanno mantenuto aderenza (indicate con il cerchio nero) e quella che invece hanno subito lo sfilamento (indicate con il cerchio bianco). Nella stessa Figura 5.55, in corrispondenza di ogni barra sfilata, è riportata in centimetri anche l'entità dello sfilamento: tale misurazione è stata effettuata infilando in ciascuno spazio, lasciato vuoto dalle barre, un bastoncino metallico di lunghezza nota e deducendo l'entità dello sfilamento per differenza con il tratto del bastoncino sporgente esternamente dalla soletta secondo la sequenza di foto riportata nella Figura 5.56.

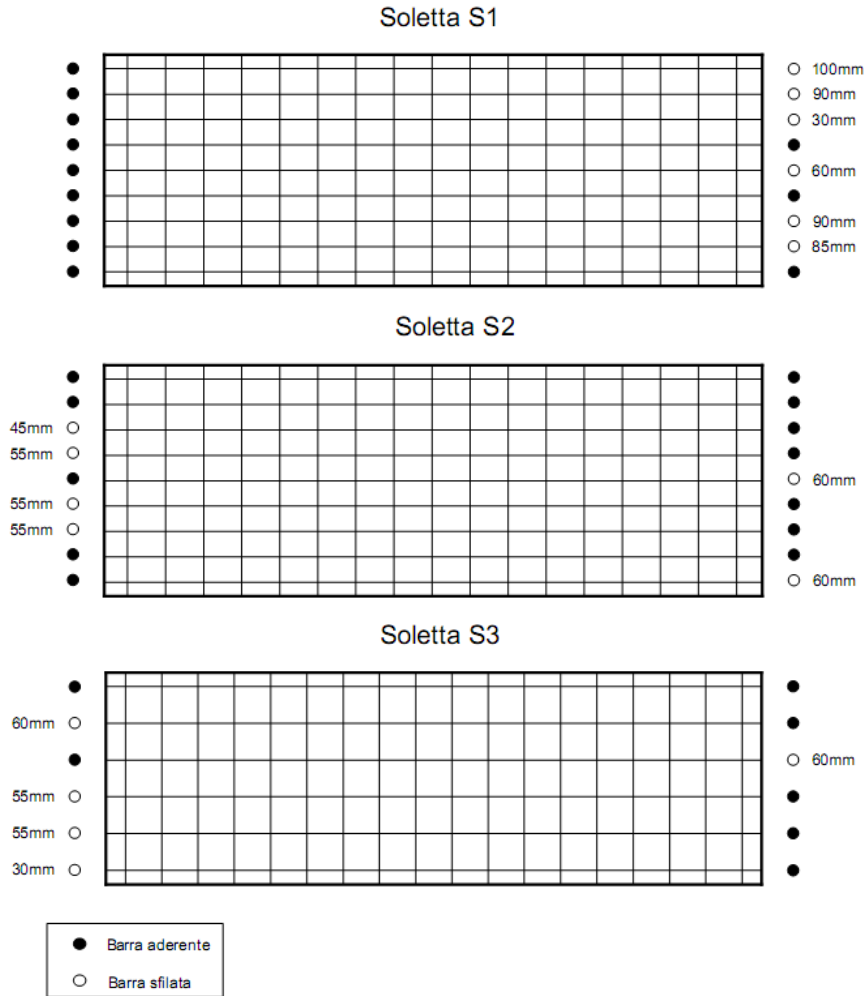


Figura 5.55 Schema delle barre sfilate sulle solette della Prova del Set I

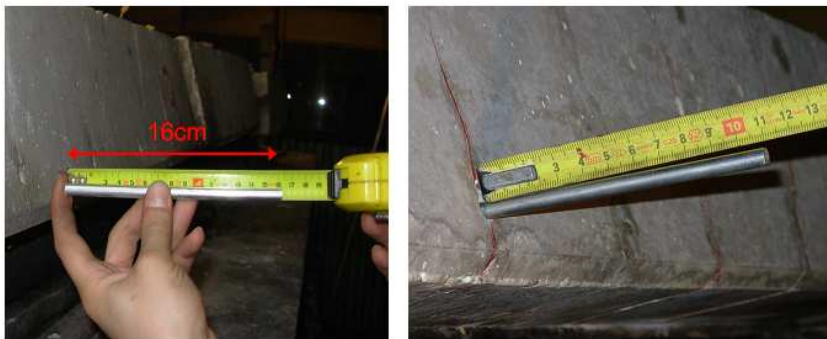


Figura 5.56 Procedura di misurazione dell'entità dello sfilamento

Sempre sulla estremità trasversali delle solette si è osservata la presenza di fessure riscontrabili dalla Figura 5.57a; la presenza delle fessure è stata evidenziata sia in corrispondenza di barre sfilate che di quelle che hanno mantenuto aderenza. Successivamente al rilievo delle fessure si è provveduto alla rimozione del copriferro laterale, verificando così l'avvenuto sfilamento. In particolare alcune barre hanno subito uno sfilamento con distacco della superficie esterna (vedi Figura 5.57b).

Anche per le solette del Set III è stata riscontrata la presenza di fessure sulle estremità trasversali delle solette in corrispondenza delle barre longitudinali (Figura 5.58a). Tali fessure potrebbero essere legate all'attivazione dell'uncino che caratterizza le estremità delle barre. La rottura del copriferro in corrispondenza di tali fessure ha comunque evidenziato l'assenza di sfilamento delle barre (Figura 5.58b).

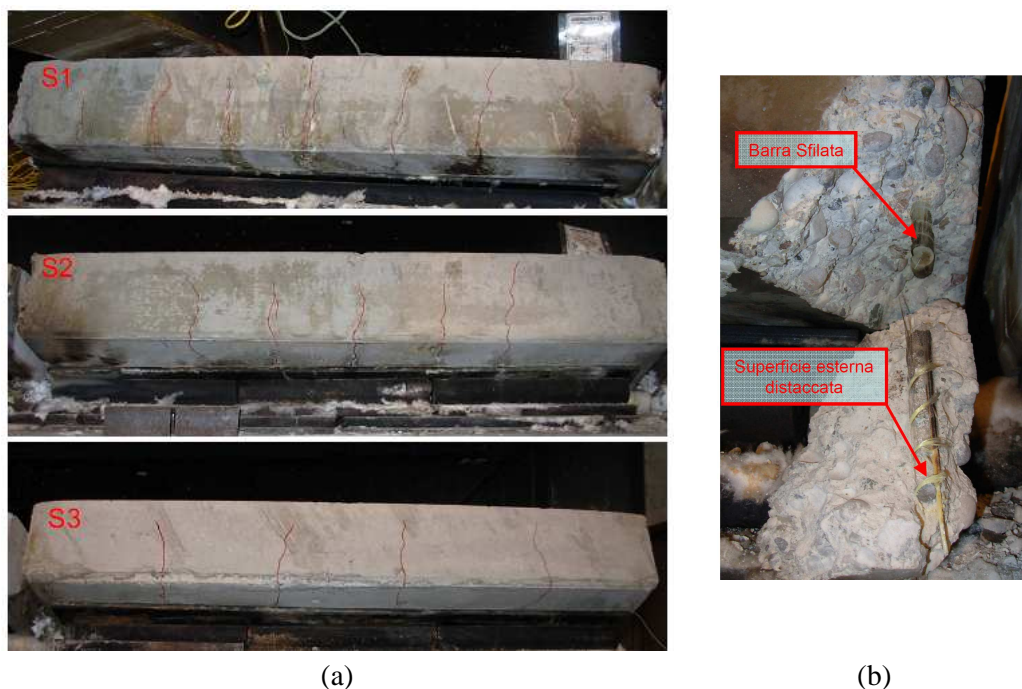


Figura 5.57 Solette Set I dopo la prova: (a) Quadro fessurativo sulla faccia trasversale delle solette; (b) barra sfilata

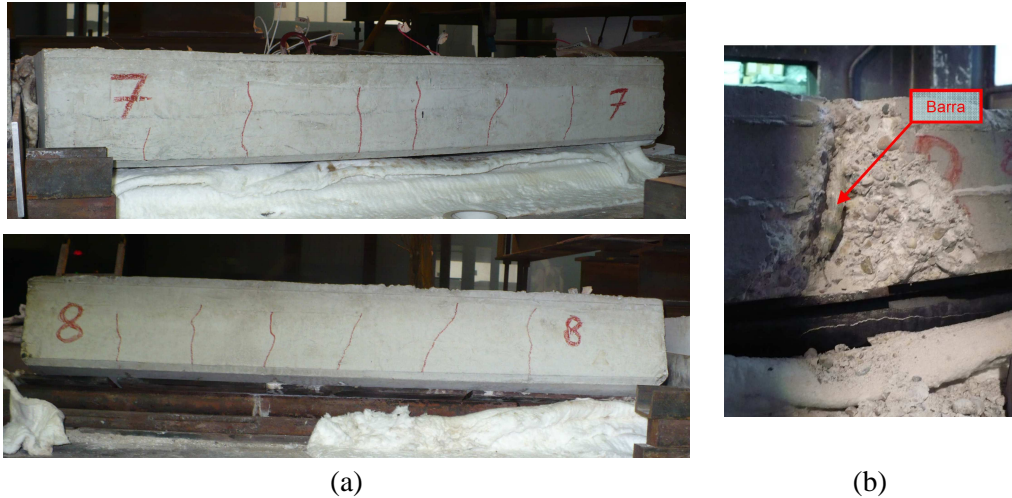


Figura 5.58 Solette Set III dopo la prova: (a) Quadro fessurativo sulla faccia trasversale delle solette; (b) barra piegata

5.11.3 Stato delle armature visibile alla rottura del copriferro

Dopo il completamento di ciascuna prova, le solette sono state rimosse dal forno e posizionate in un'area di deposito temporanea. A tal punto tutte le solette sono state ribaltate e si è provveduto alla rimozione del copriferro per analizzare con maggiore dettaglio lo stato delle barre di GFRP a seguito del collasso strutturale delle solette soggette ad incendio. Le analisi, in particolare, si sono concentrate sulle zone d'estremità delle solette, ovvero le zone di ancoraggio non esposte direttamente al fuoco, al fine di valutare lo stato delle armature, in una zona in cui la temperatura non ha raggiunto il valore della temperatura T_g di transizione vetrosa delle barre, ed il comportamento dell'aderenza delle barre in tali zone.

Per tutte le solette lo stato delle barre nella zona direttamente esposta al fuoco era caratterizzato dalla totale assenza della resina e dalla presenza evidente delle sole fibre di vetro che si presentavano di colore nero (Figura 5.59).



Figura 5.59: Particolare delle barre di armatura nella sezione di rottura

Le indagini sulle solette del Set I hanno confermato che molte barre manifestavano gli effetti dello sfilamento nelle zone d'estremità (zone di ancoraggio) e pertanto il collasso delle solette non è avvenuto per rottura delle barre nella zone direttamente esposta al fuoco, ma proprio per la perdita dell'ancoraggio di estremità. Tale fenomeno è stato legato alla ridotta estensione della zona non direttamente esposta all'incendio (250mm). In Figura 5.60 è riportato un esempio di barra che ha mantenuto aderenza sul tratto di 250mm (Figura 5.60a) ed un esempio di barra che ha perso aderenza. E' utile osservare che le barre delle solette S2 ed S3, per le quali la prova è terminata rispettivamente a 60min e 130min, sono rimaste esposte all'azione del fuoco per un tempo complessivo di 210min (cfr. par. 5.10.1), quindi il danneggiamento delle barre di tali solette, visibile nella zona non esposta al fuoco, risulta naturalmente maggiore di quello che si sarebbe potuto osservare sulle stesse barre, se si fosse avuta la possibilità di allontanarle dall'incendio una volta avvenuto il collasso.



Figura 5.60 Particolari delle barre del Set I: (a) assenza di sfilamento; (b) presenza di sfilamento

Le indagini sulle solette del Set II e del Set III hanno confermato che non è avvenuto nessun sfilamento delle barre nelle zone d'estremità (zone di ancoraggio) e pertanto il collasso delle solette è avvenuto per rottura delle barre nella zone direttamente esposta al fuoco, ovvero per rottura delle fibre di vetro: difatti, in tale zona la resina ha certamente subito un notevole degrado ed addirittura può essere colata nel forno attraverso le fessure.

Per le solette del Set II lo stato delle barre alla rimozione del copriferro è visibile in Figura 5.61 (si porta ad esempio il caso delle soletta S4 ed S5) dalla quale risulta evidente che le estremità delle barre risultano sostanzialmente in buono stato per una estensione di circa 500mm che pertanto costituisce la lunghezza di ancoraggio delle stesse. L'estensione di tale zona, in cui la barra non presenta un danneggiamento termico, corrisponde all'estensione della zona che nel paragrafo 5.9.3 era indicata come zona non esposta direttamente all'azione dell'incendio.

Per le solette del Set III lo stato delle barre alla rimozione del copriferro è visibile in Figura 5.62 dalla quale risulta evidente che le estremità delle barre piegate risultano sostanzialmente in buono stato all'interno della zona non direttamente esposta al fuoco. L'estensione di tale zona corrisponde all'estensione della zona che nel paragrafo 5.9.3 era indicata come zona non esposta. A differenza delle solette del Set II, in cui è avvenuto lo sfilamento delle barre, nelle solette del Set III, caratterizzate dalla stessa estensione della zona non direttamente esposta al fuoco (250mm), tale sfilamento è stato impedito dalla piegatura delle estremità delle barre che ha consentito comunque il trasferimento degli sforzi al calcestruzzo.

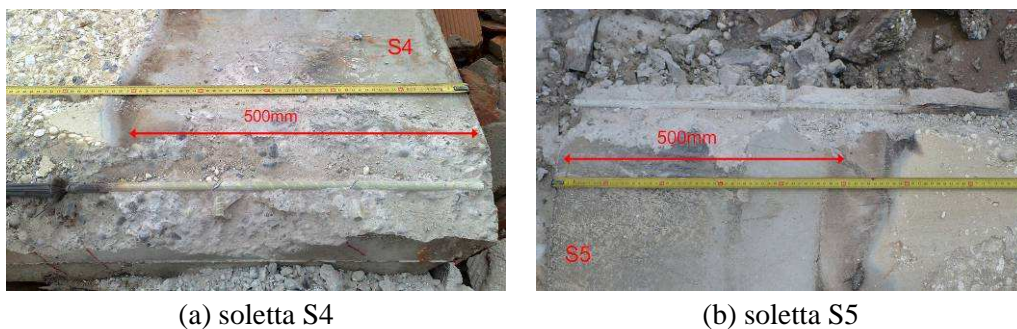


Figura 5.61 Verifica dello stato delle armature nella zona di ancoraggio



Figura 5.62 Verifica dello stato delle armature del Set III nella zona di ancoraggio:
(a) estremità delle barre; (b) misurazione zona non eposta

CAPITOLO 6

ANALISI ED INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI SPERIMENTALI

6.1 Premessa

Il presente capitolo ha lo scopo di offrire una panoramica completa sui risultati di tutte le letture ottenute dalla strumentazione di misura con cui sono state equipaggiate le solette prima della prova. Nel seguito vengono presentati e discussi i risultati in termini di spostamenti e temperature, registrate sulla superficie superiore e inferiore delle barre di GFRP e alle diverse quote dello spessore delle solette, al fine di analizzare il comportamento meccanico delle solette di calcestruzzo armato con barre di GFRP durante l'esposizione alle alte temperature. Si avrà modo di verificare infatti, da tali risultati, che l'indagine sperimentale raggiunge l'obiettivo di confermare quanto gli effetti dell'esposizione al fuoco, riscontrati anche in prove precedenti e disponibili in letteratura, come la riduzione delle proprietà meccaniche dei materiali e il deterioramento del legame di aderenza tra l'armatura di FRP ed il calcestruzzo, siano aspetti fondamentali del comportamento strutturale di solette in calcestruzzo armato con barre di FRP. Inoltre si avrà modo di constatare che, pur tenendo conto degli effetti di riduzione della resistenza e della rigidità degli elementi, è possibile attribuire alla lunghezza e forma delle barre nella zona di ancoraggio, identificabile con la parte di esse che si estende nella zona

delle solette non esposta all'azione diretta di riscaldamento, un ruolo fondamentale nel meccanismo resistente della tipologia strutturale in esame.

La strumentazione di cui sono state dotate le nove solette ha consentito di ottenere numerose informazioni sia sul comportamento termico che sul comportamento meccanico. Al completamento di ciascuna prova i suddetti dati sono stati elaborati al fine di ottenere indicazioni sintetiche sul comportamento in condizioni di incendio delle solette di calcestruzzo armato con barre di GFRP. Di seguito si riporta prima una sintesi del comportamento meccanico e del comportamento termico registrato per ciascuna delle nove solette; successivamente dalla comparazione tra il comportamento termico e quello meccanico si analizzeranno e commenteranno nel dettaglio i risultati ottenuti.

6.2 Comportamento meccanico

Il comportamento meccanico di ciascuna soletta è ben rappresentato dall'andamento dell'inflessione in mezzeria (freccia) in funzione del tempo di esposizione all'incendio. Pertanto, in Figura 6.1 vengono riportati tali diagrammi per le solette S1, S2, S3 (Figura 6.1a), S4, S5, S6 (Figura 6.1b) e S7, S8, S9 (Figura 6.1c). Da una prima analisi dei diagrammi appare evidente l'incremento della freccia nel tempo: tale incremento è certamente legato sia alla curvatura termica, indotta dalle dilatazioni differenziali associate al gradiente di riscaldamento presente nelle solette, che alla perdita di rigidità dei materiali alle elevate temperature. In Figura 6.2, infine, sono riportati, attraverso gli andamenti della freccia in funzione del carico applicato, i risultati delle prove di resistenza residua effettuate sulle solette S1, S4, S7.

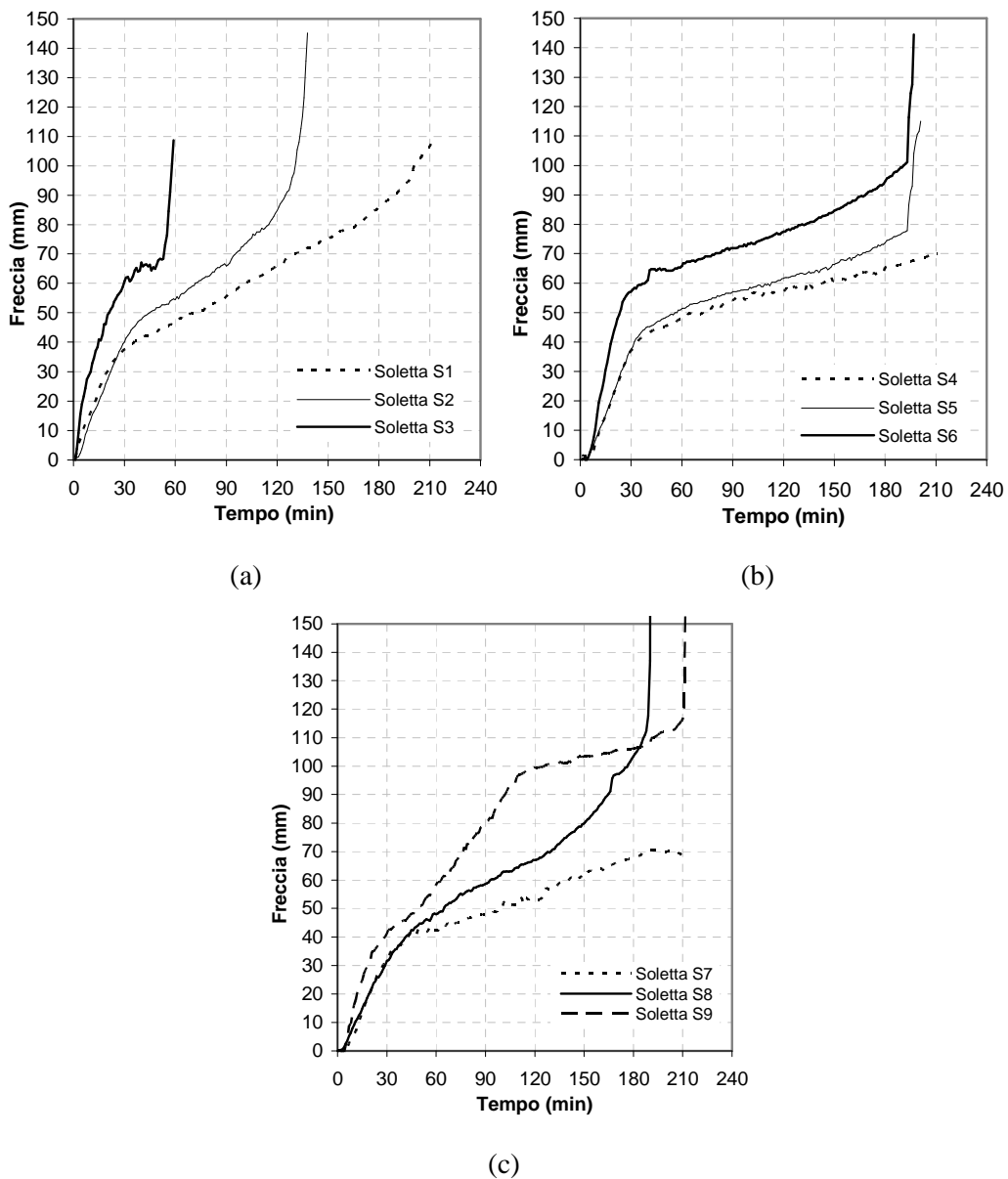


Figura 6.1 Diagrammi tempo-freccia registrati durante l'esposizione al fuoco: (a) Set I; (b) Set II; (c) Set III

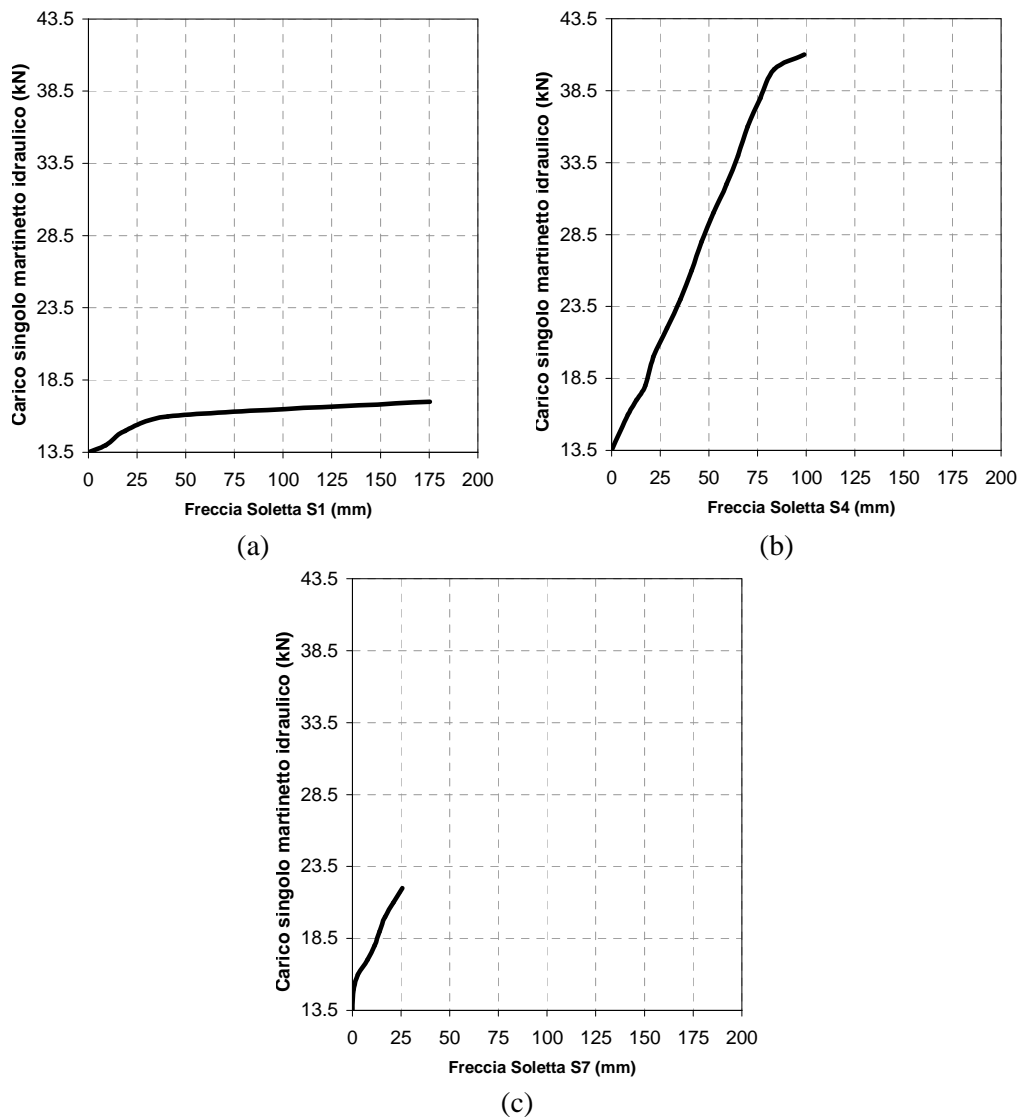


Figura 6.2 *Diagrammi freccia-carico registrati durante le prove di resistenza residua: (a) soletta S1; (b) soletta S4; (c) soletta S7*

6.2.1 Set I

La soletta S3, dopo circa 60min di esposizione all'incendio, sollecitata da un momento pari a circa il 62% del suo momento resistente di progetto in condizioni di temperatura ordinarie ($M_{Rd,2}=46\text{kNm}$, cfr. tabella 5.7 e tabella

5.9), al raggiungimento di un valore della freccia pari a 70mm ($f_{S3,60} \approx 70\text{mm}^1$), è improvvisamente collassata; nello stesso istante, invece, la soletta S2, sollecitata da un momento pari a circa il 44% del suo momento resistente ($M_{Rd,1}=65\text{kNm}$, cfr. tabella 5.7 e tabella 5.9) presentava una inflessione $f_{S2,60} \approx 55\text{mm}$, che si incrementava a 85mm al tempo di esposizione di circa 120min. A tal punto, in accordo con il programma sperimentale, si è provveduto ad incrementare il carico sulla soletta S2 (fase 2 della prova, vedi par. 5.9.4): la prova sulla soletta S2 si è conclusa al tempo di circa 130 minuti con il collasso della soletta al raggiungimento di un valore del momento sollecitante pari a circa il 50% di $M_{Rd,1}$. La soletta S1, non caricata durante l'esposizione all'incendio, dopo 120min di esposizione all'incendio, invece, ha subito un'inflessione che ha determinato una freccia pari a $f_{S1,120} \approx 65\text{mm}$; tale freccia è da attribuirsi all'azione del solo peso proprio e del riscaldamento termico. La soletta S1, nonostante sia la soletta S2 che la soletta S3 fossero giunte al collasso, a causa di problemi tecnici ha continuato a subire gli effetti dell'incendio fino al tempo di circa 210 minuti. Dopo 24 ore dallo spegnimento del forno, quando la temperatura nella soletta S1 era di circa 40°C, è stata effettuata la prova di carico residua che ha condotto la soletta al collasso con un valore del momento sollecitante circa pari al 50% di $M_{Rd,1}$. L'andamento del freccia in funzione del carico applicato, durante la prova di resistenza residua, è riportato in Figura 6.2a. I valori della freccia riportati nel diagramma sono valori relativi rispetto alla freccia residua iniziale che presentava la soletta prima di essere caricata. Per il Set I, alla luce delle indagini effettuate sulle solette successivamente all'esposizione all'incendio, e riportate nel paragrafo 5.11, è possibile affermare che tutte le solette sono collassate per sfilamento delle barre nella zona non direttamente esposta al fuoco. Questa modalità di rottura è evidente anche analizzando il diagramma freccia-carico della prova residua: lo sfilamento delle barre si evince dalla presenza di una improvvisa variazione di rigidezza quando la freccia raggiunge il valore di 25mm.

¹ L'abbreviazione $f_{X,Y}$ si riferisce alla freccia nella soletta X al tempo Y.

6.2.2 Set II

Le solette S5 ed S6, sollecitate rispettivamente con un momento di valore circa 44% di $M_{Rd,1}$ e 62% di $M_{Rd,2}$ (cfr. tabella 5.7 e tabella 5.9), hanno raggiunto il tempo di esposizione di 180 minuti senza manifestare segni di collasso. In particolare, la soletta S5, al tempo di circa 190 minuti presentava una inflessione $f_{S5,190} \approx 80\text{mm}$, mentre per la soletta S6 $f_{S6,190} \approx 100\text{mm}$. A tal punto, in accordo con il programma sperimentale, si è provveduto ad incrementare il carico sulle solette (fase 2 della prova, vedi par. 5.9.4): la prova si è conclusa con il collasso della soletta S5 e della soletta S6 per un valore del momento sollecitante, rispettivamente pari a circa l'85% di $M_{Rd,1}$ ed circa il 100% di $M_{Rd,2}$. La soletta S4, scarica durante la prova, a 190 minuti di esposizione all'incendio ha registrato un abbassamento pari a $f_{S4,190} \approx 70\text{mm}$. La sua resistenza residua, che, come si è detto, è stata ottenuta caricando la soletta circa 24 ore dopo la fine della prova è risultata pari a circa il 100% del suo momento resistente di progetto $M_{Rd,1}$. L'andamento della freccia in funzione del carico applicato è riportato in Figura 6.2b. I valori della freccia riportati nel diagramma sono valori relativi rispetto alla freccia residua iniziale che presentava la soletta prima di essere caricata. Alla luce delle indagini effettuate sulle solette successivamente all'esposizione all'incendio, e riportate nel paragrafo 5.11, è possibile affermare che tutte le solette del Set II, diversamente da quanto avvenuto per il Set I, sono collassate non per sfilamento delle barre ma per rottura delle fibre di vetro in campata, ovvero nella zona direttamente esposta al fuoco. Questa modalità di rottura appare evidente anche analizzando il diagramma freccia-carico della prova residua in cui il comportamento della soletta è tendenzialmente elastico fino alla rottura di tipo fragile.

6.2.3 Set III

Le solette S8 ed S9 sottoposte, rispettivamente, ad un momento sollecitante pari a circa il 44% ed il 62% del momento resistente di progetto a freddo (rispettivamente $M_{Rd,1}$ ed $M_{Rd,2}$, cfr. tabella 5.7 e tabella 5.9) in corrispondenza di un tempo di esposizione pari a circa 180 minuti hanno raggiunto una inflessione abbastanza simile (rispettivamente, $f_{S8,180} \approx 103\text{mm}$ e $f_{S9,180} \approx$

106mm) senza tuttavia raggiungere il collasso. Pertanto, in accordo con il programma sperimentale, i carichi sulle due solette sono stati incrementati: la soletta S8 è collassata per un valore del momento sollecitante pari al 47% di $M_{Rd,1}$; la soletta S9, invece, è collassata per un valore del momento sollecitante pari al 90% of $M_{Rd,2}$. La soletta S7, su cui non sono stati applicati carichi esterni durante la prova, dopo circa 190 minuti di esposizione all'incendio presentava una freccia pari a $f_{S4,190} \approx 68\text{mm}$. Il giorno successivo alla prova di incendio, la soletta S7 è stata caricata e ha mostrato una resistenza residua pari a circa il 60% di $M_{Rd,1}$. L'andamento della freccia in funzione del carico applicato è riportato in Figura 6.2c. I valori della freccia riportati nel diagramma sono valori relativi rispetto alla freccia residua iniziale che presentava la soletta prima di essere caricata. Per il Set III, le indagini effettuate sulle solette successivamente all'esposizione all'incendio, e riportate nel paragrafo 5.11, consentono di affermare che tutte le solette sono collassate per rottura delle fibre di vetro in campata, ovvero nella zona direttamente esposta al fuoco; difatti, la presenza della piegatura all'estremità delle barre ha evitato lo sfilamento delle stesse. Così come visto per le solette del Set II, analizzando il diagramma freccia-carico della prova residua si nota il comportamento della soletta tendenzialmente elastico fino alla rottura di tipo fragile.

6.2.4 Sintesi

Al fine di sintetizzare i dati appena analizzati, in Tabella 6.1 vengono riportati per ciascuna soletta alcuni valori significativi delle frecce registrate durante l'esposizione all'incendio, mentre in Tabella 6.2 si riportano il livello di carico ed il tempo di resistenza al fuoco della Fase 1 (caratterizzata dal livello di carico costante), il livello di carico al collasso nella Fase 2 (caratterizzata dall'incremento del carico applicato) e le modalità di collasso.

Tabella 6.1 Valori delle frecce registrati durante le prove

Set	Soletta	Freccia registrata durante le prove [mm]		
		t = 60min	t = 120min	t = 190min
I	S1	45	65	100
	S2	55	85	-
	S3	70	-	-
II	S4	49	58	70
	S5	51	62	80
	S6	68	78	100
III	S7	42	53	70
	S8	49	68	130
	S9	60	100	110

Tabella 6.2 Valore dei carichi durante la prova al fuoco

Set	Soletta	Lunghezza copriferro <i>c</i> [mm]	Lunghezza zona non esposta <i>L_{unexp}</i> [mm]	Forma delle barre	FASE 1		FASE 2	Modalità di collasso
					Livello di carico durante la prova <i>η_{fi}</i> [%]	Tempo di resistenza al fuoco <i>T_e</i> [min]	Livello di carico al collasso <i>η_{fail}</i> [%]	
I	S1				10	>180	55	Sfilamento delle barre
	S2	32	250	Diritte	44	120	50	
	S3				62	60	-	
II	S4				10	>180	100	Rottura delle barre
	S5	51	500	Diritte	44	>180	85	
	S6				62	>180	100	
III	S7				10	>180	60	Rottura delle barre
	S8	32	250	Piegate	44	>180	45	
	S9				62	>180	90	

In sintesi, dai risultati inerenti le nove solette caricate durante l'esposizione all'incendio appare evidente che:

- le solette S2 ed S3, caratterizzate dai valori più bassi di copriferro e di estensione della zona non direttamente esposta all'incendio (ovvero, $c=32\text{mm}$ e $L_{unexp}=250\text{mm}$) hanno presentato un tempo di resistenza al fuoco pari, rispettivamente, a 60min e 120min funzione del livello di carico;

- le solette S5 ed S6 con i valori più alti di copriferro e di estensione della zona non direttamente esposta all'incendio (ovvero, $c=51\text{mm}$ e $L_{unexp}=500\text{mm}$) hanno presentato un tempo di resistenza al fuoco maggiore di 180min;
- le solette S8 ed S9 con i valori più bassi di copriferro e di estensione della zona non direttamente esposta all'incendio (ovvero, $c=32\text{mm}$ e $L_{unexp}=250\text{mm}$), ma caratterizzate da barre piegate all'estremità, hanno raggiunto un tempo di resistenza al fuoco pari a quello delle solette S5 ed S6 (ovvero 180min).

6.2.5 Dati registrati dagli estensimetri durante le prove

Così come visto nel paragrafo 5.6.2, al fine di valutare lo stato deformativo in punti significativi delle solette, ciascuna di esse è stata strumentata con vari estensimetri posizionati sia sulle barre che sull'estradosso delle solette. Nonostante la cura riposta nel posizionamento degli estensimetri prima del getto delle solette, i test effettuati sugli estensimetri prima di ciascuna prova in condizioni di incendio hanno evidenziato che alcuni di essi sembravano aver subito un danneggiamento durante la fase di getto e pertanto non risultavano utilizzabili. Particolarmente sfavorevole è risultata la prova del Set III per la quale, a causa di problemi tecnici, non sono disponibili le letture estensimetriche. Pertanto, in Figura 6.3 ed in Figura 6.4 si riportano, rispettivamente per le solette del Set I e per le solette del Set II, le deformazioni registrate durante l'esposizione all'incendio dagli estensimetri che risultavano ancora funzionanti al momento di esecuzione della prova al fuoco. Ciascuna curva (deformazione-tempo) è individuata attraverso la sigla identificativa dell'estensimetro da cui sono stati registrati i dati (vedi par. 5.6.2). Dall'analisi delle letture degli estensimetri posizionati sulle barre (dove disponibili) nella zona direttamente esposta al fuoco è possibile notare, per ciascuna soletta, l'incremento di deformazione (allungamento) che la barra subisce nei primi minuti di esposizione all'incendio. Tuttavia, quando la barra raggiunge temperature prossime alla sua temperatura di transizione vetrosa (dopo meno di 10 minuti per le solette del Set I e meno di 15 minuti per le solette del Set II,

cf. par. 6.3.2.1) gli estensimetri subiscono la perdita di aderenza dalla barra stessa che ne inficia irrimediabilmente le successive letture. I dati registrati dagli estensimetri posizionati, in prossimità della mezzeria, sulla superficie di estradosso di ciascuna soletta consentono di osservare un incremento del loro accorciamento ovvero delle compressioni nelle fibre superiori delle solette stesse. Tale effetto cresce al crescere del livello di carico presente sulle solette ed è indice della curvatura termica subita da ciascuna soletta durante la prova.

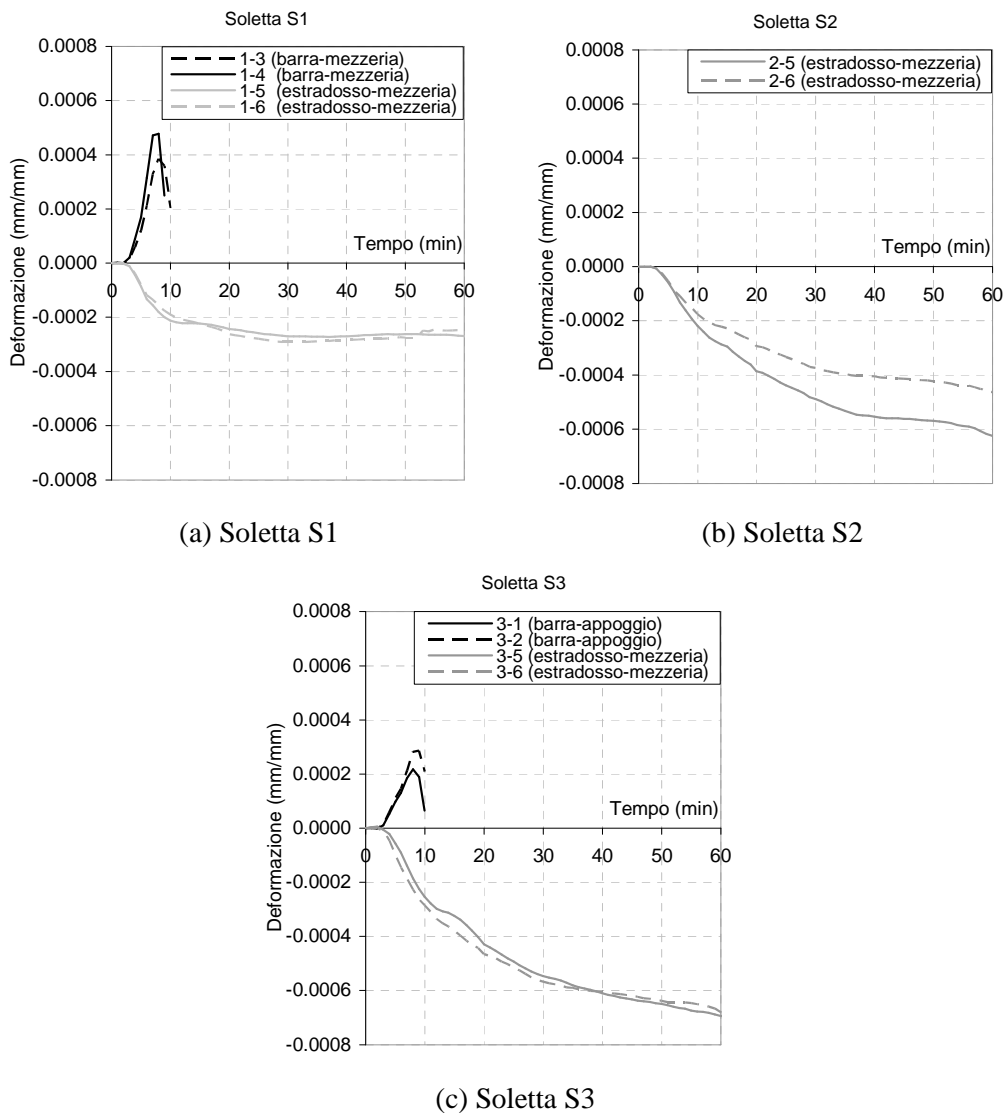
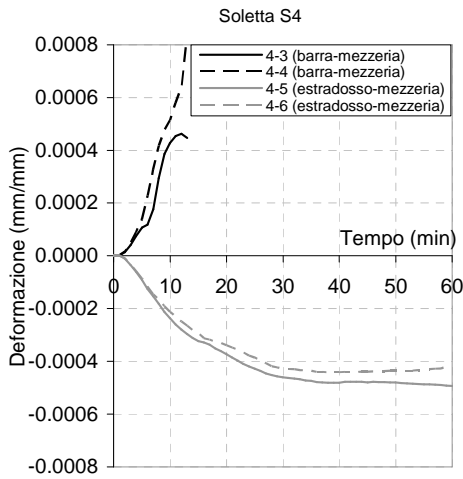
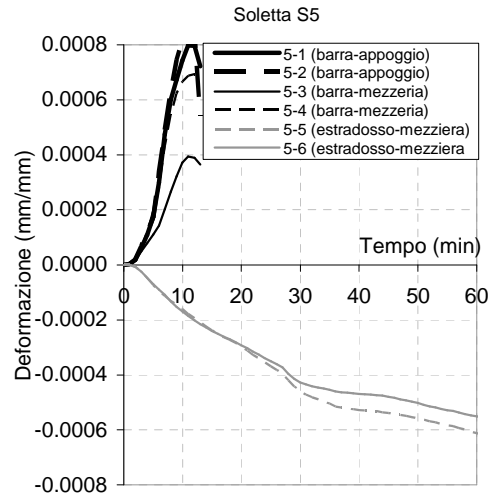


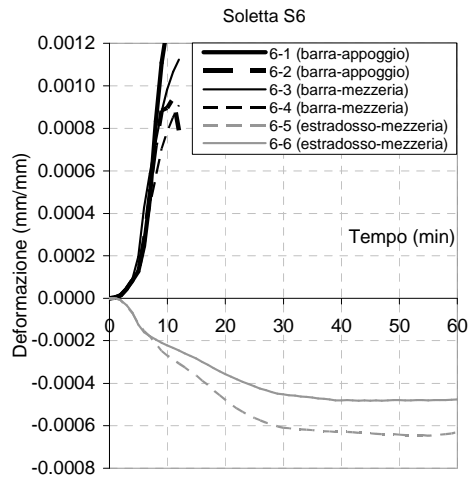
Figura 6.3 Solette Set I: *Letture estensimetriche durante l'esposizione al fuoco*



(d) Soletta S4



(c) Soletta S5



(d) Soletta S6

Figura 6.4 *Solette Set II: Letture estensimetriche durante l'esposizione al fuoco*

6.3 Comportamento Termico

Per comprendere meglio i comportamenti strutturali appena descritti è certamente utile analizzare il campo termico registrato all'interno del forno ed all'interno delle solette.

6.3.1 Temperature all'interno del forno di prova

Prima di analizzare nel dettaglio le temperature registrate dalle termocoppie distribuite all'interno delle solette e sulla superficie di estradosso delle stesse (vedi par. 5.6.1), è necessario esaminare l'andamento nel tempo delle temperature all'interno del forno di prova (vedi par. 5.9.1). Per ciascun Set di prova in Figura 6.5, Figura 6.6 e Figura 6.7 sono riportati (a) alcuni valori discreti delle letture delle 8 termocoppie posizionate all'interno del forno e (b) i relativi andamenti in funzione del tempo di esposizione al fuoco; le curve in grigio diagrammano l'andamento delle temperature registrate dalle singole termocoppie, dalle quali è stato ricavato il valore medio della temperatura interna al forno (curva in nero).

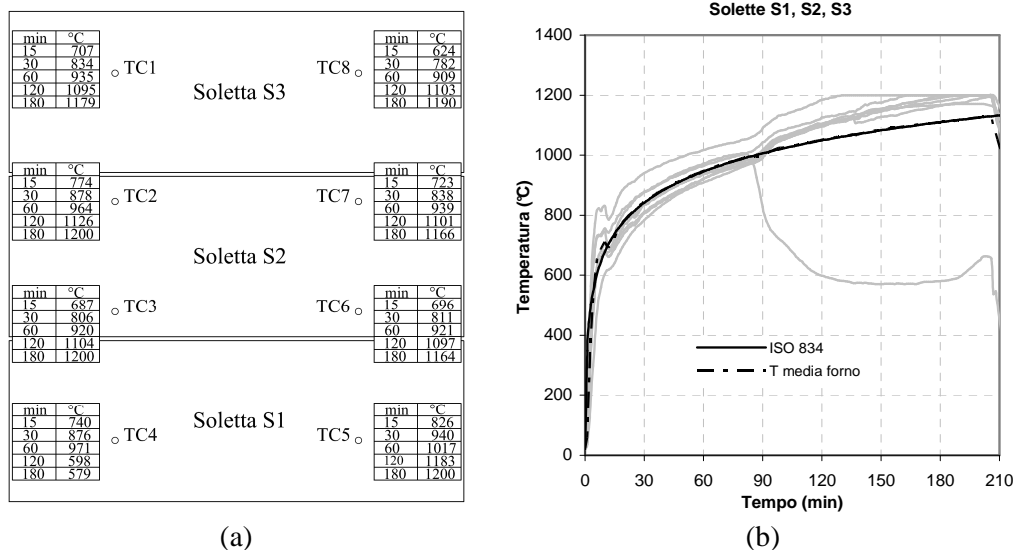
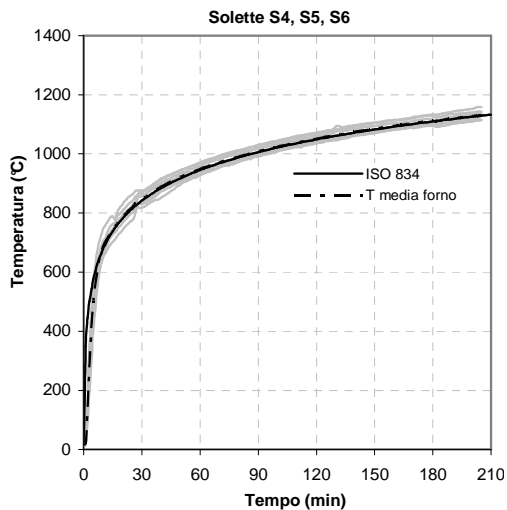


Figura 6.5 Temperature nel forno durante la prova del Set I: (a) valori discreti; (b) curve tempo-temperatura

<table border="1"> <thead> <tr><th>min</th><th>°C</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>15</td><td>763</td></tr> <tr><td>30</td><td>818</td></tr> <tr><td>60</td><td>927</td></tr> <tr><td>120</td><td>1035</td></tr> <tr><td>180</td><td>1094</td></tr> </tbody> </table>	min	°C	15	763	30	818	60	927	120	1035	180	1094	○ TC1	Soletta S6	TC8 ○	<table border="1"> <thead> <tr><th>min</th><th>°C</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>15</td><td>747</td></tr> <tr><td>30</td><td>857</td></tr> <tr><td>60</td><td>951</td></tr> <tr><td>120</td><td>1037</td></tr> <tr><td>180</td><td>1100</td></tr> </tbody> </table>	min	°C	15	747	30	857	60	951	120	1037	180	1100
min	°C																											
15	763																											
30	818																											
60	927																											
120	1035																											
180	1094																											
min	°C																											
15	747																											
30	857																											
60	951																											
120	1037																											
180	1100																											
<table border="1"> <thead> <tr><th>min</th><th>°C</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>15</td><td>744</td></tr> <tr><td>30</td><td>839</td></tr> <tr><td>60</td><td>945</td></tr> <tr><td>120</td><td>1058</td></tr> <tr><td>180</td><td>1112</td></tr> </tbody> </table>	min	°C	15	744	30	839	60	945	120	1058	180	1112	○ TC2	Soletta S5	TC7 ○	<table border="1"> <thead> <tr><th>min</th><th>°C</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>15</td><td>756</td></tr> <tr><td>30</td><td>830</td></tr> <tr><td>60</td><td>931</td></tr> <tr><td>120</td><td>1040</td></tr> <tr><td>180</td><td>1106</td></tr> </tbody> </table>	min	°C	15	756	30	830	60	931	120	1040	180	1106
min	°C																											
15	744																											
30	839																											
60	945																											
120	1058																											
180	1112																											
min	°C																											
15	756																											
30	830																											
60	931																											
120	1040																											
180	1106																											
<table border="1"> <thead> <tr><th>min</th><th>°C</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>15</td><td>779</td></tr> <tr><td>30</td><td>868</td></tr> <tr><td>60</td><td>963</td></tr> <tr><td>120</td><td>1067</td></tr> <tr><td>180</td><td>1133</td></tr> </tbody> </table>	min	°C	15	779	30	868	60	963	120	1067	180	1133	○ TC3	Soletta S4	TC6 ○	<table border="1"> <thead> <tr><th>min</th><th>°C</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>15</td><td>703</td></tr> <tr><td>30</td><td>837</td></tr> <tr><td>60</td><td>939</td></tr> <tr><td>120</td><td>1046</td></tr> <tr><td>180</td><td>1105</td></tr> </tbody> </table>	min	°C	15	703	30	837	60	939	120	1046	180	1105
min	°C																											
15	779																											
30	868																											
60	963																											
120	1067																											
180	1133																											
min	°C																											
15	703																											
30	837																											
60	939																											
120	1046																											
180	1105																											
<table border="1"> <thead> <tr><th>min</th><th>°C</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>15</td><td>788</td></tr> <tr><td>30</td><td>860</td></tr> <tr><td>60</td><td>960</td></tr> <tr><td>120</td><td>1060</td></tr> <tr><td>180</td><td>1115</td></tr> </tbody> </table>	min	°C	15	788	30	860	60	960	120	1060	180	1115	○ TC4	Soletta S4	TC5 ○	<table border="1"> <thead> <tr><th>min</th><th>°C</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>15</td><td>730</td></tr> <tr><td>30</td><td>876</td></tr> <tr><td>60</td><td>971</td></tr> <tr><td>120</td><td>1071</td></tr> <tr><td>180</td><td>1126</td></tr> </tbody> </table>	min	°C	15	730	30	876	60	971	120	1071	180	1126
min	°C																											
15	788																											
30	860																											
60	960																											
120	1060																											
180	1115																											
min	°C																											
15	730																											
30	876																											
60	971																											
120	1071																											
180	1126																											

(a)

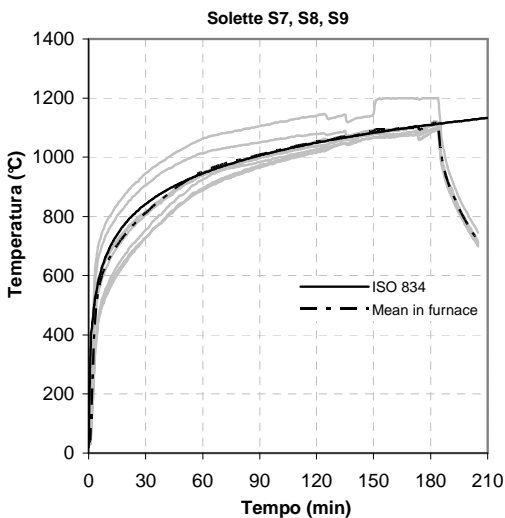


(b)

Figura 6.6 Temperature nel forno durante la prova del Set II: (a) valori discreti; (b) curve tempo-temperatura

<table border="1"> <thead> <tr><th>min</th><th>°C</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>15</td><td>802</td></tr> <tr><td>30</td><td>904</td></tr> <tr><td>60</td><td>1013</td></tr> <tr><td>120</td><td>1078</td></tr> <tr><td>180</td><td>1092</td></tr> </tbody> </table>	min	°C	15	802	30	904	60	1013	120	1078	180	1092	○ TC1	Soletta S9	TC8 ○	<table border="1"> <thead> <tr><th>min</th><th>°C</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>15</td><td>639</td></tr> <tr><td>30</td><td>945</td></tr> <tr><td>60</td><td>1062</td></tr> <tr><td>120</td><td>1140</td></tr> <tr><td>180</td><td>1200</td></tr> </tbody> </table>	min	°C	15	639	30	945	60	1062	120	1140	180	1200
min	°C																											
15	802																											
30	904																											
60	1013																											
120	1078																											
180	1092																											
min	°C																											
15	639																											
30	945																											
60	1062																											
120	1140																											
180	1200																											
<table border="1"> <thead> <tr><th>min</th><th>°C</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>15</td><td>601</td></tr> <tr><td>30</td><td>729</td></tr> <tr><td>60</td><td>896</td></tr> <tr><td>120</td><td>1027</td></tr> <tr><td>180</td><td>1083</td></tr> </tbody> </table>	min	°C	15	601	30	729	60	896	120	1027	180	1083	○ TC2	Soletta S8	TC7 ○	<table border="1"> <thead> <tr><th>min</th><th>°C</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>15</td><td>631</td></tr> <tr><td>30</td><td>754</td></tr> <tr><td>60</td><td>924</td></tr> <tr><td>120</td><td>1056</td></tr> <tr><td>180</td><td>1112</td></tr> </tbody> </table>	min	°C	15	631	30	754	60	924	120	1056	180	1112
min	°C																											
15	601																											
30	729																											
60	896																											
120	1027																											
180	1083																											
min	°C																											
15	631																											
30	754																											
60	924																											
120	1056																											
180	1112																											
<table border="1"> <thead> <tr><th>min</th><th>°C</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>15</td><td>614</td></tr> <tr><td>30</td><td>729</td></tr> <tr><td>60</td><td>888</td></tr> <tr><td>120</td><td>1016</td></tr> <tr><td>180</td><td>1093</td></tr> </tbody> </table>	min	°C	15	614	30	729	60	888	120	1016	180	1093	○ TC3	Soletta S7	TC6 ○	<table border="1"> <thead> <tr><th>min</th><th>°C</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>15</td><td>696</td></tr> <tr><td>30</td><td>805</td></tr> <tr><td>60</td><td>940</td></tr> <tr><td>120</td><td>1037</td></tr> <tr><td>180</td><td>1107</td></tr> </tbody> </table>	min	°C	15	696	30	805	60	940	120	1037	180	1107
min	°C																											
15	614																											
30	729																											
60	888																											
120	1016																											
180	1093																											
min	°C																											
15	696																											
30	805																											
60	940																											
120	1037																											
180	1107																											
<table border="1"> <thead> <tr><th>min</th><th>°C</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>15</td><td>718</td></tr> <tr><td>30</td><td>812</td></tr> <tr><td>60</td><td>938</td></tr> <tr><td>120</td><td>1023</td></tr> <tr><td>180</td><td>1106</td></tr> </tbody> </table>	min	°C	15	718	30	812	60	938	120	1023	180	1106	○ TC4	Soletta S7	TC5 ○	<table border="1"> <thead> <tr><th>min</th><th>°C</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>15</td><td>719</td></tr> <tr><td>30</td><td>818</td></tr> <tr><td>60</td><td>947</td></tr> <tr><td>120</td><td>1036</td></tr> <tr><td>180</td><td>1106</td></tr> </tbody> </table>	min	°C	15	719	30	818	60	947	120	1036	180	1106
min	°C																											
15	718																											
30	812																											
60	938																											
120	1023																											
180	1106																											
min	°C																											
15	719																											
30	818																											
60	947																											
120	1036																											
180	1106																											

(a)



(b)

Figura 6.7 Temperature nel forno durante la prova del Set III: (a) valori discreti; (b) curve tempo-temperatura

Dai diagrammi risulta evidente che, in ciascuna prova, la curva media di riscaldamento del forno si trova in buon accordo con l'andamento della curva di incendio ISO 834. Il riscaldamento più omogeneo si è certamente ottenuto

durante la prova delle solette del Set II, mentre, nelle altre prove in generale si riscontra che i valori di temperatura registrati da ciascuna delle 8 termocoppie nello stesso istante di tempo sono abbastanza differenti.

In particolare, per il Set I (Figura 6.5) le temperature più alte sono riscontrabili nella posizione della termocoppia TC5 (al di sotto della soletta S1) mentre le più basse sono presenti nella posizione della termocoppia TC8 (al di sotto della soletta S3). Inoltre, sempre per il Set I si può notare il mal funzionamento di una termocoppia (nello specifico la termocoppia TC4): tale termocoppia improvvisamente inizia a leggere temperature decisamente inferiori alle altre termocoppie determinando una alterazione del valore medio. Infatti, il sistema di controllo del forno, ha valutato comunque la temperatura media mediando la temperatura di tutte le termocoppie, compresa la TC4, e pertanto, al fine di approssimare la curva ISO834, ha reagito a questa alterazione aumentando la temperatura dei gas caldi che hanno condotto le altre termocoppie a leggere valori di temperatura maggiori di quelli della ISO834.

Per il Set III, così come per il Set I, si è riscontrata una disomogeneità di riscaldamento. In particolare, le temperature più alte sono riscontrabili nella posizione della termocoppia TC8 (al di sotto della soletta S9) mentre le più basse sono presenti nella posizione della termocoppia TC2 e della termocoppia TC3 (al di sotto della soletta S8).

6.3.2 Temperature registrate all'interno delle solette durante le prove

La strumentazione disposta nelle solette prima del getto (vedi par. 5.7) ha consentito di ottenere numerosi dati sul campo termico all'interno di ciascuna soletta. Le informazioni ottenute riguardano la temperatura delle barre, la temperatura del calcestruzzo lungo lo spessore della soletta e la temperatura all'estradosso.

6.3.2.1 Temperatura delle barre

In Figura 6.8 sono riportati gli andamenti delle temperature registrate nelle barre di GFRP, per ciascuna delle solette S1, S2, S3, lungo l'allineamento sia longitudinale che trasversale (vedi par. 5.6.1). In particolare, in ciascun grafico

sono riportati, con curve di colore grigio, gli andamenti delle temperature registrate da tutte le termocoppie posizionate sulla superficie superiore ed inferiore delle barre; di questi andamenti è stato determinato e riportato l'andamento medio (curve in nero). Le stesse informazioni sono riportate per le solette S4, S5, S6 in Figura 6.9 e per le solette S7, S8, S9 in Figura 6.10. Per questi ultimi due gruppi di solette è stato possibile rilevare anche la temperatura nella zona non direttamente esposta al fuoco attraverso le termocoppie nelle posizioni A, A_{bis}, M, M_{bis} per le solette S4, S5, S6 e le termocoppie nelle posizioni AC, AL, MC, ML per le solette S7, S8, S9 (cfr. par. 5.6.1).

Dall'analisi dei diagrammi si nota che in ciascuna soletta gli andamenti di temperatura registrati lungo l'asse longitudinale dalle varie termocoppie superiori ed inferiori non sono significativamente differenti dall'andamento medio (ovviamente tenendo conto delle incertezze sperimentali). Maggiori scarti nelle letture, invece, sono riscontrabili nella direzione trasversale a causa della non perfetta tenuta dell'isolamento posizionato tra le solette e tra le solette ed il forno; per tale motivo, in genere, nella sezione di lettura trasversale le temperature misurate sui bordi sono più piccole di quelle registrate nella parte centrale della soletta. Altre alterazioni potrebbero essere state determinate dalle sei colonne di mattoni in materiale refrattario posti all'interno del forno per sostenere le solette quando queste arrivavano al collasso.

La presenza delle termocoppie sia sopra che sotto la barra, nella zona direttamente esposta all'incendio, ha consentito di apprezzare le evidenti differenze di temperatura che, in corrispondenza dello stesso tempo di esposizione all'incendio, possono arrivare anche a raggiungere valori di 200°C. Tali differenze sono da imputarsi sia alla differente distanza dalla superficie esposta sia alla bassa conducibilità termica trasversale delle barre di FRP.

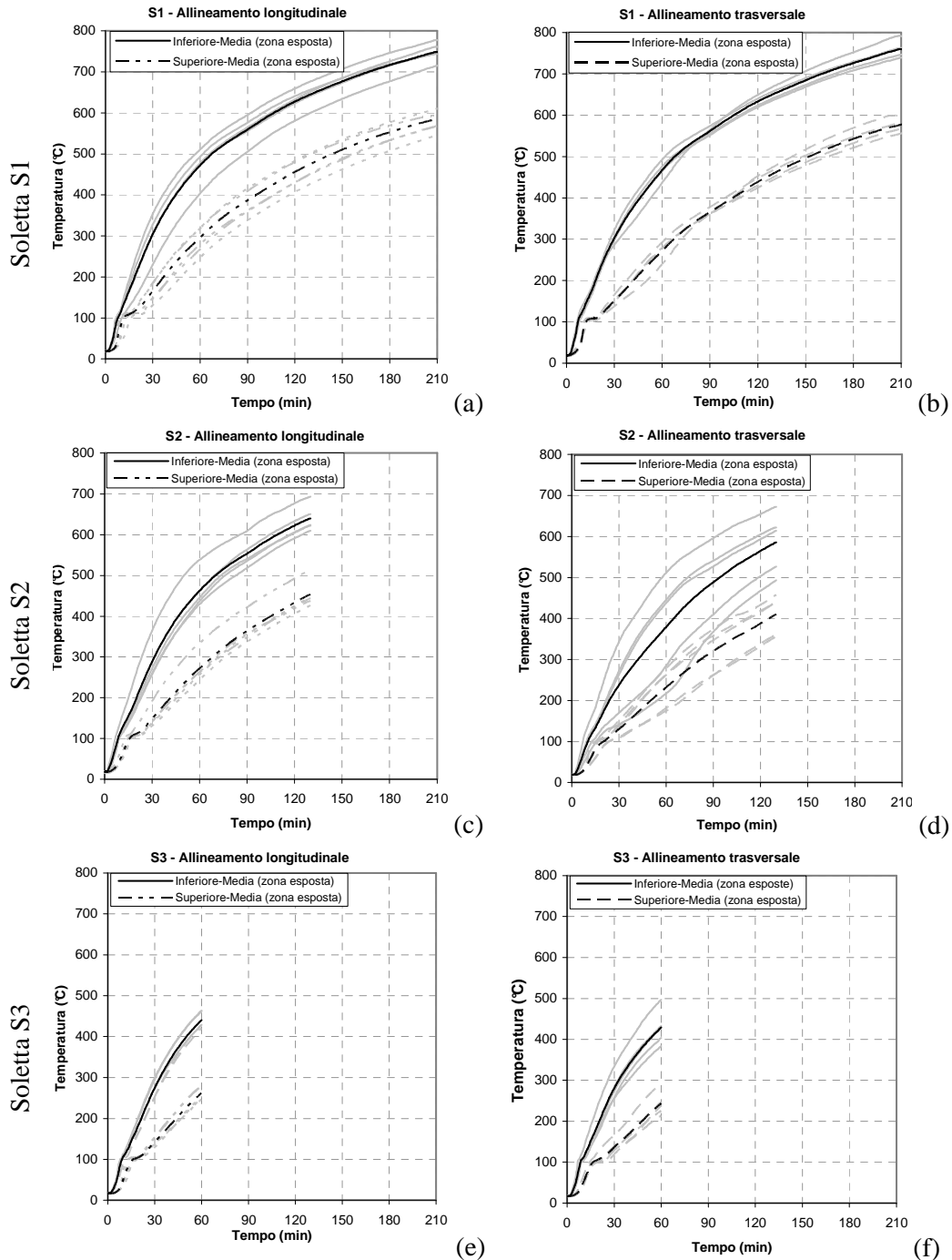


Figura 6.8 Temperature delle barre delle solette S1, S2, S3 in direzione longitudinale e trasversale

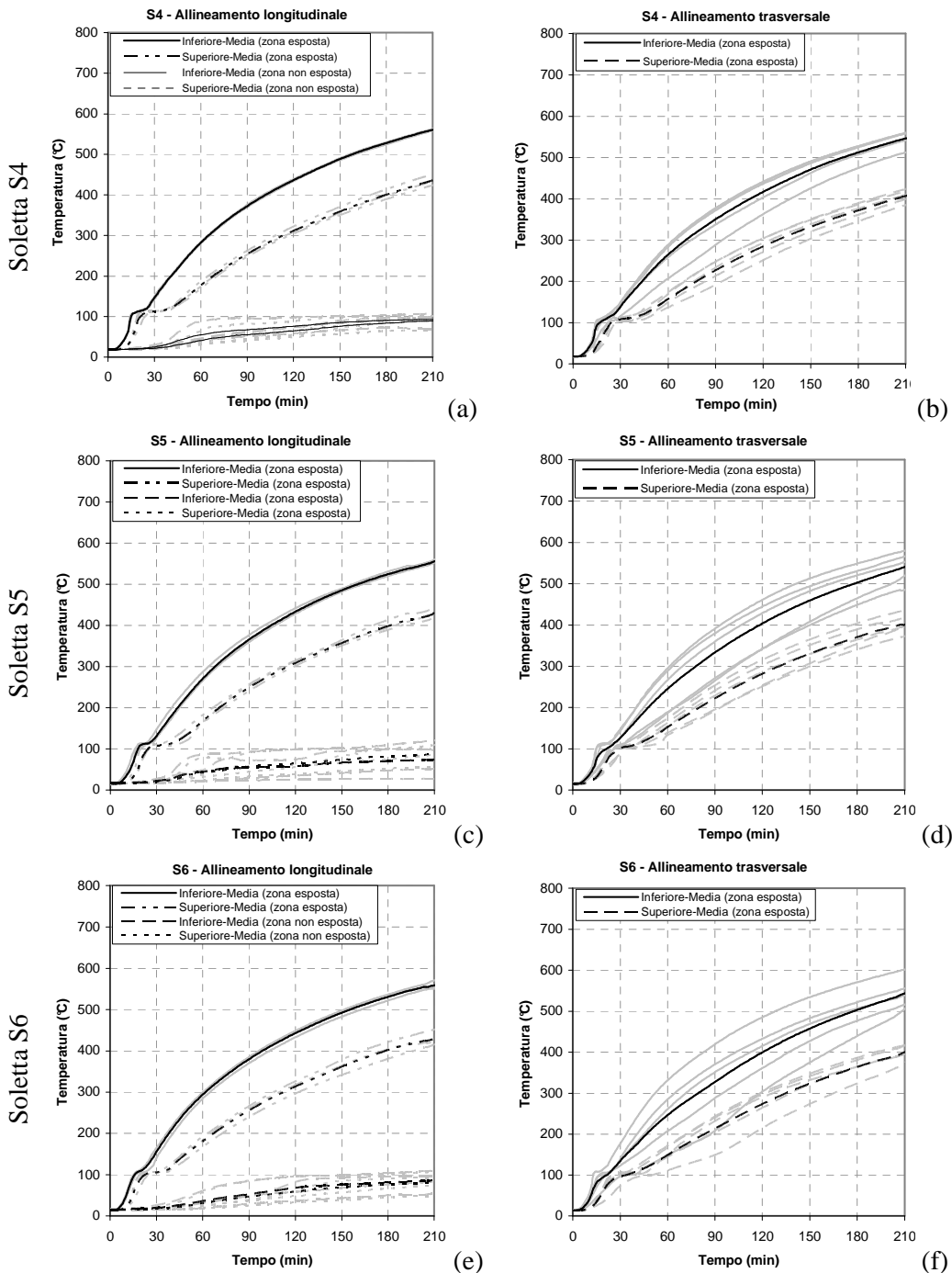


Figura 6.9 *Temperature delle barre delle solette S4, S5, S6 in direzione longitudinale e trasversale*

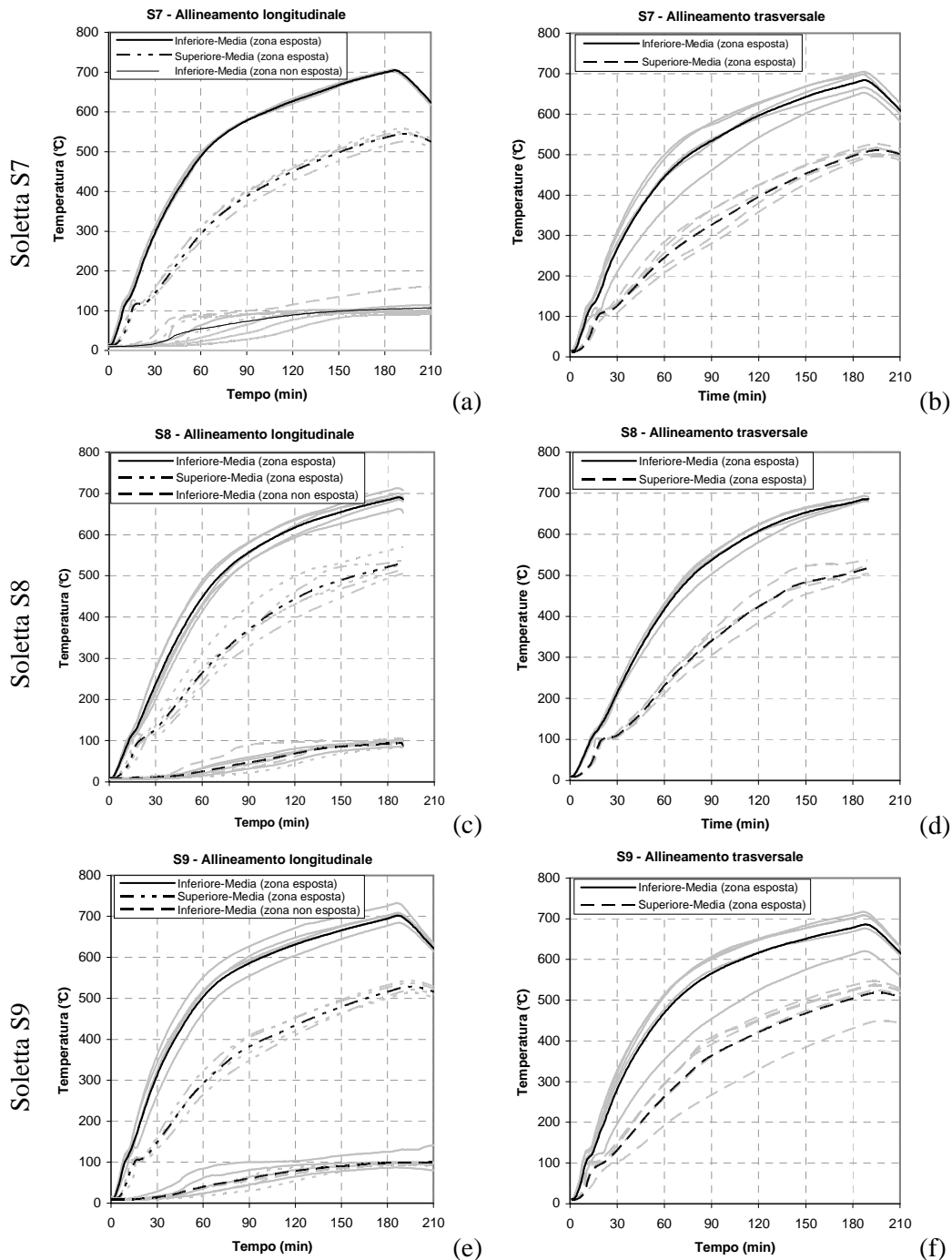


Figura 6.10 *Temperature delle barre delle solette S7, S8, S9 in direzione longitudinale e trasversale*

Particolarmente interessanti sono le letture delle termocoppie nella zona non esposta direttamente al fuoco; infatti nei digrammi inerenti le solette del Set II e del Set III è possibile notare la notevole differenza di temperatura delle barre tra la zona esposta direttamente al fuoco e quella non esposta. Tale differenza è da attribuirsi all'efficacia della protezione offerta dal tessuto in lana di roccia, posto a copertura degli appoggi metallici (cfr. par. 5.9.3), ma, ancor più, all'inerzia termica del calcestruzzo. I valori delle temperature medie in questa zona, sia per il Set II che per il Set III, rimangono significativamente basse durante tutto il tempo di esposizione all'incendio, raggiungendo una temperatura vicina a quella di transizione vetrosa (ovvero 100°C) solo dopo 180 minuti. Inoltre, per le solette del Set II si nota che la differenza di temperatura registrata delle termocoppie posizionate sopra e sotto la barra sono del tutto trascurabili in quanto la trasmissione del calore non avviene in direzione ortogonale alla barra, come nel caso della zona esposta, ma nella direzione della barra.

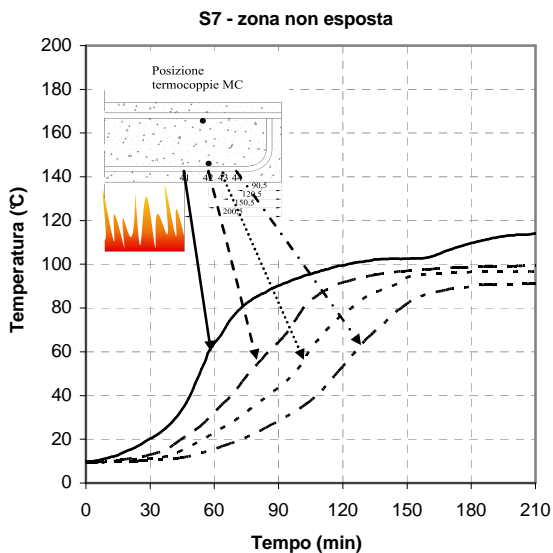


Figura 6.11 *Temperature lungo la barra della soletta S7 nella zona non esposta direttamente all'azione dell'incendio*

A titolo di esempio, in Figura 6.11 è riportato l'andamento delle temperature registrate dalle termocoppie posizionate lungo la barra della soletta S7 nella

zona non esposta direttamente all'azione dell'incendio (vedi par. 5.6.1): la velocità di riscaldamento è certamente legata alla distanza della termocoppia dalla sezione di separazione tra superficie esposta e non esposta, infatti la temperatura cresce meno rapidamente nella posizione più esterna (termocoppia numero 44) rispetto alla posizione più interna (termocoppia 41).

Nella zona direttamente esposta al fuoco, le temperature registrate nella soletta S9 sono state più alte di quelle registrate nella soletta S8: in particolare dopo 30 minuti la differenza di temperatura risultava uguale a circa 100°C e solo dopo 2 ore si è ottenuta una completa coincidenza tra le temperature medie registrate nelle due solette. Tali differenze sono state causate dal disomogeneo riscaldamento del forno; tale disomogeneità non è stata così marcata negli altri set di prova.

Nella zona direttamente esposta al fuoco, in tutte le solette la temperatura di transizione vetrosa, T_g , delle barre di GFRP, pari a circa 100°C, viene raggiunta nei primi minuti di esposizione all'incendio (circa 10-15min in funzione dello spessore del copriferro). Raggiunta la temperatura di 100°C, le curve tempo-temperatura possono presentare un breve tratto quasi orizzontale (plateau) che corrisponde al raggiungimento della temperatura di evaporazione dell'acqua. Per le solette del Set II tale fenomeno si verifica dopo i primi 15min di esposizione all'incendio e fino al tempo di circa 35min, concludendosi quindi in un tempo di circa 20min; per le solette del Set I e del Set III lo stesso fenomeno si presenta dopo i primi 10min di esposizione all'incendio e fino a circa 20min, concludendosi in un tempo di circa 10min. In tali intervalli di tempo la temperatura interna del forno continua a crescere (vedi ad esempio la Figura 6.5) e quindi l'incremento di energia fornito alle solette, sotto forma di calore, viene speso per far evaporare l'acqua. Pertanto, le barre delle solette del Set I e del Set III, presentando un copriferro minore, ricevono una quantità di energia nell'unità di tempo maggiore favorendo la più rapida evaporazione dell'acqua rispetto alle solette del Set II caratterizzate da un valore del copriferro maggiore. Una volta che tutta l'acqua interstiziale, presente nel calcestruzzo in prossimità delle barre, è evaporata, le temperature hanno ripreso a crescere con continuità.

Le solette del Set I e quelle del Set III, caratterizzate dallo stesso spessore del copriferro presentano, nello stesso tempo di esposizione, temperature delle barre abbastanza simili che, tuttavia, risultano decisamente superiori a quelle delle solette del Set II, caratterizzate da uno spessore del copriferro più grande. In Figura 6.12 si riportata un confronto tra l'andamento delle temperature delle barre registrato al centro delle solette S5 ed S2 (termocoppie di posizione E), aventi rispettivamente copriferro pari a 51mm e 32mm. Inoltre, per la soletta S5 è riportata anche la lettura relativa alla posizione M_{bis} che ricade nella zona non esposta al fuoco. I valori delle letture delle termocoppie in questione sono confrontati, in entrambi i diagrammi, con la curva dei valori della temperatura media dell'interno del forno che ricalca bene la curva di incendio standard ISO834. Come atteso, le temperature registrate sopra e sotto le barre longitudinali inferiori, in tutte le solette, sono significativamente inferiori a quelle registrate nel forno grazie all'inerzia termica del calcestruzzo ed allo spessore del copriferro. La velocità di incremento della temperatura è legata inversamente allo spessore del copriferro. Inoltre, come già visto, le temperature registrate sopra la barra sono inferiori rispetto a quelle registrate sotto la barra a causa sia della differente distanza dalla superficie esposta sia delle bassa conducibilità termica del FRP. Prendendo a riferimento un istante di tempo generico, ad esempio a 60min dall'inizio della prova, sulla soletta S2 si osserva che in tale istante la temperatura media della barra è pari a circa 380°C. Lo stesso valore medio di temperatura viene raggiunto dalla barra della soletta S5 non prima che siano trascorsi 120min, quindi nel doppio del tempo della soletta S2. Alla fine della prova sulla soletta S2, dopo circa 130min di esposizione all'incendio, la temperatura media della barra ha superato i 650°C mentre quella della barra nella soletta S5 si è mantenuta al di sotto dei 500°C per tutto il tempo prova, che per questa soletta è stato pari a circa 210min. Tali differenze di temperatura sono da attribuirsi al maggiore spessore di copriferro adottato a protezione delle barre della soletta S5 pari a 51mm, rispetto ai 32mm di spessore di copriferro della soletta S2; il risultato ottenuto conferma quanto lo spessore del copriferro, influenzando la temperatura nelle barre di FRP e quindi la loro eventuale riduzione di resistenza e rigidità, possa condizionare il comportamento delle solette in calcestruzzo armato con barre di FRP.

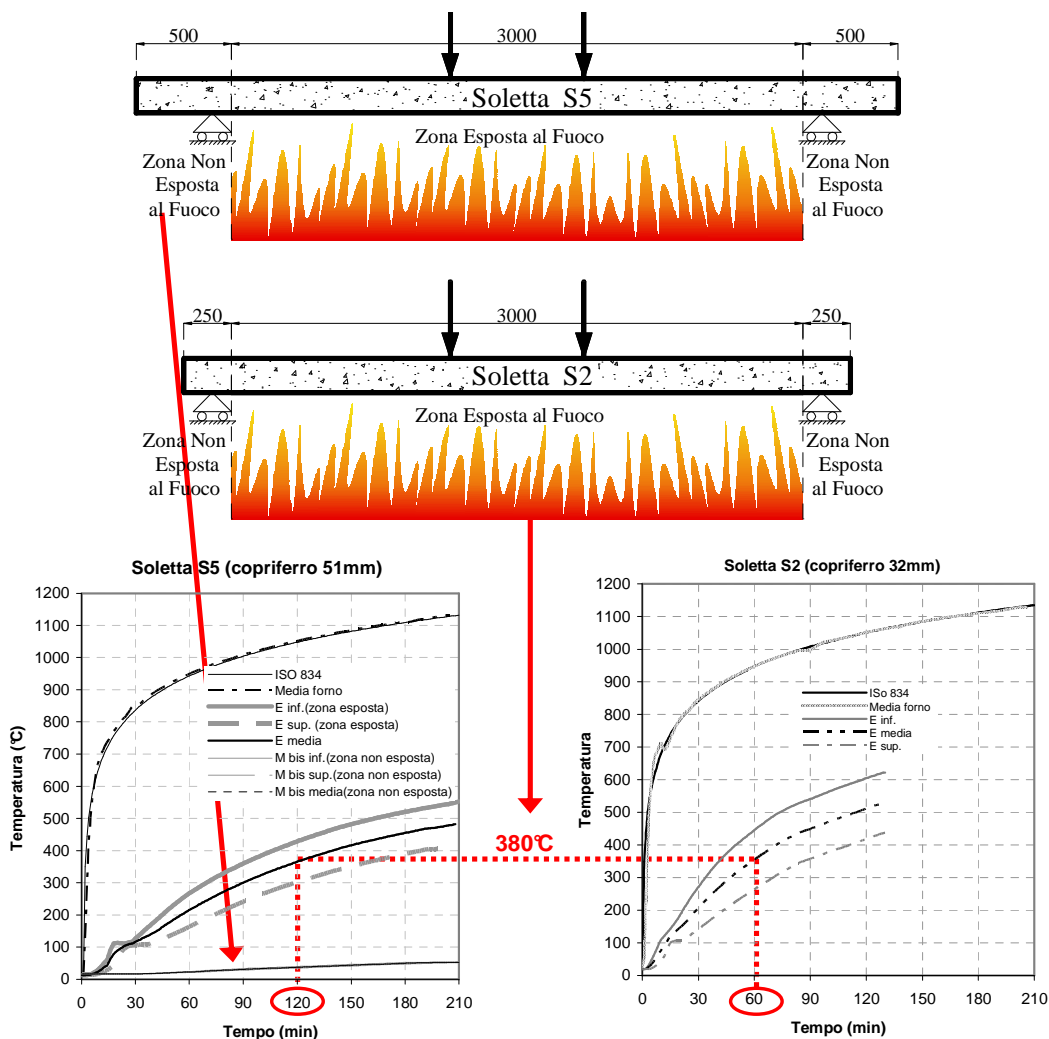


Figura 6.12 Confronto delle temperature medie registrate durante le prove della soletta S5 (copriferro 51mm) e della soletta S2 (copriferro 32mm)

6.3.2.2 Temperatura calcestruzzo

Le letture delle temperature lungo lo spessore delle solette, ricavate attraverso le termocoppie allineate nei cilindretti H ed L, sono riportate nei diagrammi di Figura 6.13 per le solette S1, S2, S3, di Figura 6.14 per le solette S4, S5, S6 e di Figura 6.15 per le solette S7, S8, S9. In ciascuna figura sono diagrammate,

quindi, due letture per ogni quota (curve in grigio) e il corrispondente valore medio delle due (curve in nero). Ogni curva è identificata da un valore in mm che rappresenta la distanza del punto di misurazione dalla superficie esposta all'incendio, ovvero dall'intradosso delle solette.

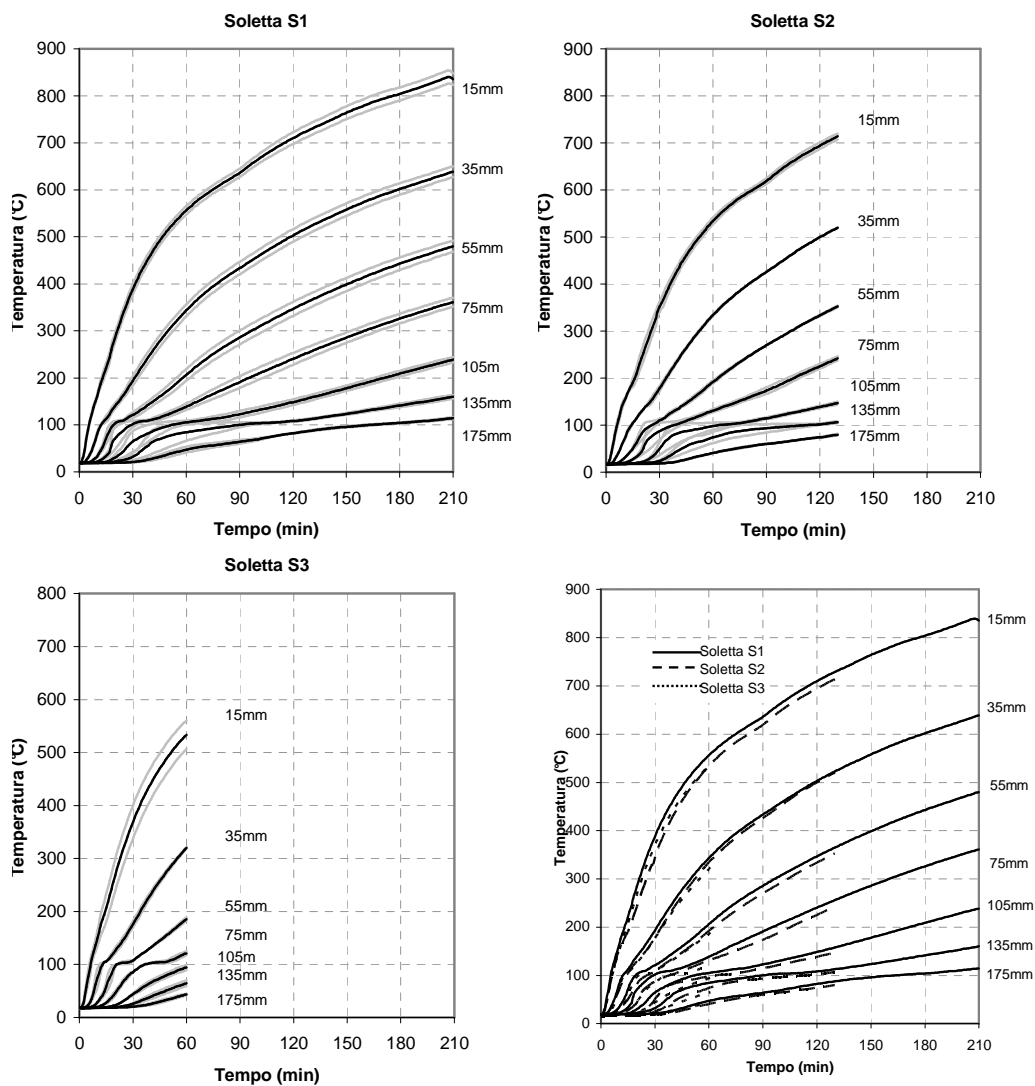


Figura 6.13 *Diagrammi tempo-temperatura del calcestruzzo a diverse distanza dalla superficie esposta per le solette S1, S2, S3*

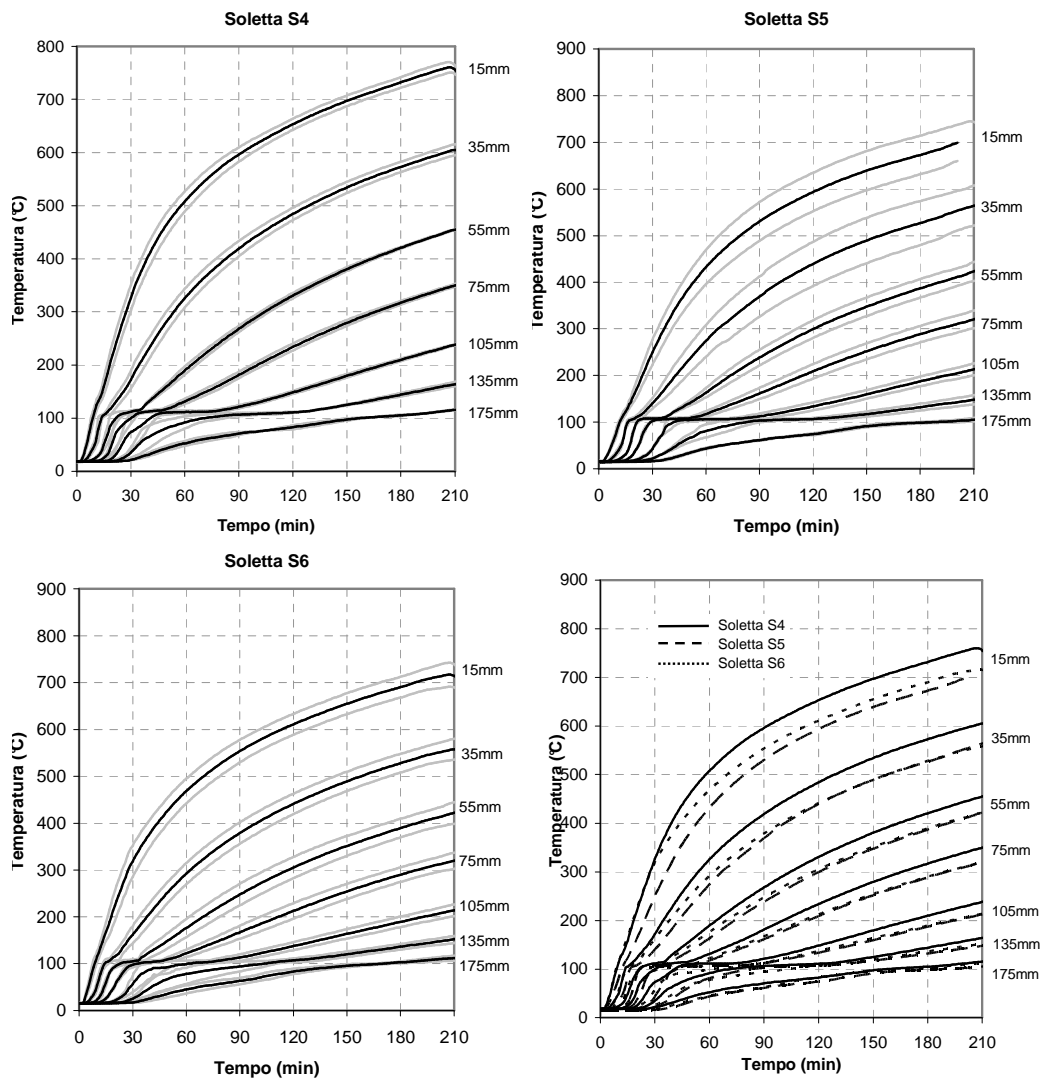


Figura 6.14 Diagrammi tempo-temperatura del calcestruzzo a diverse distanza dalla superficie esposta per le solette S4, S5, S6

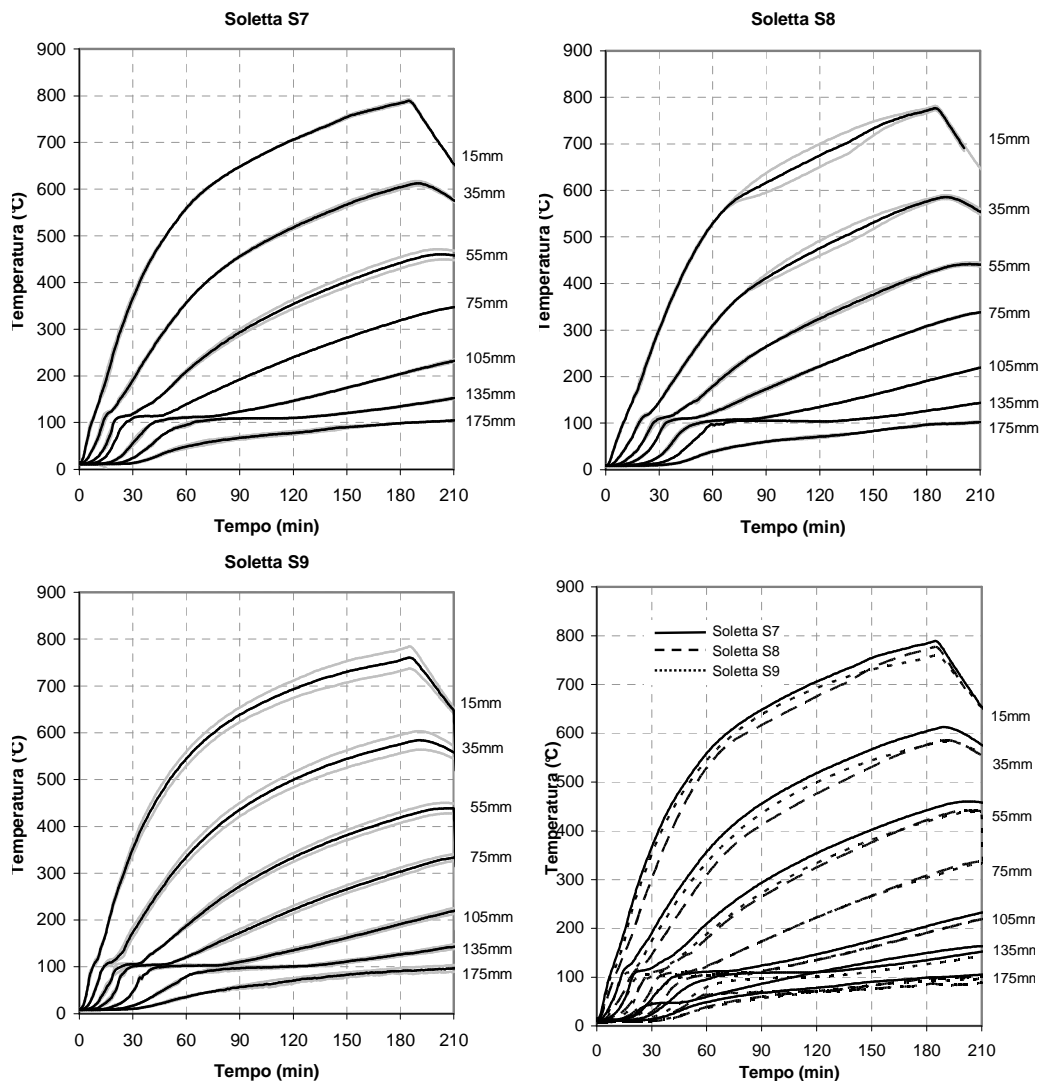


Figura 6.15 Diagrammi tempo-temperatura del calcestruzzo a diverse distanza dalla superficie esposta per le solette S7, S8, S9

Dall'esame dei vari diagrammi è possibile osservare la variazione di temperatura all'interno della soletta. Per un fissato istante di esposizione all'incendio il maggiore gradiente di temperatura si presenta in prossimità della superficie esposta: infatti, considerando la soletta S9 ed un tempo di esposizione di 120 minuti si riscontra che la differenza di temperatura tra la quota 15mm e la quota 35mm è pari a circa 200°C (con un gradiente medio di

circa $10^{\circ}\text{C}/\text{mm}$) che si riducono a soli circa 20°C tra la quota 135mm e la quota 175mm (con un gradiente medio di circa $0.5^{\circ}\text{C}/\text{mm}$).

In tutte le curve, inoltre, l'effetto dell'evaporazione dell'acqua, già visto nei diagrammi delle temperature delle barre, risulta qui ancora più evidente; infatti in corrispondenza del raggiungimento della temperatura di 100°C , le curve tendono ad assumere un andamento sub-orizzontale (plateau) più marcato e tale andamento permane fino all'evaporazione completa dell'acqua presente nelle solette. Il plateau ha un'estensione tanto maggiore quanto più il gradiente termico è basso, o in maniera equivalente quanto più è spesso il copriferro, infatti, passando dagli strati più prossimi all'intradosso verso quelli di estradosso, l'acqua che migra incontra zone della soletta a temperatura inferiore e condensa, aggiungendosi all'acqua già presente in quegli strati; affinché l'acqua accumulata possa evaporare è richiesto un tempo maggiore rispetto a quello dello strato precedente, quindi le caratteristiche con cui evolve il fenomeno determinano l'estensione del tratto di plateau.

Infine, le curve riportate mostrano che tra i 135mm e i 180mm dalla superficie esposta al fuoco, il valore massimo della temperatura del calcestruzzo, a 60min dall'inizio della prova, è pari a circa 90°C e trascorsi 120min e 180min la temperatura corrispondente vale, rispettivamente, 110°C e 140°C . Questo comportamento, dovuto all'effetto di inerzia termica del calcestruzzo, conferma l'ipotesi principale del metodo semplificato proposto nel par. 4.4, ovvero che le proprietà meccaniche del calcestruzzo compresso nella parte superiore delle solette in condizioni di incendio, possono considerarsi del tutto simili a quelle di progetto in condizioni di temperatura ambiente.

6.3.2.3 Temperature all'estradosso delle solette

Come descritto nel par. 5.6.1, sulla superficie di estradosso delle solette sono state disposte una serie di termocoppie allo scopo di valutare i valori di temperatura che vengono raggiunti sulla superficie non esposta direttamente alle fiamme.

Ricordiamo che, secondo le indicazioni dell'EN1992-1-2, per elementi esposti all'azione di un incendio standard, quando essi hanno la funzione di portare i carichi e di fungere da elementi di separazione, è previsto che essi risultino

compatibili con il criterio REI, ossia siano in grado di offrire un'adeguata resistenza meccanica (criterio R), mantengano la loro integrità (criterio E) e, quando richiesto, possano determinare adeguate condizioni di isolamento (criterio I). In particolare, la condizione di isolamento termico (criterio I) può ritenersi soddisfatta quando l'incremento di temperatura media della superficie non esposta al fuoco risulti, per tutta la durata dell'incendio, non superiore a 140°C e l'aumento massimo della temperatura, in un particolare punto della stessa superficie, non superi i 180°C .

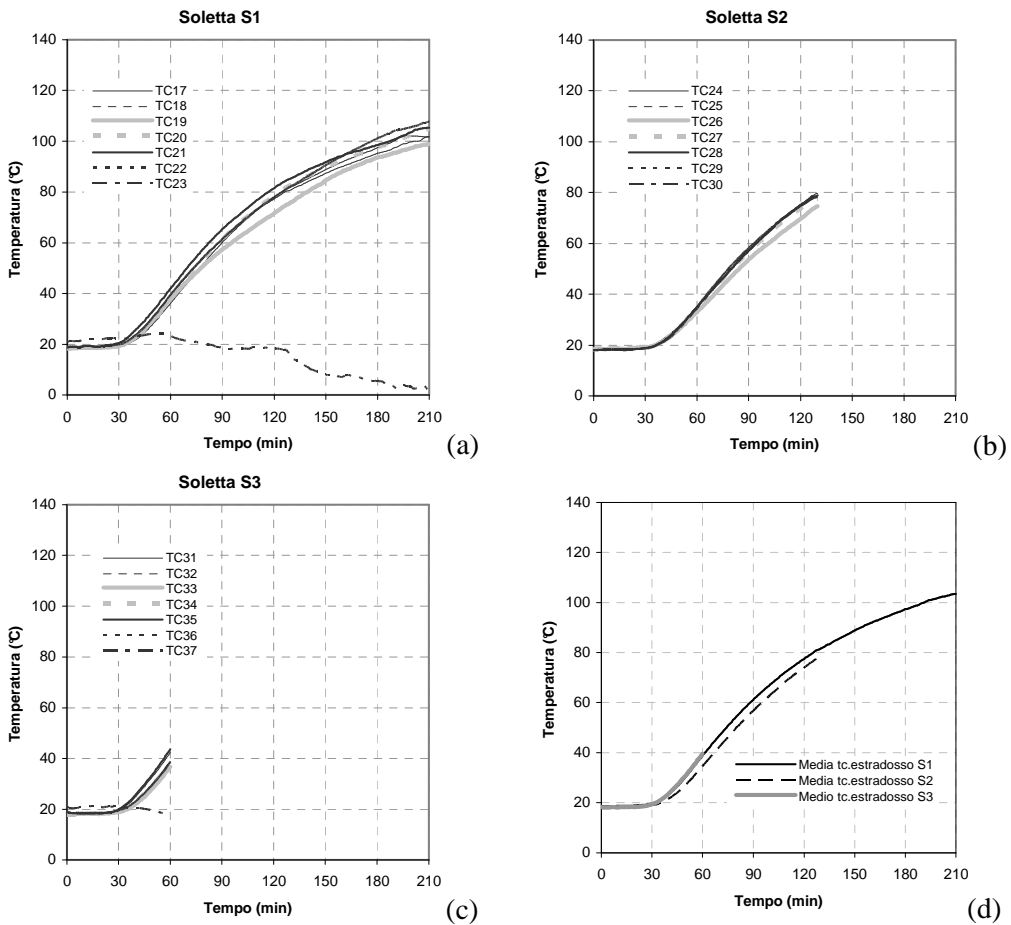


Figura 6.16 Temperature registrate all'estradosso delle solette S1, S2, S3

Al fine di valutare la rispondenza delle solette al criterio dell'isolamento termico (I) si riportano, per ciascun Set di solette, gli andamenti delle

temperature registrate dalle vari termocoppie, su ciascuna soletta, ed i confronti tra le temperature medie. In particolare in Figura 6.16 si riportano le temperature registrate da ciascuna termocoppia d'estradosso delle solette (a) S1, (b) S2, (c) S3 (le sigle delle termocoppie corrispondono alle indicazioni riportate nel paragrafo 5.6.1) ed un confronto (d) tra le curve tempo-temperatura media d'estradosso di ciascuna soletta. Le stesse informazioni sono riportate in Figura 6.17 e in Figura 6.18 rispettivamente per le solette S4, S5, S6 e per le solette S7, S8, S9.

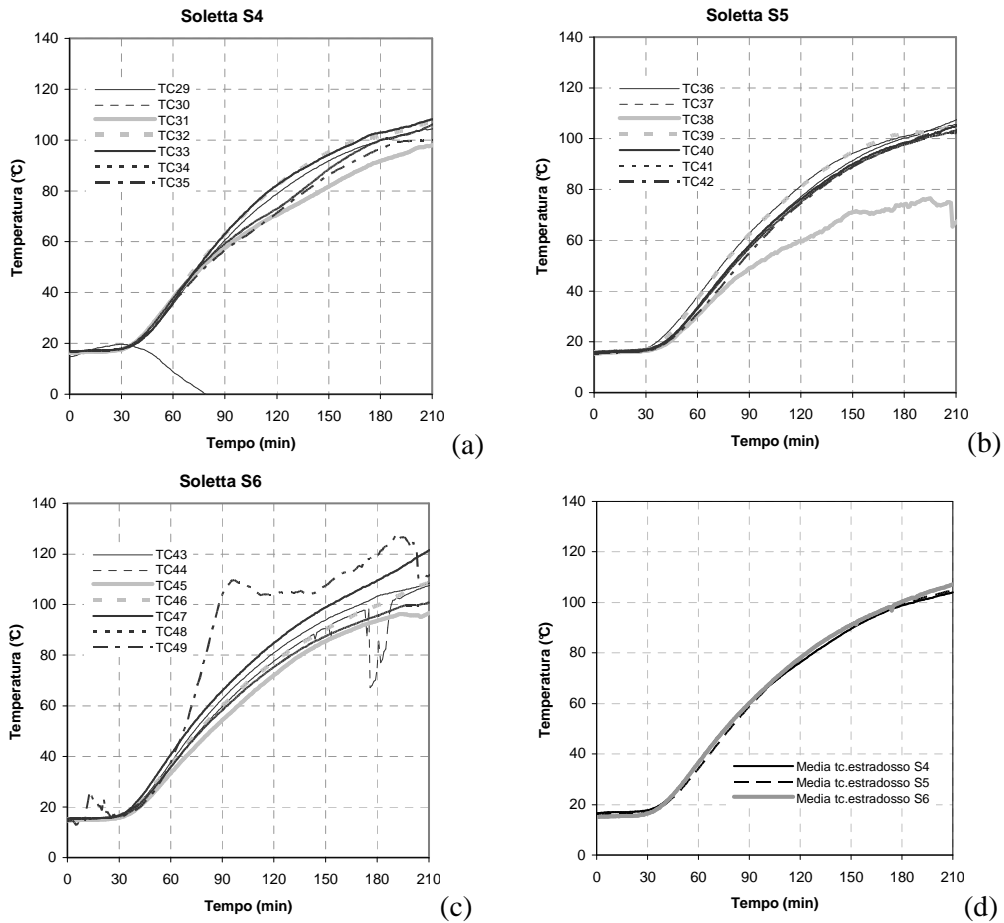


Figura 6.17 Temperature registrate all'estradosso delle solette S4, S5, S6

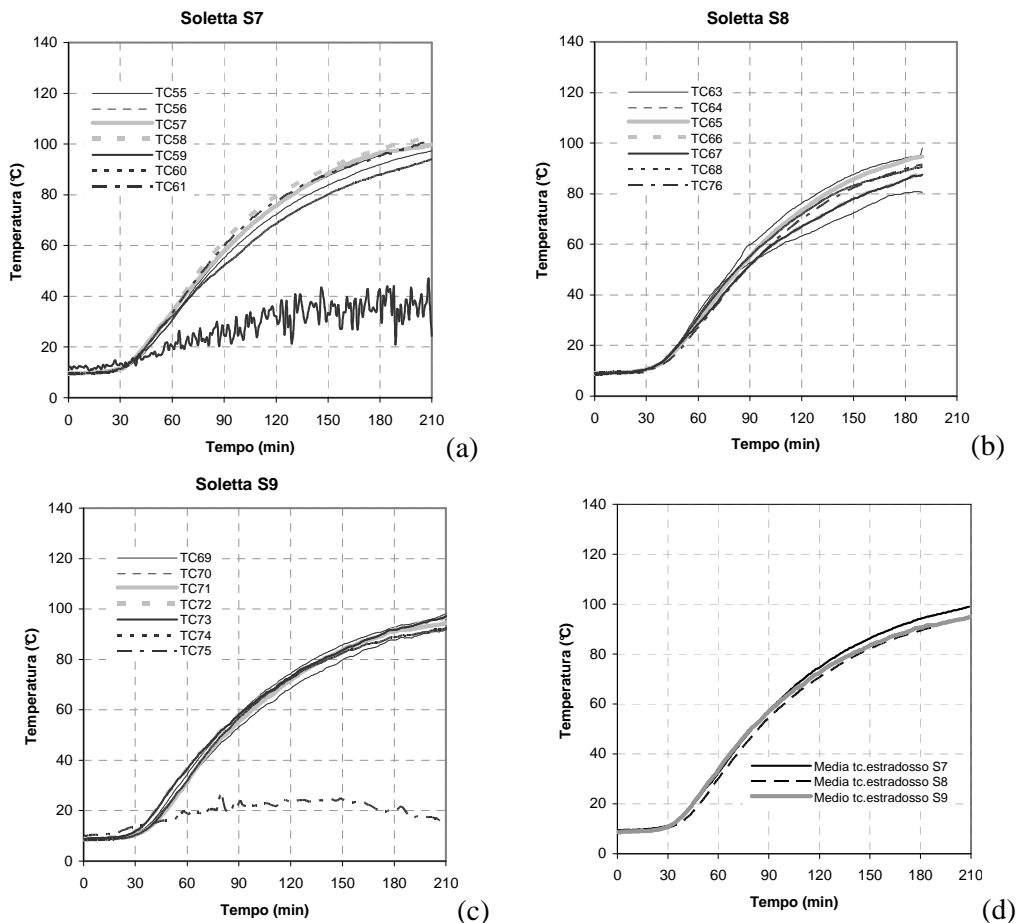


Figura 6.18 Temperature registrate all'estradosso delle solette S7, S8, S9

Dai diagrammi emerge che durante le prove alcune termocoppie sono soggette ad un mal funzionamento (accade ad esempio per la TC30 della soletta S4, che potrebbe essersi staccata durante le prova a causa dell'inefficacia dell'adesivo e per la TC38 della soletta S5).

Sulla base delle indicazioni della norma di riferimento, andando ad osservare i risultati delle temperature registrate per tutte le solette non viene mai raggiunta la temperatura di 180°C, ed inoltre le curve medie non superano mai i 140°C, quindi le solette sono in grado di offrire un'adeguata condizione di isolamento termico, che, con l'esclusione della solette S2 per la quale la prova termina

dopo 130min e della soletta S3 per la quale la prova termina dopo 60min, risulta di almeno 180 minuti.

6.4 Osservazioni sui risultati sperimentali

Sulla base delle informazioni inerenti il campo termico è possibile analizzare nuovamente il comportamento meccanico delle solette. Al fine di facilitare il confronto tra le temperature registrate nelle barre (sia nella zona esposta che in quella non esposta direttamente all'incendio) e l'inflessione delle solette, in Figura 6.19, per ciascuna soletta, si riporta nello stesso diagramma l'andamento sia delle frecce che delle temperature medie delle barre in funzione del tempo di esposizione all'incendio. I diagrammi sono raggruppati per Set di prova.

Durante l'esposizione all'incendio, nella zona direttamente esposta al fuoco, per tutte le solette testate, già dopo meno di 30 minuti, le barre di GFRP raggiungono la temperatura di transizione vetrosa. E' noto che, quando viene raggiunta la temperatura di transizione vetrosa delle barre, nella zona delle solette esposta al fuoco, il deterioramento della resina, dovuto ai valori di temperatura attinti, riduce notevolmente l'aderenza all'interfaccia tra le barre ed il calcestruzzo (Katz & Berman, 2001) e la risposta strutturale, come è possibile evidenziare dal comportamento sotto carico delle solette testate, dipende in larga misura dall'estensione della zona di ancoraggio delle barre nella zona di soletta non esposta al fuoco e dalla tipologia di ancoraggio (barra diritta o piegata). Infatti, durante l'esposizione all'incendio, nella zona non direttamente esposta al fuoco le barre di GFRP non subiscono un danneggiamento significativo, anche se l'incremento di temperatura può influenzare l'aderenza delle barre con il calcestruzzo. Pertanto il comportamento al fuoco delle solette è stato caratterizzato dalla migrazione degli sforzi presenti nelle barre dalla zona direttamente esposta al fuoco alle zone di ancoraggio di estremità.

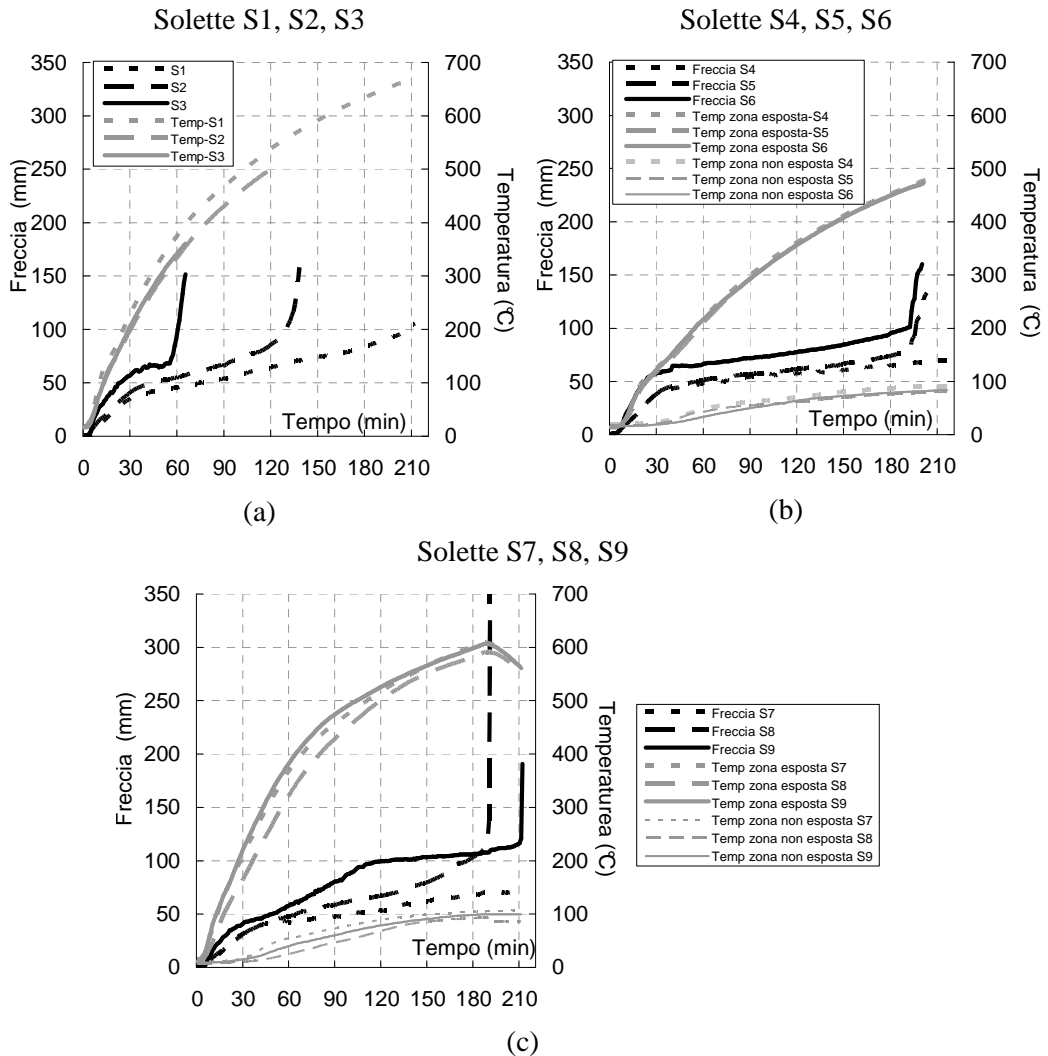


Figura 6.19 Diagrammi Freccia-Tempo-Temperatura media nelle barre per tutte le solette

L'effetto della temperatura sulla variazione dell'aderenza tra barre e calcestruzzo nella zona non esposta è evidente nel comportamento delle solette S1, S2 ed S3. Le curve tempo-freccia delle tre solette del Set I (vedi Figura 6.19a) sono tutte caratterizzate da pendenza simile nell'intervallo di tempo tra 30min e 60min. Nell'intervallo compreso tra 60min e 120min, invece, si nota che la pendenza della curva tempo-deformazione relativa alla soletta S2,

sottoposta al carico esterno, risulta maggiore rispetto alla pendenza della stessa curva relativa alla soletta non caricata S1. Poiché, in tale fase della prova (Fase 1) il carico esterno risulta costante, tale andamento suggerisce una riduzione progressiva dell'efficacia dell'ancoraggio. Il collasso della soletta è avvenuto quando la distribuzione di temperatura nell'ancoraggio ha raggiunto valori tali da non consentire ulteriormente il trasferimento dello sforzo presente nella barra determinandone, così, lo sfilamento. Le osservazioni effettuate sulle solette al termine della prova dopo la rimozione del copriferro (vedi par. 5.11), infatti, hanno confermato non solo lo sfilamento di alcune barre ma anche il grave deterioramento della loro matrice polimerica.

Per quanto riguarda invece il comportamento delle solette S4, S5 ed S6, facendo riferimento alla Figura 6.19b nell'intervallo di tempo tra 30min e 180min, all'interno della Fase 1 della prova in cui non si hanno incrementi del carico applicato sulle solette, le tre curve tempo-freccia mostrano la stessa pendenza e ciò porta ad affermare che per tutte l'ancoraggio ha mantenuto la sua efficacia durante la prova. Difatti, l'estensione della zona non esposta (500mm) ha consentito di trasferire gli sforzi di aderenza sulla parte di barra che presentava temperature inferiori, ovvero a maggiore distanza dalla sezione di separazione tra superficie esposta e superficie non esposta. Infatti, le osservazioni effettuate sulle solette al termine della prova (vedi par. 5.11) dopo la rimozione del copriferro hanno evidenziato che nessuna delle barre delle tre solette ha perso aderenza sfilandosi e le barre nella maggior parte della zona di ancoraggio non avevano subito un eccessivo danneggiamento.

Per le solette S7, S8, S9 il comportamento strutturale è stato abbastanza diverso da quelli precedenti soprattutto a causa delle elevate temperature che hanno raggiunto le barre. Infatti, tale Set di solette presenta un copriferro uguale a quello delle solette S1, S2, S3 ($c=32\text{mm}$) e avendo superato sia il tempo di 60 min (tempo di collasso della soletta S3) che il tempo di 120 minuti (tempo di collasso della soletta S2) registra temperature delle barre decisamente maggiori di quelle registrate nelle solette del Set I. Focalizzando l'attenzione sulle solette S8 ed S9, si nota che a causa sia delle maggiori temperature che del maggiore livello di carico applicato (vedi Tabella 6.2), la soletta S9 presenta un'inflexione maggiore della soletta S8 fino al tempo di 120 minuti, quando

nelle barre si registra una temperatura di circa 600°C. Tale valore di temperatura è decisamente alto per le barre di GFRP ed il loro comportamento può essere fortemente aleatorio; difatti, è possibile attendersi un brusco decremento di resistenza e rigidezza². Probabilmente per tale ragione al tempo di 120 minuti l'andamento delle due curve di spostamento cambia ed al tempo di circa 180 minuti, quando le due solette S8 ed S9 presentano la stessa inflessione con temperature nelle barre longitudinali inferiori pari a circa 700°C, si è proceduto ad incrementare il carico applicato sulle solette (vedi Tabella 6.2) al fine di valutare la resistenza al fuoco (capacità portante) dopo 3 ore di esposizione all'incendio. In ogni caso, come riscontrato con le indagini sulle solette successivamente alla prova (cfr. par. 5.11) l'ancoraggio garantito dalle barre piegate all'estremità sembra aver mantenuto la sua efficacia. Il collasso delle solette è stato certamente legato alla rottura delle barre; tuttavia, il fatto che la soletta S8, con un numero di barre maggiore di quello della soletta S9 (rispettivamente 9 barre e 6 barre), sia collassata prima sembra essere un risultato anomalo. È possibile immaginare che durante la prova le barre della soletta S8 abbiano subito un maggiore danneggiamento in quanto:

- la riduzione di resistenza e rigidezza delle barre alle alte temperature può essere improvvisa ma l'intervallo di temperatura in cui avviene non è definito con precisione;
- la fessurazione del calcestruzzo può aver determinato dei percorsi alternativi di riscaldamento delle barre con significativi danneggiamenti locali.

Nel confronto tra tre solette progettate per offrire la stessa resistenza, ad esempio le solette S3, S6 ed S9, si osserva che il tempo di esposizione al fuoco delle solette S6 ed S9 sono considerevolmente superiore rispetto a quello della soletta S3 (Tabella 6.2). Il migliore comportamento della soletta S6 rispetto alla soletta S3 è legato principalmente a due fattori, quali lo spessore del copriferro maggiore, pari a 51mm per la soletta S6 contro i 32mm della soletta S3, e la maggiore estensione della lunghezza di ancoraggio delle barre nella zona non esposta al fuoco (500mm per la soletta S6 e 250mm per quella S3). Il primo

² Gli studi di Wang & Kodur (2005) hanno mostrato che le barre di GFRP possono presentare un improvviso decremento di resistenza di circa il 70% alla temperatura di 500°C.

fattore ha consentito alle solette di resistere all'azione dell'incendio per un tempo di prova maggiore rispetto alla soletta S3, grazie al rallentamento dell'incremento di temperatura registrata nelle barre ed al conseguente ritardo dell'effetto di deterioramento delle stesse alle elevate temperature. Il secondo fattore invece ha evitato lo sfilamento delle barre per tutto il tempo della prova, consentendo di trasferire gli sforzi di aderenza sulla parte di barra che presentava temperature inferiori, ovvero a maggiore distanza dalla sezione di separazione tra superficie esposta e superficie non esposta. Invece, il fattore che si è rivelato decisivo per il migliore comportamento della soletta S9, che presentava lo stesso copriferro e la stessa estensione della zona non esposta della soletta S3, è stata la piegatura delle barre che ha consentito comunque di evitare lo sfilamento delle stesse.

L'effetto del livello di carico (vedi Tabella 6.2) appare chiaro analizzando il comportamento della soletta S2 e della soletta S3. Infatti, la soletta S2 caricata con un livello di carico (44% di $M_{Rd,1}$, vedi Tabella 6.2) minore di quello della soletta S3 (62% di $M_{Rd,2}$, vedi Tabella 6.2) presenta un tempo di resistenza al fuoco maggiore; i differenti livelli di carico hanno determinato, di conseguenza, livelli di sforzo nelle barre della soletta S2 inferiori rispetto a quelli agenti nelle barre della soletta S3, che hanno richiesto, in condizioni di incendio, un minore impegno della parte di armatura costituente l'ancoraggio.

Per quanto riguarda le solette S5, S6, che sono state caricate dopo circa 180 minuti di esposizione all'incendio, invece, il livello di carico al collasso, η_{fail} , della soletta S6, maggiormente armata, è maggiore di quello della soletta S5 che presenta un quantitativo di armatura longitudinale in zona tesa inferiore.

In merito alle prove di resistenza residua confrontando i livelli di carico raggiunti al collasso dalle coppie di solette uguali (una scarica e l'altra carica durante l'esposizione all'incendio) ovvero S1, S2 e S7, S8 e S4, S5 è possibile notare che la resistenza residua di ciascuna soletta, caricata dopo il suo raffreddamento, non è molto differente da quella della corrispondente soletta caricata durante l'esposizione all'incendio, nonostante il differente stato tensionale delle armature durante l'esposizione all'incendio. Pertanto, il danneggiamento delle barre dovuto alle elevate temperature sembra essere

quasi completamente permanente ed il raffreddamento non sembra consentire un importante recupero di resistenza.

6.5 Confronti con i risultati del metodo semplificato

Nel Capitolo 4 sono stati calibrati i metodi di calcolo semplificato (termico, par. 4.2.3, e meccanico, par. 4.4) per la valutazione sia della temperatura delle barre di armatura in funzione del copriferro di calcestruzzo che della resistenza flessionale di solette di calcestruzzo armato con barre di FRP soggette ad incendio. A questo punto risulta certamente interessante confrontare i risultati ottenuti attraverso l'applicazione del metodo semplificato con i risultati ottenuto dalla sperimentazione.

6.5.1 Temperature delle barre

Il primo confronto è relativo alla temperatura stimata nelle barre di GFRP in funzione del copriferro e del tempo di esposizione all'incendio.

In Figura 6.20a vengono riportate le curve tempo-temperatura ottenute con il metodo semplificato (curve tratteggiate) considerando i seguenti valori del copriferro 26mm (curva in nero), 32mm (curva tratto-punto in nero) e 38mm (curva in grigio) che corrispondono, rispettivamente, alla distanza della superficie inferiore, del centro e della superficie superiore della barra dall'estradosso della soletta. Tali valori sono confrontati con i risultati sperimentali (curve continue) delle temperature medie delle barre registrate dalle termocoppie posizionate sotto (curva in nero) e sopra (curva in grigio) le barre nelle solette S1, S2, S3 caratterizzate dal copriferro lordo di 32mm con diametro delle barra pari a 12mm.

In Figura 6.20b, invece, al fine di simulare le temperature medie delle barre registrate dalle termocoppie posizionate sotto e sopra le barre nelle solette S4, S5, S6 (curve continue) caratterizzate dal copriferro lordo di 51mm, vengono riportate le curve ottenute con il metodo semplificato (curve tratteggiate) considerando i seguenti valori del copriferro 45mm, 51mm e 57mm che

corrispondono, rispettivamente, alla distanza della superficie inferiore, del centro e della superficie superiore della barra dall'estradosso della soletta.

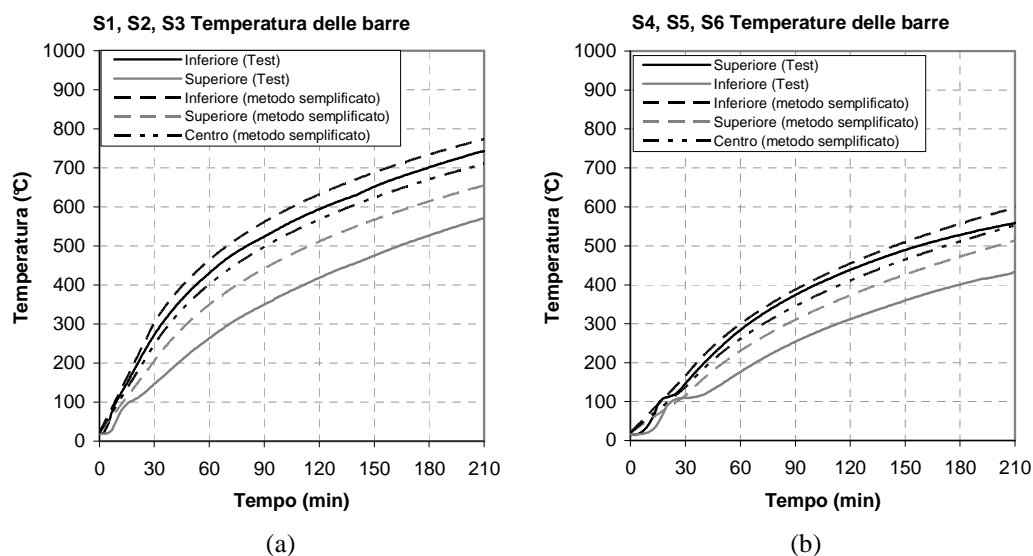


Figura 6.20 Confronto tra il metodo semplificato ed i risultati sperimentali delle solette S1, S2, S3 e delle solette S4, S5, S6.

Dal confronto è possibile osservare che il metodo semplificato tende a sovrastimare la temperatura sia sotto che sopra la barra; in particolare, la temperatura valutata nel centro della barra si avvicina molto alla temperatura media sperimentale rilevata dalle termocoppie posizionate sulla superficie inferiore della barra. Pertanto si può concludere che il metodo semplificato sovrastimando la temperatura della barra conduce a valutazione conservative. Infatti, sovrastimare la temperatura della barra conduce a sovrastimare la riduzione di resistenza e di modulo elastico che le barre di FRP patiscono alle elevate temperature.

6.5.2 Resistenza flessionale

Una stima della resistenza flessionale delle solette oggetto di prova al fuoco è già stata effettuata nel paragrafo 5.5 sulla base delle informazioni di progetto delle solette. Tuttavia, avendo a disposizione, in questa fase, le proprietà del

calcestruzzo al momento delle prove (vedi par. 5.8.1) e la caratterizzazione delle barre (vedi par. 5.8.2) è opportuno riapplicare nuovamente il metodo semplificato adottando tali proprietà dei materiali (riportate sinteticamente in Tabella 6.3, per le solette del Set I e del Set II, ed in Tabella 6.4, per le solette del Set III). In Figura 6.21 ed in Figura 6.22 si riportano gli andamenti del momento resistente e della temperatura in funzione del tempo di esposizione alla curva d'incendio ISO834 ricavate con i suddetti metodi semplificati per le solette S1, S2, S4, S5, S7, S8 (Figura 6.21) e per le solette S3, S6, S9 (Figura 6.22). Il momento resistente è stato valutato adottando per la caratterizzazione meccanica delle barre di GFRP le curve comportamentali medie del modulo elastico e della resistenza definite nel par. 4.1.2. La temperatura delle barre è stata valutata con riferimento al copriferro misurato rispetto al loro baricentro. In Tabella 6.5 si riportano i tempi di resistenza al fuoco stimati, che non sono differenti da quelli valutati nel paragrafo 5.5; infatti, la variazione della resistenza a compressione del calcestruzzo risulta poco influente sulla resistenza alle elevate temperature in quanto nei casi in esame la rottura avviene per rottura delle barre di GFRP.

Tabella 6.3 *Proprietà meccaniche solette Set I e Set II*

	Parametri	Unità di misura	Valori
Calcestruzzo	Resistenza cilindrica media	N/mm ²	45.77
Barre di GFRP	Resistenza a trazione	N/mm ²	1000
	Modulo elastico	N/mm ²	50000

Tabella 6.4 *Proprietà meccaniche solette Set III*

	Parametri	Unità di misura	Valori
Calcestruzzo	Resistenza cilindrica media	N/mm ²	41.70
Barre di GFRP	Resistenza a trazione	N/mm ²	1000
	Modulo elastico	N/mm ²	50000

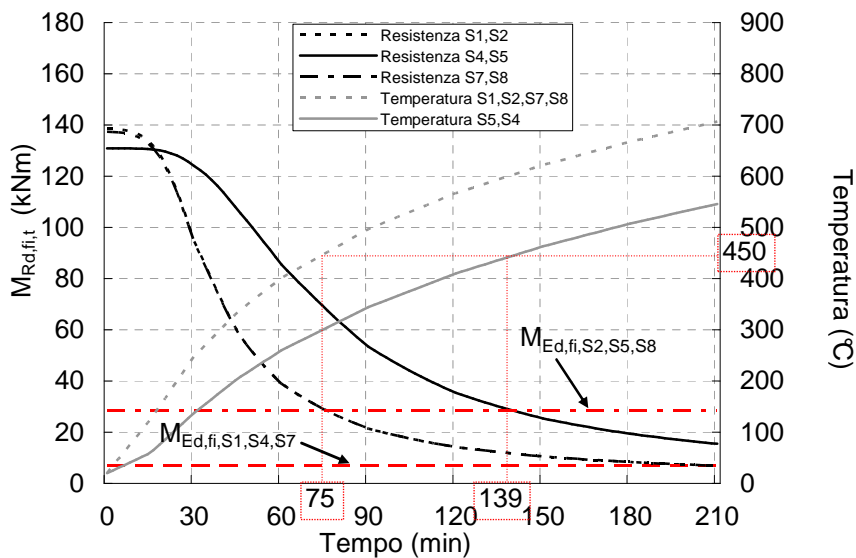


Figura 6.21 Diagrammi Momento resistente-Tempo-Temperatura per le solette S1, S2, S4, S5, S7, S8

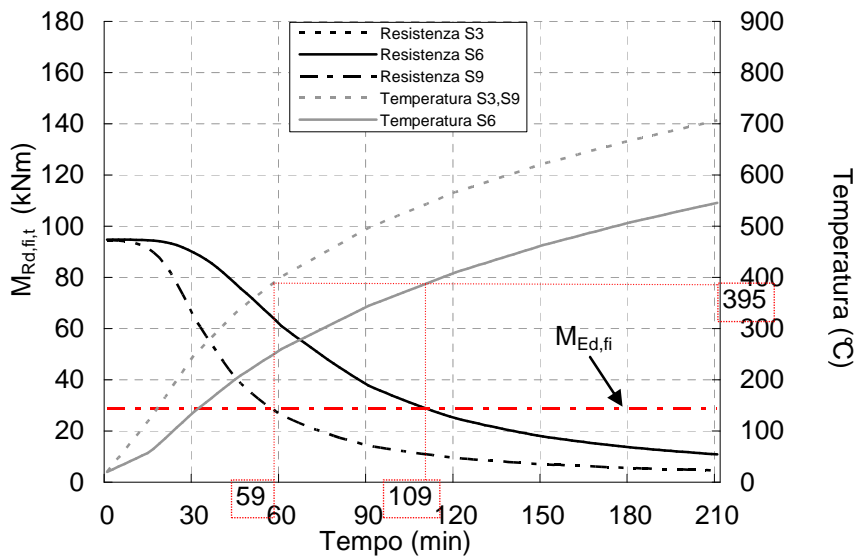


Figura 6.22 Diagrammi Momento resistente-Tempo-Temperatura per le solette S3, S6, S9

Tabella 6.5 *Confronto tra metodo semplificato e risultati sperimentali*

Set	Soletta	Livello di carico η_{fi} [%]	Metodo semplificato		Risultati sperimentali	
			Tempo di resistenza al fuoco [min]	Temperatura nelle barre [°C]	Tempo di resistenza al fuoco [min]	Temperatura nelle barre [°C]
I	S1	10	210	700	>180	614
	S2	44	75	450	120	505
	S3	62	59	395	60	350
II	S4	10	>210	>700	>180	460
	S5	44	139	450	>180	460
	S6	62	109	395	>180	460
III	S7	10	210	700	>180	614
	S8	44	75	450	>180	614
	S9	62	59	395	>180	614

Al fine di facilitare il confronto, in Tabella 6.5 si riporta, per ciascuna soletta, una sintesi dei tempi di resistenza al fuoco e della corrispondente temperatura delle barre ottenuto dal metodo semplificato e dalle prove sperimentali.

Dal confronto appare evidente che il tempo di resistenza al fuoco stimato con il metodo semplificato per ciascuna soletta è sempre cautelativo essendo in ogni caso abbastanza inferiore a quello ottenuto dalle prove sperimentali. Ricordiamo che il metodo semplificato consente di valutare la resistenza flessionale nell'ipotesi di perfetta aderenza tra barra e calcestruzzo e pertanto può non essere adatto a stimare la resistenza al fuoco nel caso in cui la rottura avvenga per sfilamento delle barre. Infatti, il margine esistente tra il tempo stimato ed il tempo sperimentale subisce una forte riduzione per la soletta S3 (nella quale si verifica lo sfilamento delle barre) per la quale il tempo di resistenza stimato di 59 minuti è quasi uguale al tempo sperimentale di 60 minuti. Tuttavia, alla luce delle osservazioni fatte, il confronto in questo caso non risulta corretto così come non è possibile per la soletta S2 che subisce anch'essa il collasso per sfilamento delle barre. Escludendo dunque questi casi, per le altre solette il metodo fornisce risultati certamente molto cautelativi. Infatti, anche per le solette S7, S8, S9, che sono, rispettivamente, uguali alle solette S1, S2, S3, ma che a differenza di queste ultime, grazie alla presenza della piegatura delle barre all'estremità, non subiscono collasso per sfilamento,

si evidenzia la conservatività del metodo semplificato. Come visto nel paragrafo 6.5.1, un elemento che favorisce la stima cautelativa del metodo semplificato è certamente legato alla valutazione della temperatura nel baricentro delle barre attraverso l'equazione (4.7) del paragrafo 4.2.3 che fornisce valori di temperatura abbastanza superiori a quelli riscontrati sperimentalmente. Pertanto può essere interessante applicare il metodo semplificato facendo riferimento direttamente alle temperature sperimentali. In Figura 6.23 ed in Figura 6.24 si riportano nuovamente, per ciascuna soletta, gli andamenti del momento resistente ricavati attraverso il metodo semplificato utilizzando le temperature medie registrate nel baricentro delle barre di GFRP durante le prove al fuoco. Per semplicità, anche alle solette S7, S8, S9 sono state associate le temperature medie registrate durante la prova nelle barre delle solette S1, S2, S3.

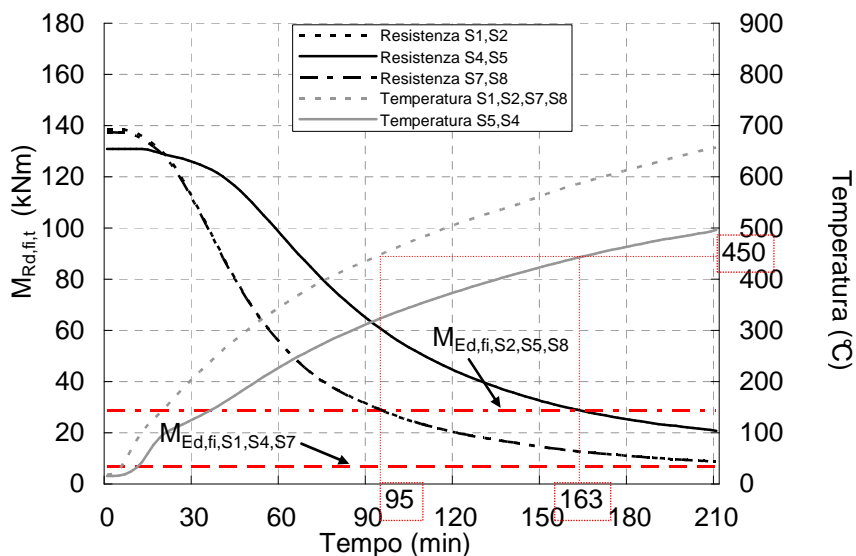


Figura 6.23 Diagrammi Momento resistente – Tempo – Temperatura media sperimentale per le solette S1, S2, S4, S5, S7, S8

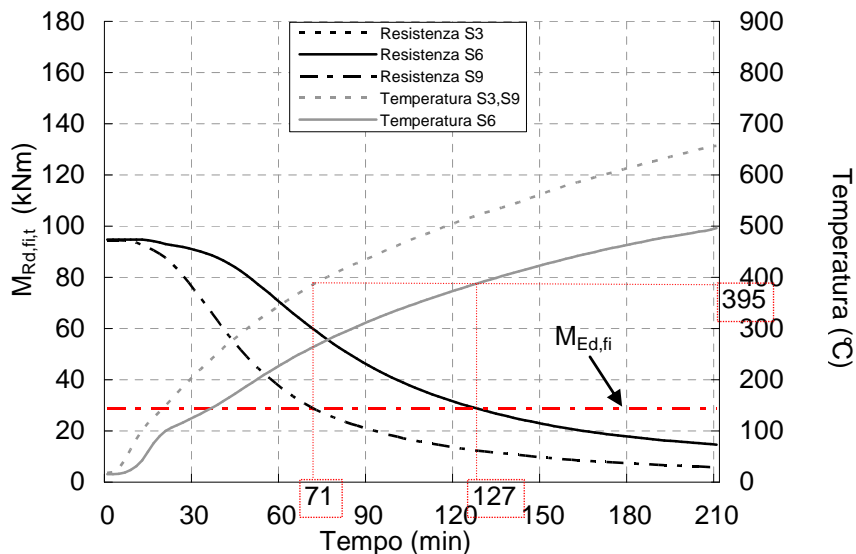


Figura 6.24 Diagrammi Momento resistente – Tempo – Temperatura media sperimentale per le solette S3, S6, S9

Tabella 6.6 Confronto tra metodo semplificato (adottando per le barre la temperatura media sperimentale) e risultati sperimentali

Set	Soletta	Livello di carico η_{fi} [%]	Metodo semplificato		Risultati sperimentali	
			Tempo di resistenza al fuoco [min]	Temperatura media nelle barre (sperimentale) [°C]	Tempo di resistenza al fuoco [min]	Temperatura nelle barre [°C]
I	S1	10	>210	>650	>180	614
	S2	44	95	450	120	505
	S3	62	71	395	60	350
II	S4	10	>210	>650	>180	460
	S5	44	163	450	>180	460
	S6	62	127	395	>180	460
III	S7	10	>210	>650	>180	614
	S8	44	95	450	>180	614
	S9	62	71	395	>180	614

In Tabella 6.6 si riporta la sintesi dei nuovi risultati. In questo caso, per le solette che hanno subito il collasso a causa della rottura delle barre, il metodo semplificato fornisce ancora una stima cautelativa del tempo di collasso.

Invece, per la soletta S3 il metodo non risulta più cautelativo, ma come visto precedentemente per tale soletta, che è collassata per sfilamento delle barre, il metodo non risulta applicabile.

Pertanto, è possibile affermare che, per i casi in cui il collasso è avvenuto per rottura a trazione delle barre, i risultati cautelativi del metodo semplificato sono principalmente legati alle curve comportamentali medie (di resistenza e modulo elastico) adottate per descrivere il comportamento alle elevate temperature delle barre di GFRP: la riduzione delle proprietà meccaniche delle barre alle elevate temperature prevista da tali curve per le barre di GFRP in esame, evidentemente, risulta eccessiva. In conclusione, il metodo semplificato, nei casi esaminati, sembra fornire valutazioni cautelative del tempo di resistenza al fuoco delle solette armate con barre di GFRP.

CAPITOLO 7

MODELLAZIONI NUMERICHE

7.1 Premessa

Come già discusso nel Capitolo 3, le normative più recenti consentono di valutare la resistenza al fuoco di elementi strutturali attraverso analisi sperimentali e/o metodi analitici o di simulazione numerica.

La validazione dei metodi analitici e di simulazione numerica attualmente disponibili è stata in genere ottenuta grazie al confronto con i risultati delle tradizionali indagini sperimentali eseguite in appositi forni: per le tipologie strutturali più comuni (calcestruzzo armato con barre di acciaio, acciaio, legno, muratura ed alluminio) vengono fornite indicazioni utili per consentirne la modellazione numerica o il calcolo analitico. Ad esempio, gli Eurocodici Strutturali forniscono informazioni sulla caratterizzazione termo-meccanica del calcestruzzo, dell'acciaio e degli altri materiali strutturali di uso comune.

Nel presente capitolo si riporta la modellazione numerica di dettaglio (con modelli agli elementi finiti) sia del comportamento termico che del comportamento meccanico delle prove sperimentali in condizioni di incendio condotte sulle nove solette di calcestruzzo armato con barre di GFRP. Il confronto teorico-sperimentale è utile per valutare la rispondenza della modellazione termo-meccanica dei materiali, suggerita sia dalle normative (in particolare dagli Eurocodici Strutturali) che da studi di bibliografia, con i

risultati ottenuti dalle prove sperimentali, nonché l'affidabilità delle procedure di calcolo numerico applicabili.

È utile osservare che una corretta modellazione numerica delle solette consente anche di valutare aspetti del comportamento meccanico in condizioni di incendio che difficilmente sono ricavabili dalle indagini sperimentali, quali la distribuzione delle tensioni nelle barre e nel calcestruzzo.

7.2 Modellazione termica

In accordo alle indicazioni dell'EN1992-1-2 lo sviluppo e la distribuzione delle temperature all'interno di un elemento esposto al fuoco viene valutata disaccoppiando il problema termico dal problema meccanico. Ai fini della modellazione termica, inoltre, l'EN1992-1-2 fornisce indicazioni sulle proprietà termiche (densità, calore specifico e conducibilità termica) del calcestruzzo alle elevate temperature. Al contrario, essendo quest'ultimo dedicato alla progettazione in caso di incendio di elementi di calcestruzzo armato con barre di acciaio, non fornisce, ovviamente, nessuna informazione sulla modellazione termica degli FRP. Lo stesso dicasi per altre normative inerenti la resistenza al fuoco degli elementi strutturali. Inoltre, è utile osservare che per gli elementi armati con barre di acciaio la norma consente di valutare il campo termico omettendo la modellazione termica delle barre e sostituendole con il calcestruzzo. Ad una conclusione simile sono giunti anche Kodur & Bisby (2005), che hanno mostrato che anche in presenza di solette di calcestruzzo armato con barre di FRP queste ultime possono essere trascurate quando si effettua l'analisi termica.

Nelle analisi che si riportano di seguito, al fine di simulare il comportamento termico delle solette testate, si è scelto di considerare nel modello numerico anche la presenza delle barre di GFRP, evidenziando successivamente le differenze tra la modellazione con e senza le barre di GFRP.

Ampie informazioni sulle proprietà termiche degli FRP, necessarie per l'esecuzione della modellazione termica, possono essere reperite in un recente lavoro di Bai et al. (2009), in cui si evidenzia che le principali proprietà termiche degli FRP possono essere stimate attraverso la conoscenza

sperimentale di alcuni parametri chimici cinematici, ovvero attraverso una analisi termo-gravimetrica. Purtroppo, le limitate informazioni disponibili sulle barre di GFRP utilizzate per la realizzazione delle solette di prova non consentono di caratterizzare termicamente le barre stesse e, pertanto, si rende necessaria l'adozione di proprietà termiche approssimate ricavate dai dati disponibili in bibliografia. L'assunzione di queste proprietà termiche consente, comunque, di ricavare il campo termico all'interno delle solette esposte all'incendio.

7.2.1 Geometria

Le analisi termiche sono condotte con una modellazione agli elementi finiti utilizzando il software non lineare SAFIR2007 sviluppato presso l'Università di Liegi dal gruppo di lavoro guidato dal Prof. Franssen (Franssen, 2007). Il software consente di valutare il campo termico all'interno dei corpi solidi soggetti a condizioni di esposizione termica predefinite. Prima di definire la geometria del modello e le proprietà termiche dei materiali, si riportano brevemente alcune considerazioni che consentono di ridurre il tempo di esecuzione delle analisi numeriche.

L'analisi termica sulle solette di calcestruzzo armato con barre di GFRP è condotta con riferimento alla zona direttamente esposta al fuoco, dove gli effetti di bordo riscontrati in prossimità degli appoggi durante l'esposizione al fuoco si possono ritenere trascurabili. Inoltre, si assume che l'incendio sia di tipo generalizzato, ossia che nella zona direttamente esposta al fuoco le condizioni di incendio abbiano determinato un campo termico uguale in ciascuna sezione trasversale della soletta. Quest'ultima considerazione consente di valutare il campo termico nella generica sezione trasversale attraverso un'analisi 2D adottando gli elementi solidi 2D disponibili nella libreria di elementi di SAFIR2007 (Figura 7.1). Successivamente alla definizione della geometria, le condizioni al contorno vengono introdotte mediante la definizione dei flussi termici convettivo e radiativo secondo le indicazioni dell'EN1991-1-2 (vedi par. 3.3.3.2 e par. 4.2). La superficie di estradosso della soletta (superficie non esposta all'incendio) si assume esposta ad una temperatura ambiente

costante pari a 15°C (corrispondente, inoltre, alla temperatura iniziale del provino), mentre la superficie di intradosso (superficie direttamente esposta all'incendio) si assume esposta alla curva tempo-temperatura media registrata nel forno, che approssima bene la curva di incendio ISO834. Si assumono coefficienti di convezione costanti $\alpha_c = 25 \text{ W/m}^2\text{K}$ e $\alpha_c = 4 \text{ W/m}^2\text{K}$, rispettivamente per la superficie esposta e per la superficie non esposta, ed un coefficiente di emissività risultante, per la valutazione del flusso radiativo sulla superficie esposta e non esposta, pari a 0.7.

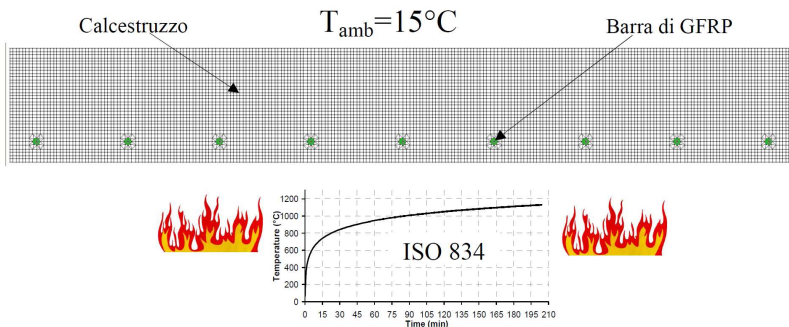


Figura 7.1 Modello 2D della soletta S2: Mesh della sezione trasversale e condizioni al contorno

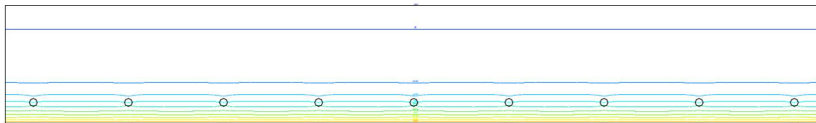


Figura 7.2 Distribuzione delle linee isoterme

Per quanto riguarda le condizioni di esposizione delle superfici laterali della sezione trasversale, infine, grazie alla presenza del materiale isolante utilizzato per riempire gli spazi tra le solette adiacenti e tra le solette laterali ed il forno (vedi par. 5.9.2), si può assumere con buona approssimazione che tali superfici siano adiabatiche. Sulla base della geometria così definita, si effettua una valutazione preliminare del campo termico. In Figura 7.2 dalla distribuzione delle linee isoterme in corrispondenza di un determinato tempo di esposizione al fuoco è possibile notare che le linee isoterme sono sostanzialmente orizzontali: la presenza delle barre di armatura di GFRP all'interno della sezione modifica localmente le modalità di trasferimento del calore determinando la deformazione delle linee isoterme in una zona molto prossima

alle barre stesse. Tuttavia, le isoterme ritornano ad essere nuovamente orizzontali a una breve distanza orizzontale dalle barre. Pertanto, invocando il principio di ortogonalità tra flusso termico e linee isoterme, attraverso le superfici verticali localizzate al centro dell'interasse delle barre, per l'orizzontalità delle linee isoterme, non si manifesta trasferimento di calore e dunque tali superfici possono essere considerate adiabatiche. Ciò consente di modellare una porzione ridotta della sezione trasversale avente altezza $h=180\text{mm}$, pari all'altezza delle solette, e larghezza i_b pari all'interasse tra le barre. In Figura 7.3 si riportano i dettagli delle modellazioni 2D adottate per la simulazione del comportamento termico delle solette: si può notare la differenza di copriferro esistente tra il modello delle solette del Set I e del Set III e quello delle solette del Set II. La mesh è caratterizzata da elementi a 3 o 4 nodi con dimensione massima di 5mm.

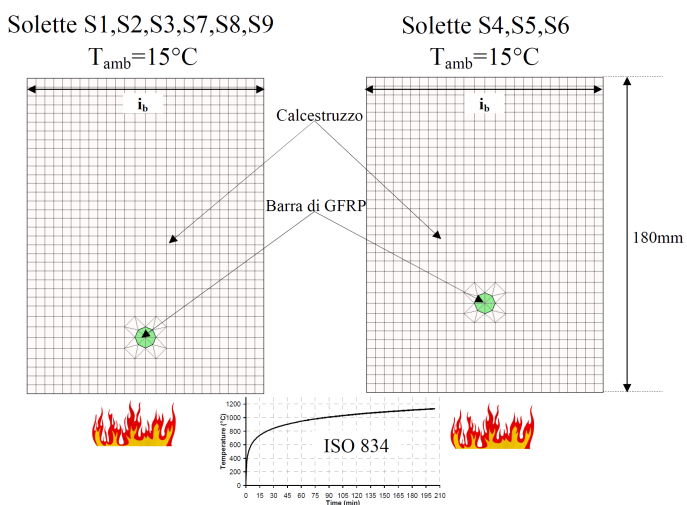


Figura 7.3 Modello 2D adottato per le analisi termo-meccaniche

7.2.2 Proprietà termiche dei materiali

Il calcestruzzo con cui sono state realizzate le solette è composto da aggregati calcarei e, pertanto, la modellazione delle proprietà termiche del calcestruzzo è sviluppata adottando le formulazioni fornite dall'EN1992-1-2 per tale tipologia di calcestruzzo (vedi par. 3.5.1.1). Ricordiamo che la norma suggerisce per i calcestruzzi calcarei e silicei le medesime proprietà termiche, tranne che per la

dilatazione termica. Inoltre, per la modellazione della conducibilità termica vengono fornite due possibili espressioni, di cui una costituisce il limite inferiore (conducibilità bassa) e l'altra il limite superiore (conducibilità alta) di un campo di valori possibili.

Alla modellazione sviluppata secondo le indicazioni dell'Eurocodice si affianca una modellazione effettuata adottando per le proprietà termiche del calcestruzzo di tipo calcareo le formulazioni fornite da Lie (1992, vedi Appendice A) e già utilizzate in precedenti lavori di bibliografia (ad esempio, Kodur & Bisby, 2005). La densità del calcestruzzo, invece, si assume costante in funzione della temperatura con valore di 2300kg/m^3 . Inoltre, nella modellazione si tiene anche conto della presenza di un quantitativo di umidità pari al 4% in peso. Ricordiamo che tale valore corrisponde al quantitativo di umidità presente nei provini al momento della prova (vedi par. 5.8.1). La presenza dell'umidità è stata introdotta come dato di input del software SAFIR2007 e, pertanto, per la modellazione del calore specifico del calcestruzzo si adotta quello corrispondente al calcestruzzo secco (vedi par. par. 3.5.1.1).

In Figura 7.4 si riportano i confronti tra le formulazioni proposte dall'EN1992-1-2 e quelle proposte da Lie (1992), sia per il calore specifico che per la conducibilità termica.

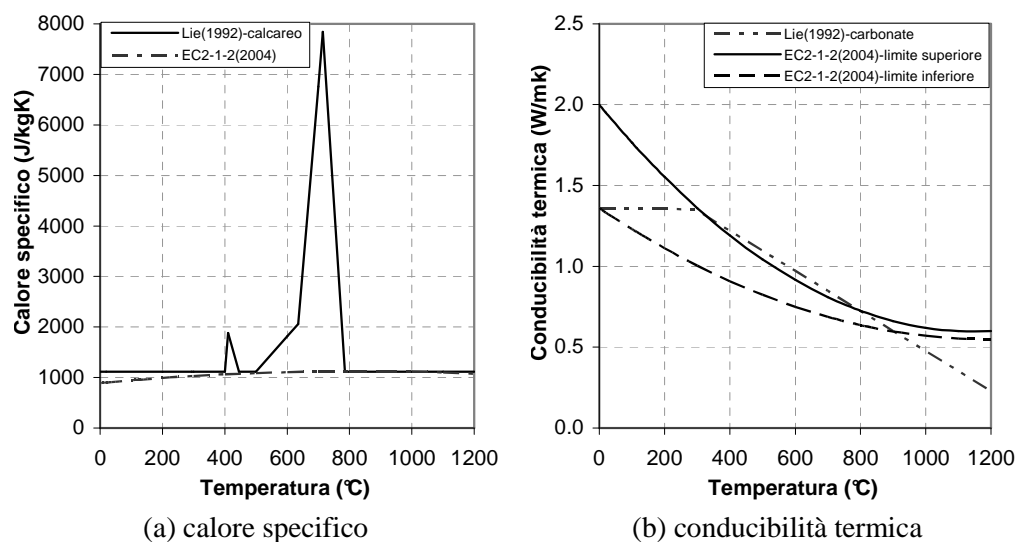


Figura 7.4 Proprietà termiche del calcestruzzo in funzione della temperatura

Per quanto riguarda la modellazione delle proprietà termiche delle barre di GFRP, non avendo a disposizione informazioni dettagliate sulle barre utilizzate per la realizzazione delle solette testate, si adottano le formulazioni fornite da Bai et al. (2009) per barre di GFRP simili caratterizzate da un rapporto fibra/matrice pari al 61%, leggermente differente dal 70% che caratterizza le barre di GFRP delle solette testate. In Figura 7.5 si riportano i diagrammi del calore specifico e della conducibilità termica delle barre in funzione della temperatura adottati nelle analisi. In merito alla caratterizzazione della densità delle barre, un'analisi parametrica ha evidenziato che l'effetto della eventuale variazione della densità delle barre in funzione della temperatura sulla temperatura delle barre stesse risulta trascurabile: pertanto, per le barre si assume un valore della densità costante e pari al valore in condizioni di temperatura ordinarie (ovvero 1900kg/m^3).

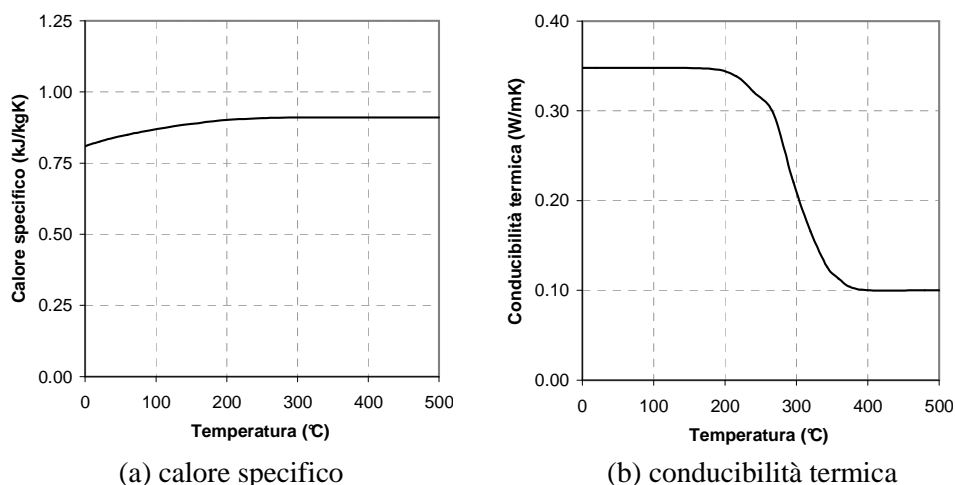


Figura 7.5 Proprietà termiche delle barre di GFRP in funzione della temperatura

7.2.3 Risultati

I risultati della simulazione numerica sono diagrammati e messi a confronto con i risultati delle letture delle termocoppie ottenuti dalle prove sperimentali e riportati nel Capitolo 6, al fine di verificare la corrispondenza tra il modello numerico ed il comportamento termico registrato durante le prove al fuoco.

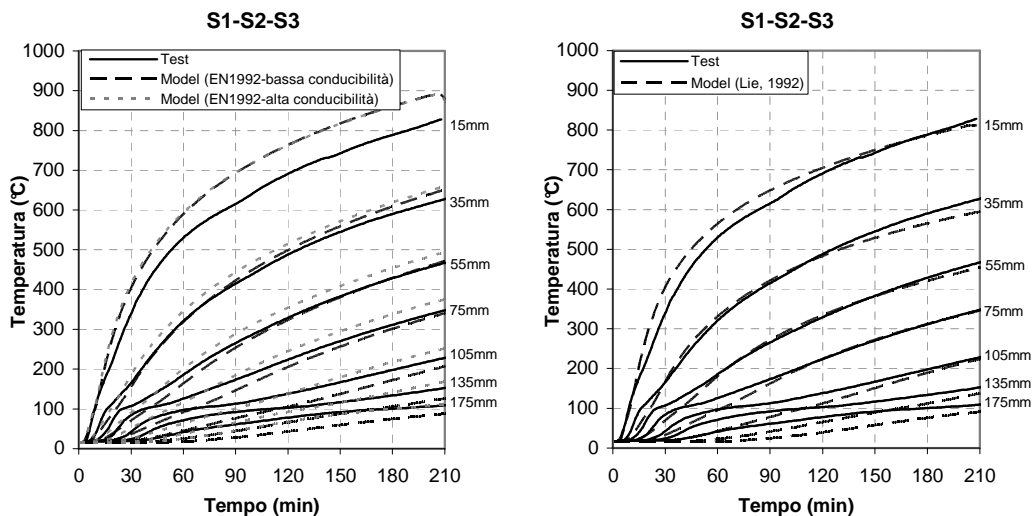
Data la variabilità riscontrata nelle letture delle termocoppie in ciascuna soletta, i confronti sono effettuati con i risultati dei valori medi delle temperature ottenuti dalle prove sperimentali.

I risultati della simulazione numerica, sviluppata adottando le proprietà termiche del calcestruzzo fornite dall'EN1992-1-2 assumendo la curva limite superiore ed inferiore della conducibilità termica, relativi alle temperature stimate nel calcestruzzo a diverse distanze dalla superficie esposta (15mm, 35mm, 55mm, 75mm, 105mm, 135mm, 175mm), sono diagrammati in funzione del tempo di esposizione all'incendio in Figura 7.6a (curve tratteggiate). I risultati ottenuti, invece, con la modellazione delle proprietà termiche del calcestruzzo secondo le indicazioni di Lie (1992) sono riportati in Figura 7.6b (curve tratteggiate). I risultati numerici di entrambe le modellazioni sono confrontati con le curve continue, che rappresentano la temperatura media registrata durante la prova alle stesse distanze nelle solette S1, S2 ed S3.

Le temperature stimate con la modellazione delle proprietà termiche del calcestruzzo secondo le indicazioni dell'EN1992-1-2 risultano più alte di quelle rilevate sperimentalmente (vedi Figura 7.6a), mentre un miglior accordo si ottiene con la modellazione delle proprietà termiche del calcestruzzo secondo le indicazioni di Lie (vedi Figura 7.6b). Tuttavia, è utile osservare che la modellazione proposta dall'EN1992-1-2 conduce ad una stima più cautelativa delle temperature rispetto a quella ottenuta con Lie (1992).

In nessuno dei due modelli le curve numeriche seguono le curve sperimentali quando si attiva l'evaporazione dell'acqua, ovvero quando la temperatura del calcestruzzo raggiunge il valore di circa 100°C: difatti, le temperature misurate sperimentalmente nelle fasi iniziali dell'incendio crescono più velocemente, rispetto a quelle delle curve temperatura-tempo derivanti dall'analisi numerica. Questo è presumibilmente causato dalla migrazione di umidità, verso la parte superiore della soletta, che non viene presa in considerazione dal modello.

Gli scarti tra le temperature misurate e quelle calcolate, anche dopo che sia trascorso molto tempo dall'inizio dell'esposizione al fuoco, sono maggiori in corrispondenza di quelle parti della soletta che sono raggiunte da un minore flusso di calore, ossia quelle più prossime alla superficie di estradosso.



(a) Proprietà termiche EN1992-1-2

(b) Proprietà termiche Lie (1992)

Figura 7.6 Confronto tra i risultati sperimentali ed i risultati numerici per differenti distanze dalla superficie esposta delle solette S1-S2-S3

In Figura 7.7a,b, Figura 7.8a,b ed in Figura 7.9a,b si riportano con linee tratteggiate gli andamenti delle temperature, in funzione del tempo di esposizione, stimate con i due modelli numerici (EN1992-1-2 e Lie,1992) sulla superficie superiore ed inferiore della barra di GFRP, rispettivamente per le solette S1, S2, S3 (Figura 7.7), per le solette S4, S5, S6 (Figura 7.8) e per le solette S7, S8, S9 (Figura 7.9). I risultati sperimentali sono confrontati con le temperature registrate durante la prova (curve continue). Anche in questo caso le curve continue rappresentano la temperatura media registrata durante la prova al fuoco nelle stesse posizioni in ciascun gruppo di solette (Set I, Set II e Set III).

In Figura 7.7a, per le solette S1, S2, S3 con copriferro lordo pari a 32mm, si nota che le curve ottenute tenendo conto di condizioni di conducibilità termica del calcestruzzo sia alta che bassa (in accordo all'EN1992-1-2) risultano in generale conservative per la valutazione della temperatura della barra soprattutto sulla sua superficie inferiore. Invece, un buon accordo tra le curve si ha in particolar modo per le temperature lette sulla superficie inferiore della barra. Anche in questo caso, un miglior accordo tra la modellazione ed il risultato sperimentale si ottiene adottando le proprietà termiche del calcestruzzo

fornite da Lie (Figura 7.7b), che, tuttavia, può determinare una sottostima della temperatura per tempi di esposizione superiori a 120 minuti.

Per le solette S4, S5, S6, con copriferro lordo pari a 51mm, si nota che le curve ottenute tenendo conto di condizioni di conducibilità termica del calcestruzzo bassa (Figura 7.8a) risultano in generale non conservative per la valutazione della temperatura della barra, in quanto tendono a sottostimarne il riscaldamento. La medesima considerazione si può effettuare per la modellazione con Lie (Figura 7.8b). In quest'ultimo caso le curve risultano perfettamente parallele alle curve sperimentali con una sottostima delle temperature di soli 20°C.

Analoghe considerazioni possono essere effettuate per le solette S7, S8, S9 (Figura 7.9).

In generale è possibile affermare l'accordo tra i risultati teorici e quelli sperimentali in termini di temperature è buono e che l'adozione delle proprietà termiche del calcestruzzo fornite dall'Eurocodice 2 conduce a risultati cautelativi. Gli scarti evidenziati tra la modellazione numerica ed i risultati sperimentali possono essere legati, tra l'altro, ad una caratterizzazione non perfetta sia della capacità termica che del calore specifico delle barre di GFRP. Così come evidenziato nei confronti di Figura 7.6, in tutte le analisi relative alla temperatura delle barre si riscontra che, nei primi 40min circa, le curve derivanti dall'analisi numerica presentano un andamento diverso da quello delle curve sperimentali, le quali sono caratterizzate da un tratto sub-orizzontale dovuto al fenomeno di evaporazione dell'acqua interstiziale contenuta nel calcestruzzo, che capita alla temperatura di 100°C; ciò vale sia per le simulazioni numeriche che considerano le proprietà del materiale indicate dall'Eurocodice che per quelle che considerano le stesse proprietà termiche secondo Lie.

In conclusione, al fine di valutare l'influenza della presenza delle barre di GFRP sulla trasmissione del calore negli elementi di calcestruzzo armato si sviluppano alcune analisi numeriche in cui si considera sia il caso in cui la barra sia presente (ovvero lo spazio da essa occupato viene modellato assegnando le proprietà termiche di Bai et al.), che il caso in cui la barra sia assente ed al suo posto sia presente il calcestruzzo (modellato con le

corrispondenti proprietà termiche). Per lo svolgimento di queste analisi si sceglie di adottare la modellazione delle proprietà termiche del calcestruzzo fornita da Lie. Le analisi sono condotte sul modello relativo alle solette S1, S2, S3, in cui la barra presenta un copriferro pari a 32mm.

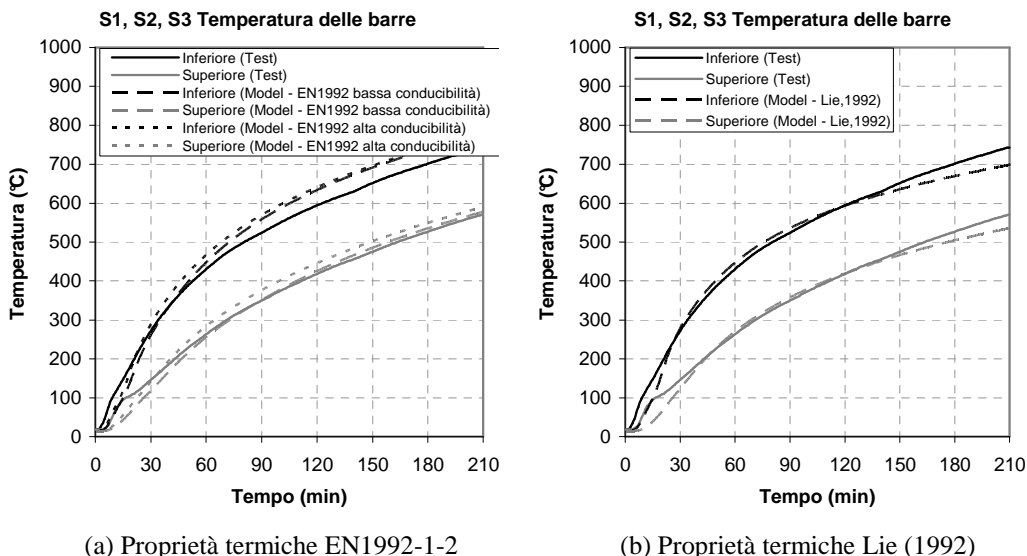


Figura 7.7 Confronto tra i risultati sperimentali ed i risultati numerici (solette S1, S2, S3 con copriferro lordo 32mm)

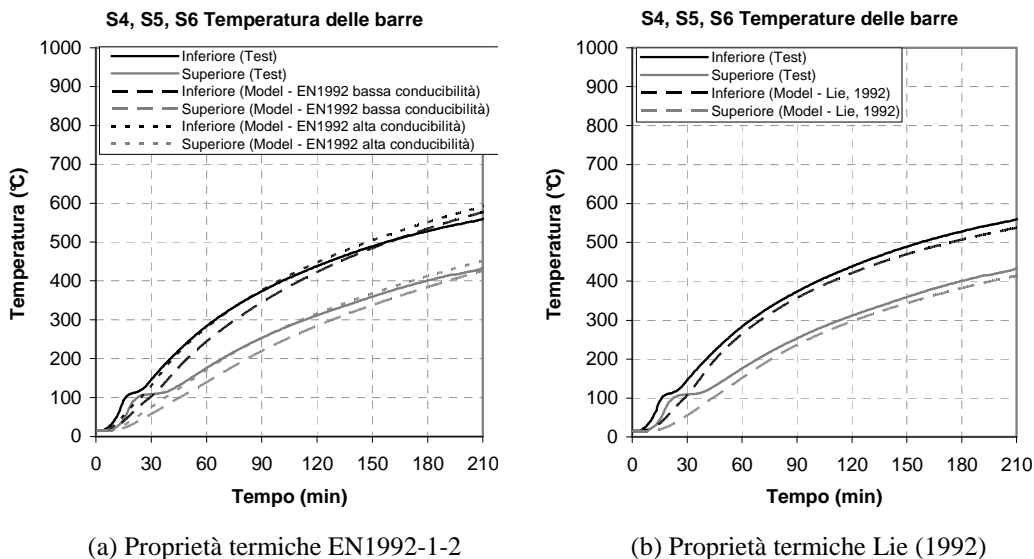
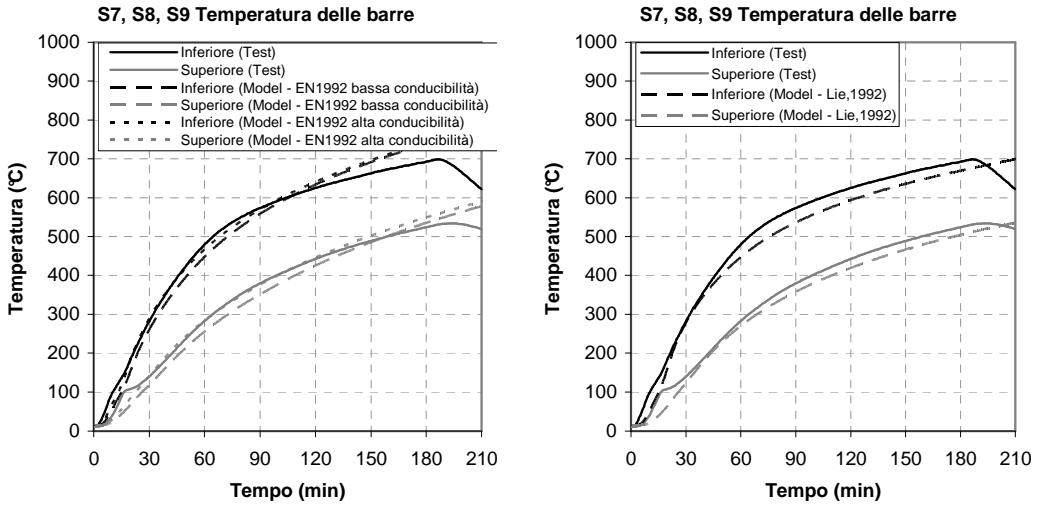


Figura 7.8 Confronto tra i risultati sperimentali ed i risultati numerici (solette S4, S5, S6 con copriferro lordo 51mm)



(a) Proprietà termiche EN1992-1-2

(b) Proprietà termiche Lie (1992)

Figura 7.9 Confronto tra i risultati sperimentali ed i risultati numerici (solette S7, S8, S9 con copriferro lordo 32mm)

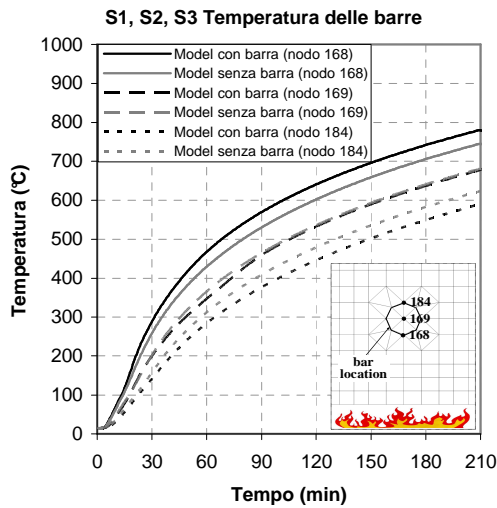


Figura 7.10 Confronto tra i risultati delle modellazioni in assenza della barra ed in presenza della barra

In Figura 7.10 sono riportati i diagrammi tempo-temperatura, ottenuti dalle analisi numeriche con e senza barra, in corrispondenza dei nodi 168, 169 e 184 corrispondenti, rispettivamente, alla superficie inferiore, al centro ed alla superficie superiore della barra. Per ciascun nodo sono riportate e confrontate

due curve: la curva nera si riferisce al risultato della modellazione in cui si è tenuto conto della presenza della barra, mentre la curva grigia al risultato della modellazione in cui la barra è stata sostituita con il calcestruzzo. Si può osservare che la presenza o meno della barra ha una limitata influenza sulla temperatura nel centro della barra stessa (nodo 169). Al contrario una maggiore influenza si riscontra nei nodi 168 e 189 (sotto e sopra la barra rispettivamente): infatti, quando si considera la presenza della barra, le temperature stimate sopra (nodo 184) e sotto la barra (168) sono, rispettivamente, più basse e più alte rispetto alle temperature valutate negli stessi nodi trascurando la presenza della barra. Questo è legato alla più bassa conducibilità termica della barra di GFRP, rispetto alla conducibilità termica del calcestruzzo, che determina un ostacolo alla propagazione del calore attraverso la barra stessa. Alla luce di queste osservazioni si comprende che la corretta modellazione della barra di GFRP è necessaria per una adeguata simulazione dei risultati sperimentali.

7.3 Modellazione Termo-Meccanica

La modellazione del comportamento termo-meccanico delle solette testate in condizioni di incendio viene eseguita attraverso il software agli elementi finiti ABAQUS/standard, che consente di modellare in modo più accurato rispetto al codice di calcolo SAFIR 2007 alcuni aspetti del comportamento meccanico, tra cui l'assenza di aderenza barre-calcestruzzo nella zona esposta all'incendio. Si assume l'usuale ipotesi di disaccoppiamento del problema termico da quello meccanico. Pertanto, l'analisi meccanica si sviluppa associando al modello FEM dell'elemento il campo termico ottenuto attraverso una precedente analisi termica; in tal modo si trascurano gli effetti che lo stato tenso-deformativo dell'elemento può avere sul comportamento termico.

7.3.1 Geometria

Al fine di limitare l'onere computazionale del modello numerico di ciascuna soletta ed alla luce delle semplificazioni adottate per la definizione della

geometria delle modellazioni termiche 2D del paragrafo 7.2.1, si modella per ciascuna soletta una striscia longitudinale rappresentativa, avente sezione retta simile a quella definita in Figura 7.3. Dovendo in questo caso modellare anche la risposta meccanica, non è corretto considerare una larghezza trasversale rappresentativa pari all'interasse tra le barre, ma è necessario considerare per ciascuna soletta una dimensione pari alla larghezza complessiva (1250mm) divisa per il numero di barre. Inoltre, per la simmetria del problema rispetto alla sezione trasversale di mezzeria della soletta e rispetto al piano verticale passante per l'asse baricentrico della barra, è possibile analizzare solo un quarto della striscia stessa (vedi Figura 7.11). Pertanto il modello presenta una dimensione longitudinale pari a 1750mm (3500mm/2) per le solette S1, S2, S3, S7, S8, S9 e 2000mm (4000mm/2) per le solette S4, S5, S6. La dimensione trasversale, invece, è pari alla metà della dimensione corrispondente alla larghezza complessiva di ciascuna soletta (1250mm) divisa per il numero di barre. In Tabella 7.1 sono sintetizzati, per ciascuna soletta, i principali dettagli geometrici del modello. Ricordiamo che le solette sono armate con barre di diametro nominale 12mm aventi un'area pari a 113mm².

Tabella 7.1 *Dettagli geometrici del modello numerico*

Set	Soletta	Copriferro [mm]	Dimensione		Area di armatura [mm ²]
			Longitudinale [mm]	Trasversale [mm]	
I	S1	32 ^(*)	3500/2=1750	(1250/9)/2=69.444	113/2=56.5
	S2			(1250/6)/2=104.167	
	S3				
II	S4	51 ^(*)	4000/2=2000	(1250/10)/2=62.500	113/2=56.5
	S5			(1250/7)/2=89.286	
	S6				
III	S7	32 ^(*)	3500/2=1750	(1250/9)/2=69.444	113/2=56.5
	S8			(1250/6)/2=104.167	
	S9				

(*) Spessore del copriferro di calcestruzzo misurato tra l'intradosso della soletta ed il baricentro della barra.

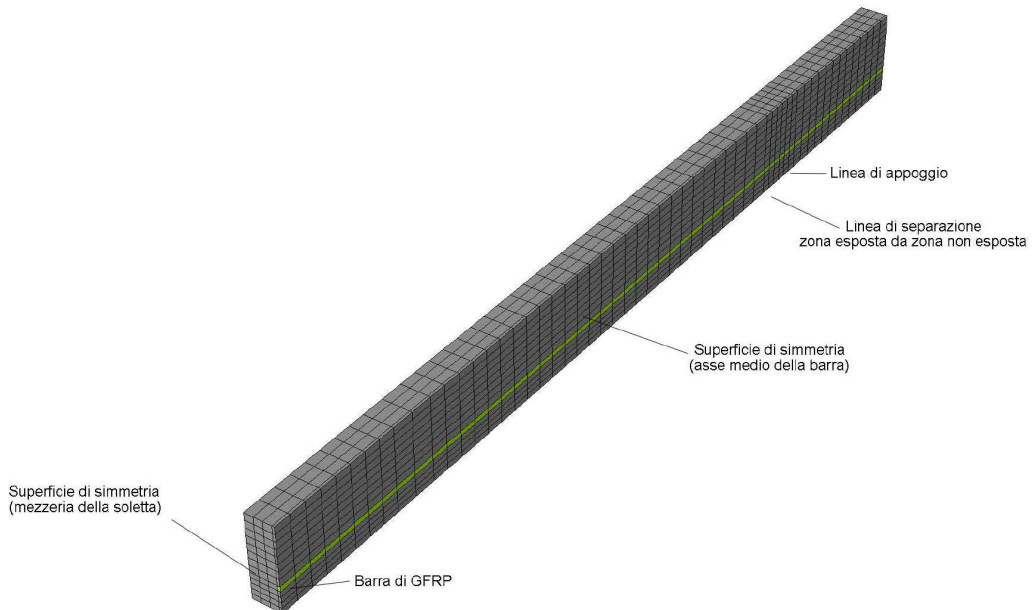


Figura 7.11 Modello agli elementi finiti (FEM) della porzione rappresentativa della soletta S4

7.3.2 Modellazione Termica

L'analisi termica viene condotta utilizzando l'opzione *HEAT TRANSFER disponibile in ABAQUS. Ciascuna soletta è suddivisa in elementi finiti "Brick" di tipo "Hex" (elementi di forma parallelepipedica), con dimensioni massime 70mm lunghi×28mm larghi×20mm spessi, a 8 nodi lineari (ABAQUS element C3D8). Sono definite sia la superficie esposta che la superficie non esposta all'incendio in accordo con le condizioni di esposizione termica delle solette durante le prove (vedi par. 5.9.3). In particolare, fanno parte della superficie non esposta: la superficie di estradosso e di testata della soletta e la zona dell'intradosso in prossimità degli appoggi, che grazie alla presenza, durante l'esecuzione della prova, del materiale protettivo disposto a protezione degli appoggi metallici, risulta non esposta direttamente all'azione dell'incendio¹. Si

¹ La condizione di superficie non esposta per la zona dell'intradosso in prossimità degli appoggi non è perfettamente aderente alle reali condizioni di esposizione presenti durante la prova, in quanto tale superficie piuttosto che non esposta all'incendio risulta esposta

assumono coefficienti di convezione costanti $\alpha_c=25\text{W/m}^2\text{K}$ e $\alpha_c=9\text{W/m}^2\text{K}$, rispettivamente per la superficie esposta e per la superficie non esposta, e coefficiente di emissività risultante, per la valutazione del flusso radiativo sulla superficie esposta, pari a 0.7. Sulla superficie non esposta, a differenza di quanto fatto precedentemente nelle modellazioni con SAFIR, avendo adottato $\alpha_c=9\text{W/m}^2\text{K}$ non si considera la presenza di flusso radiativo. La superficie esposta risulta soggetta all'incendio standard ISO834 (di riferimento per la prova in esame), mentre la superficie non esposta si assume interagente con l'ambiente a temperatura costante pari a 15°C (corrispondente, inoltre, alla temperatura iniziale del provino). Sulla base dei risultati delle analisi termiche condotte nel par. 7.2, le proprietà termiche del calcestruzzo vengono definite in accordo alle formulazioni fornite da Lie (1992), che sono dimostrate maggiormente aderenti ai risultati sperimentali. Per la modellazione della proprietà termiche delle barre di FRP si adottano le medesime formulazioni adottate nel par. 7.2.2.

In Figura 7.12 si riporta la mappatura termica, ottenuta dall'analisi numerica in ABAQUS, presente nella soletta S4 al tempo di esposizione all'incendio pari a 60 minuti. Grazie alla modellazione 3D è possibile notare la differente diffusione del calore che avviene nell'intorno della linea di separazione tra la superficie esposta e non esposta, localizzata in prossimità della zona d'appoggio. Tale diffusione di calore tende a riscaldare la barra di GFRP determinando il degrado dell'aderenza barra-calcestruzzo nella zona esposta all'incendio, lasciando la zona terminale a temperatura più bassa.

In Figura 7.13a, per le solette S1, S2, S3 (con copriferro lordo pari a 32mm), si nota che le curve tempo-temperatura, sopra e sotto la barra, ottenute con il modello FEM in ABAQUS, risultano in buon accordo con il risultato sperimentale. In particolare i risultati ottenuti con ABAQUS sono molto simili a quelli ottenuti con SAFIR2007; le piccole differenze sono legate alla mesh

all'incendio ma protetta dal materiale protettivo disposto a protezione degli appoggi metallici. Pertanto una modellazione più accurata dovrebbe tenere conto di tale condizione di esposizione. Ai fini delle presenti analisi, tuttavia, si assume la semplificazione che tale zona sia una superficie non esposta.

meno dettagliata adottata in ABAQUS. Le stesse considerazioni valgono per i risultati inerenti le solette S4, S5, S6 (Figura 7.13b).

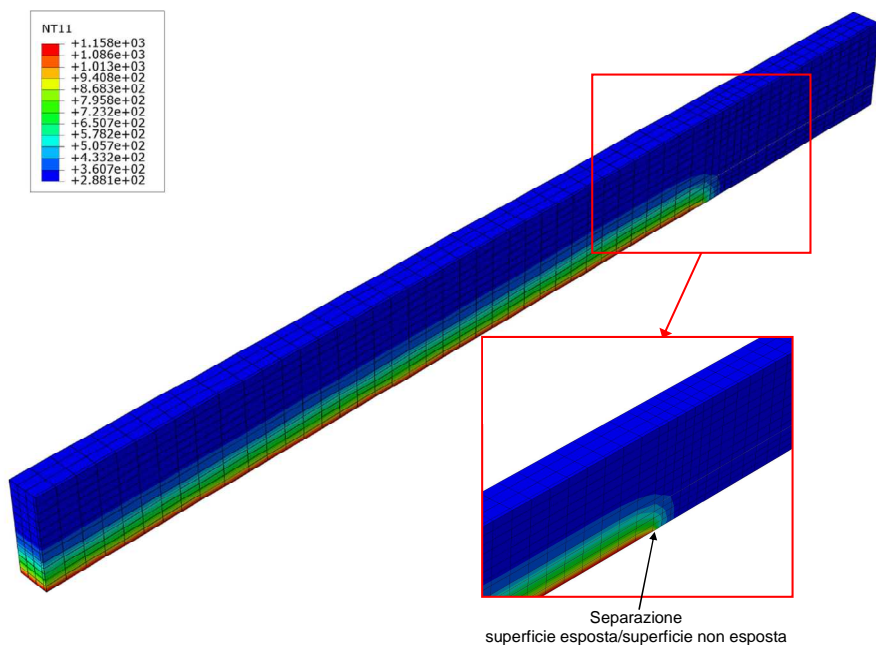
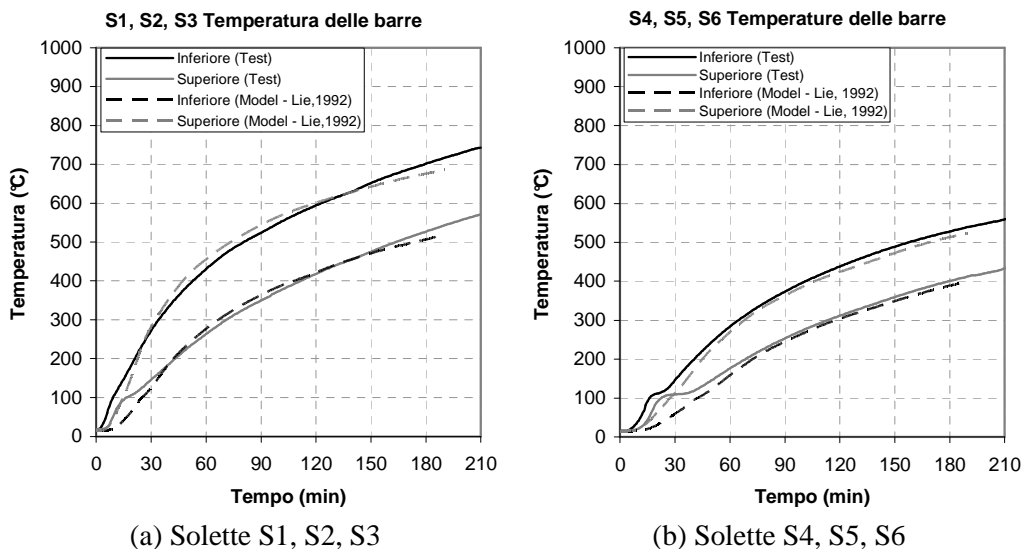


Figura 7.12 Mappatura termica soletta S4 al tempo di 60 minuti (temperature espresse in gradi Kelvin)



(a) Solette S1, S2, S3

(b) Solette S4, S5, S6

Figura 7.13 Confronto tra i risultati sperimentali ed i risultati numerici ottenuti con il modello FEM

Infine, in Figura 7.14, per le solette del Set I e III, ed in Figura 7.15, per le solette del Set II, si riporta l'andamento della temperatura media simulata lungo l'estremità della barra (tra la zona esposta e la zona non esposta) in corrispondenza dei tempi di esposizione pari a 60 minuti, 120 minuti e 180 minuti. Il confronto di tali andamenti con la temperatura di transizione vetrosa T_g (assunta pari a 100°C sulla base dei dati sperimentali disponibili) consente di individuare, per ciascun tempo di esposizione all'incendio, le zone della barra in cui si verifica il rammollimento della resina e quindi anche un notevole degrado dell'aderenza barra-calcestruzzo. Ad esempio, al tempo di 180 minuti la parte di barra compresa tra la linea di separazione zona esposta/zona non esposta e l'appoggio risulta quasi interamente rammollita.

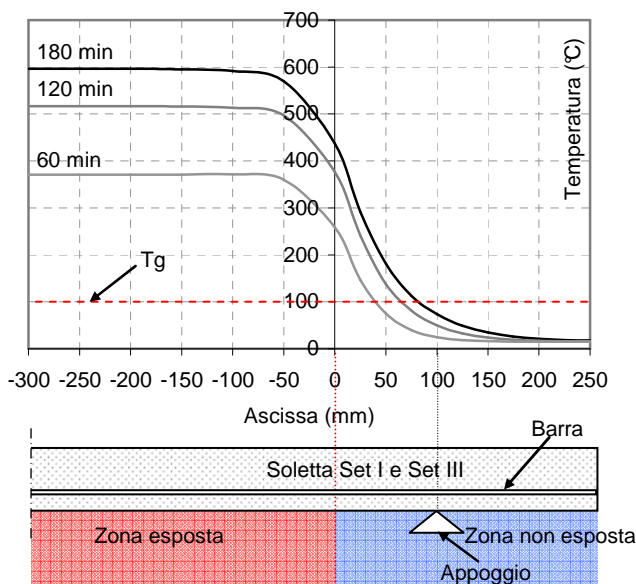


Figura 7.14 Temperature simulate lungo l'estremità della barra delle solette del Set I e III in corrispondenza dei tempi di esposizione pari a 60 min, 120 min e 180 min.

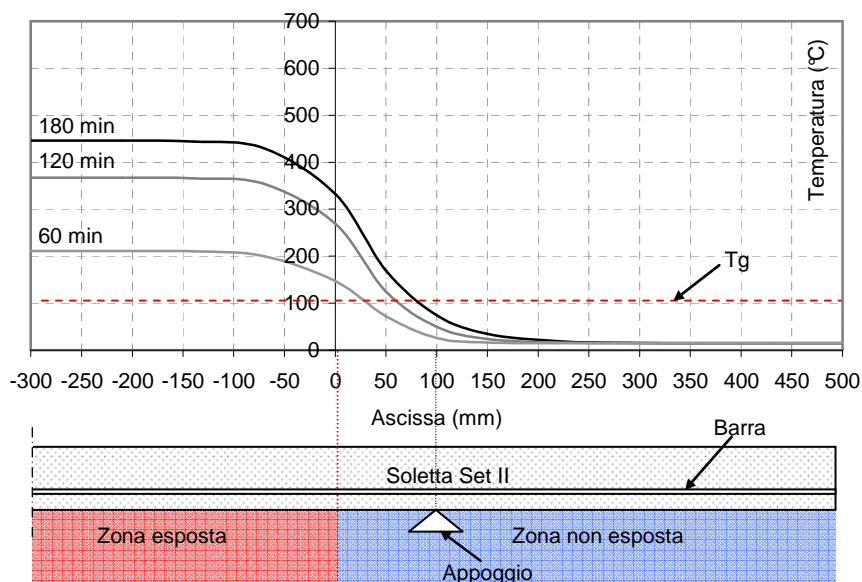


Figura 7.15 Temperature simulate lungo l'estremità della barra delle solette del Set II in corrispondenza del tempo di esposizione pari a 60 min, 120 min e 180 min.

7.3.3 Modellazione Meccanica

Le condizioni vincolari e di carico sono identiche a quelle adottate per l'esecuzione delle prove al fuoco. Le modellazioni di seguito riportate si riferiscono esclusivamente alla Fase 1 della prova (cfr. par. 5.9.4), caratterizzata dal carico ai martinetti costante durante l'esposizione all'incendio.

Per ciascuna soletta, di altezza 180mm, il peso proprio dell'elemento (con densità pari a 2400kg/m^3) è tenuto in conto attraverso l'applicazione di un carico equivalente (pari a 4.32kN/m^2 , ovvero $2400\text{kg/m}^3 \cdot 0.18\text{m}$), uniformemente distribuito sulla superficie di estradosso. Inoltre, il carico dovuto al peso proprio del castello di carico ed all'attivazione dei martinetti è modellato come carico uniformemente distribuito sull'area d'impronta dei profili metallici che si interpongono tra la trave metallica principale del sistema di carico e l'estradosso della soletta (cfr. par. 5.9.4).

7.3.3.1 Proprietà dei materiali

Calcestruzzo

Il calcestruzzo, sulla base di esempi disponibili in bibliografia (Ellobody & Bailey, 2008a,b), viene modellato attraverso il “damaged plasticity model” implementato in ABAQUS, che consente di modellare il comportamento sia in compressione che in trazione del calcestruzzo armato. Il modello del calcestruzzo del tipo “damaged plasticity” utilizza il concetto dell’elasticità con danneggiamento isotropico, in combinazione con la plasticità isotropica a trazione e compressione, per modellare il comportamento inelastico del calcestruzzo. Il legame costitutivo viene definito in accordo alle indicazioni dell’EN1992-1-2 (vedi par. 3.5.1.2)

In condizioni di *compressione assiale*, alla generica temperatura T , si assume che il comportamento sia lineare fino al raggiungimento del valore della tensione limite di proporzionalità, $f_{cp,T}$, che è ipotizzata pari alla tensione corrispondente al raggiungimento di una deformazione pari al 50% della deformazione associata alla resistenza cilindrica a compressione, $f_{c,T}$, alla temperatura T . Quest’ultima, in accordo all’EN1992-1-2, è pari a $k_{c,T} \cdot f_{cm}$, dove f_{cm} è la resistenza media a compressione alla temperatura di 20°C, valutata nello stesso periodo in cui sono state effettuate le prove al fuoco (Tabella 7.2). In Figura 7.16 si riporta, nel caso di compressione assiale, per diverse temperature, l’andamento del legame tensione-deformazione per il calcestruzzo adottato per la realizzazione delle solette ovvero un calcestruzzo con aggregati calcarei.

In condizioni di *trazione assiale*, alla generica temperatura T , si assume che il comportamento sia lineare fino al raggiungimento del valore della resistenza a trazione, $f_{ct,T} = k_{ct,T} \cdot f_{ct}$. La resistenza a trazione alla temperatura di 20°C, f_{ct} , in accordo all’EN1992-1-1, si assume pari a $0.3 \cdot (f_{ck})^{2/3}$. La resistenza caratteristica a compressione cilindrica, f_{ck} , si assume pari a $f_{cm} - 8$ [N/mm²]. Il comportamento successivo al raggiungimento della resistenza a trazione viene assunto con ramo lineare di softening e viene rappresentato attraverso la definizione dell’energia di frattura, G_f . In Figura 7.17 si riporta, nel caso di

trazione assiale, l'andamento del legame tensione-deformazione per diverse temperature.

Infine, la *dilatazione termica* del calcestruzzo viene assegnata coerentemente con le indicazioni fornite dall'EN1992-1-2 per i calcestruzzi con aggregati calcarei (vedi par. 3.5.1.1).

Tabella 7.2 Resistenza a compressione del calcestruzzo

Tempo trascorso dopo il getto	Getto (Set)	
	getto n°1 (Set I-II)	getto n°2 (Set III)
6 mesi	$f_{cm} = 45.77 \text{ N/mm}^2$	$f_{cm} = 41.70 \text{ N/mm}^2$

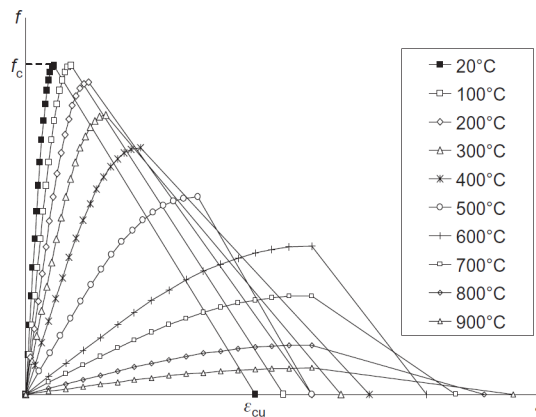


Figura 7.16 Legami tensione-deformazione per compressione assiale del calcestruzzo alle elevate temperature

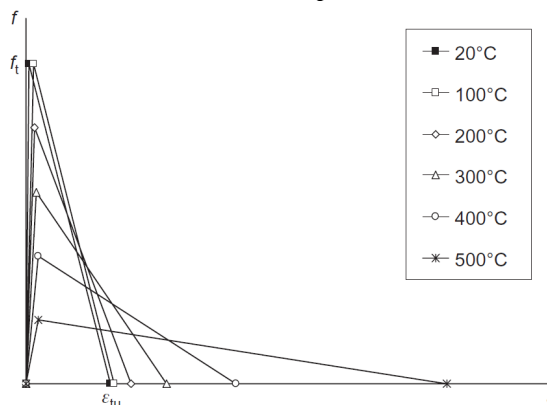


Figura 7.17 Legami tensione-deformazione per trazione assiale del calcestruzzo alle elevate temperature

Barre di GFRP

Per il comportamento meccanico delle barre di GFRP alla generica temperatura T si assume un comportamento elastico lineare, con modulo elastico $E_f(T) = \rho_E(T) \cdot E_f$, dove E_f è il modulo elastico in condizioni ordinarie (50000 N/mm^2) e $\rho_E(T)$ il coefficiente riduttivo del modulo elastico alla temperatura T . Particolare attenzione deve essere posta nella modellazione della rigidezza delle barre, in quanto quest'ultima influenza il comportamento deformativo della soletta. Pertanto, in mancanza di dati dettagliati sul comportamento termo-meccanico delle barre di GFRP utilizzate, per il parametro $\rho_E(T)$ si considerano due possibili modellazioni:

- *modello 1*: $\rho_E(T)$ corrispondente alla curva comportamentale media ricavata nel Capitolo 4 per le barre di GFRP (Figura 7.18);
- *modello 2*: sulla base delle prove effettuate recentemente da Wang et al. (2007) su barre di GFRP di diametro 12.7mm si adotta un $\rho_E(T)$ corrispondente all'andamento riportato in Figura 7.18. Tale andamento è caratterizzato da assenza di riduzione del modulo elastico fino alla temperatura di 400°C con una drastica riduzione pari al 70% alla temperatura di 500°C .

La verifica di resistenza della barra si effettua con riferimento alla tensione di rottura $f_{ju}(T) = \rho_f(T) \cdot f_{ju}$, dove f_{ju} corrisponde alla resistenza a trazione (1000 N/mm^2) delle barre di GFRP utilizzate per l'armatura delle solette, mentre $\rho_f(T)$ è il coefficiente di riduzione della resistenza delle barre di GFRP in funzione della temperatura T , che, in mancanza di dati utili, viene assunto coincidente con quello medio ricavato nel Capitolo 4.

Infine, la *dilatazione termica* delle barre di GFRP, non avendo a disposizione informazioni dettagliate sulle barre utilizzate per la realizzazione delle solette testate, viene assegnata adottando le formulazioni fornite da Bai et al. (2009) per barre di GFRP simili caratterizzate da un rapporto fibra/matrice pari al 61%, non molto distante dal 70% che caratterizza le barre di GFRP delle solette testate. Pertanto, in Figura 7.19 si riporta il diagramma del coefficiente di dilatazione termica delle barre di GFRP in funzione della temperatura adottato nelle analisi.

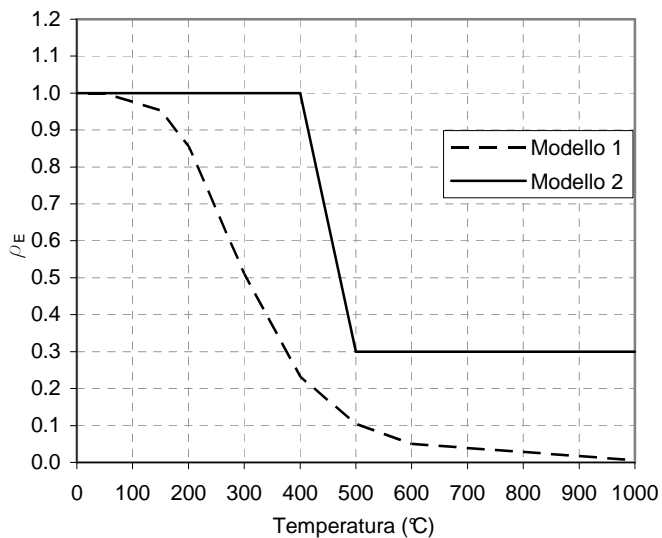


Figura 7.18 Modelli per il coefficiente riduttivo del modulo elastico $\rho_E(T)$ delle barre di GFRP in funzione della temperatura

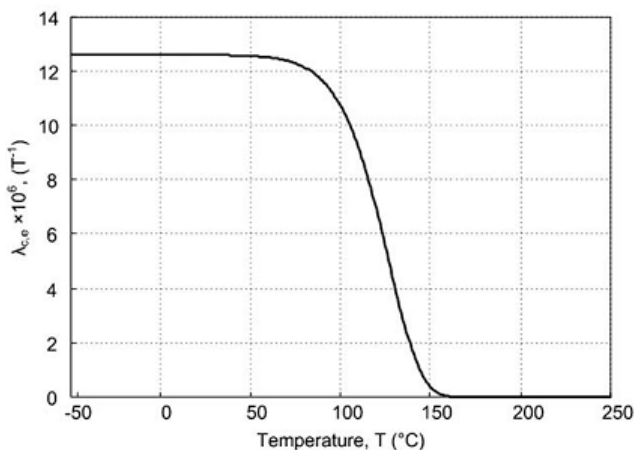


Figura 7.19 Coefficiente di dilatazione termica in funzione della temperatura per barre di GFRP (Bai et al. 2007)

7.3.3.2 Modellazione dell'interfaccia Barra-Calcestruzzo

Le prove sperimentali hanno evidenziato che nella zona direttamente esposta al fuoco, per temperature superiori a quella di transizione vetrosa, l'aderenza barra-calcestruzzo risulta fortemente danneggiata. Nelle solette testate, durante l'esposizione all'incendio, le barre di GFRP raggiungono la temperatura di

transizione vetrosa, nella zona direttamente esposta al fuoco, dopo meno di 30 minuti (circa 15 minuti per le solette del Set I e del Set III, e circa 20 minuti per le solette del Set II). Successivamente a tale istante di tempo è lecito ipotizzare che la capacità di trasferire sforzi tangenziali (tensioni di aderenza) tra barra e calcestruzzo, durante la successiva esposizione all'incendio, sia molto limitata. Pertanto, ai fini delle analisi numeriche, per semplificare la modellazione, si procede assumendo che, nella zona direttamente esposta al fuoco, la barra di GFRP ed il calcestruzzo non si scambino tensioni di aderenza sin dall'istante di applicazione dei carichi esterni. Invece, nella zona non direttamente esposta al fuoco si ipotizza la perfetta aderenza tra barra e calcestruzzo.

Nella zona direttamente esposta al fuoco, il contatto tra calcestruzzo e barra di GFRP è modellato attraverso gli elementi interfaccia (utilizzando l'opzione *CONTACT PAIR) disponibili in ABAQUS. Il metodo richiede la definizione di due superfici che sono la superficie "master" e la superficie "slave". All'interno del modello la superficie master corrisponde alla superficie del calcestruzzo intorno alla barra, mentre la superficie slave corrisponde alla superficie della barra. Gli elementi interfaccia sono creati utilizzando queste due superfici e monitorando gli spostamenti della superficie slave rispetto alla superficie master. Le due superfici non possono compenetrarsi e, quando sono in contatto, possono trasferirsi vicendevolmente solo tensioni normali e non tensioni tangenziali.

Nella zona non direttamente esposta al fuoco, la perfetta aderenza tra calcestruzzo e barra di GFRP è modellata attraverso l'introduzione di vincoli interni (Constraint) tra le superfici degli elementi: tali vincoli impediscono gli spostamenti relativi tra le due superfici.

È utile notare che la perfetta aderenza delle barre nella zona non direttamente esposta al fuoco, alla luce delle evidenze sperimentali, può essere assunta valida per le solette del Set II e del Set III, mentre non è certamente valida per le solette del Set I. Pertanto, le analisi numeriche saranno condotte con riferimento alle solette del Set II e del Set III. Tuttavia, la modellazione della perfetta aderenza per le solette del Set III (che ricordiamo essere differenti da quelle del Set I solo per la presenza della piegatura delle barre all'estremità), comunque, consentirà di stimare la tensione e lo sforzo che potevano essere

presenti nelle barre delle solette del Set I al momento dello sfilamento e fare eventuali osservazioni sull'efficacia dell'ancoraggio soggetto a tale sforzo.

7.3.3.3 Effetto della modellazione delle barre

Al fine di valutare l'effetto della modellazione meccanica delle barre si effettua, per la soletta S4, in Figura 7.20, una comparazione tra i risultati, in termini di curva freccia-tempo, ottenuti con il modello 1 e con il modello 2 ed il risultato della prova sperimentale. Entrambe le modellazioni colgono il comportamento deformativo della soletta. Tuttavia, il modello 1, dopo il tempo di circa 110 minuti, fornisce frecce maggiori di quelle sperimentali, mentre le frecce fornite dal modello 2 risultano sempre inferiori a quelle sperimentali. Inoltre, il modello 2, intorno al tempo di circa 60 minuti, presenta un gomito più pronunciato (simile ai risultati sperimentali) rispetto al modello 1. Nelle successive analisi si sceglie di adottare, per la modellazione del comportamento meccanico delle barre, esclusivamente il modello 2.

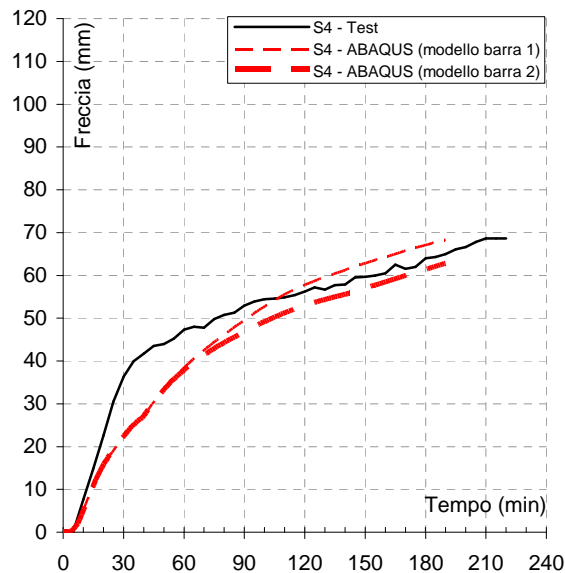


Figura 7.20 Confronto per la soletta S4 tra i risultati sperimentali ed i risultati numerici ottenuti con i modelli FEM in ABAQUS

7.3.4 Risultati della simulazione numerica e confronto teorico-sperimentale

Nel seguito sono riportati i principali risultati delle analisi numeriche delle solette del Set II e del Set III testate in condizioni di incendio. In particolare si riportano gli andamenti della freccia, della temperatura, delle tensioni e delle deformazioni totali in punti significativi, in funzione del tempo di esposizione all'incendio. La validazione del modello viene effettuata confrontando i risultati numerici con i dati sperimentali disponibili relativi alle frecce ed alle deformazioni registrate durante ciascuna prova. Nonostante alcune inevitabili incertezze legate alla modellazione termo-meccanica dei materiali, il confronto teorico-sperimentale consente di comprendere i fenomeni principali che, verosimilmente, hanno caratterizzato il comportamento sperimentale delle solette testate ed, inoltre, di fare alcune considerazioni sulle tensioni presenti nelle barre di GFRP e sull'efficacia dell'ancoraggio d'estremità.

Al fine di facilitare la comprensione del comportamento strutturale, in Figura 7.21, per le solette del Set II (copriferro 51mm), si riportano, in funzione del tempo di esposizione all'incendio, gli andamenti della temperatura simulata in corrispondenza della sezione di mezzeria per tre fibre significative: la fibra inferiore (intradosso), la fibra intermedia (ad una quota corrispondente a quella della barra) e la fibra superiore (estradosso). Le stesse informazioni vengono riportate in Figura 7.22 per le solette del Set I e del Set III (copriferro 32mm). La temperatura di ciascuna fibra è una temperatura media dell'elemento, ottenuta mediando le temperature registrate nei punti di integrazione. La lieve differenza di temperatura ottenuta nella fibra inferiore del modello delle solette del Set II e quella del modello del Set I e III, è legata alla differente mesh adottata; difatti, in quest'ultimo caso la temperatura della fibra è ottenuta mediando le temperature di punti più prossimi alla superficie esposta, rispetto a quanto avviene nel caso del modello del Set II.

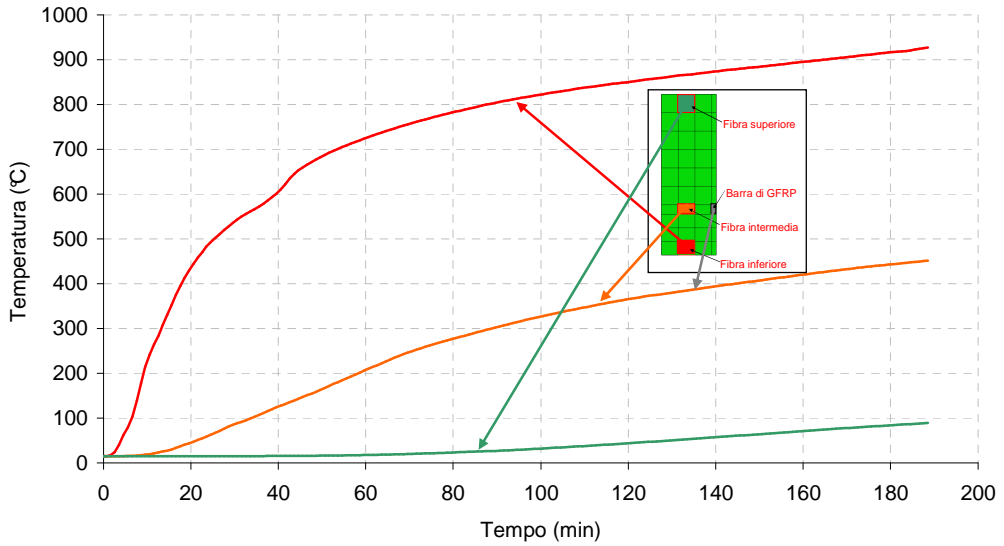


Figura 7.21 Solette Set II - sezione di mezzaria: temperatura in punti significativi del calcestruzzo ottenute con il modello FEM

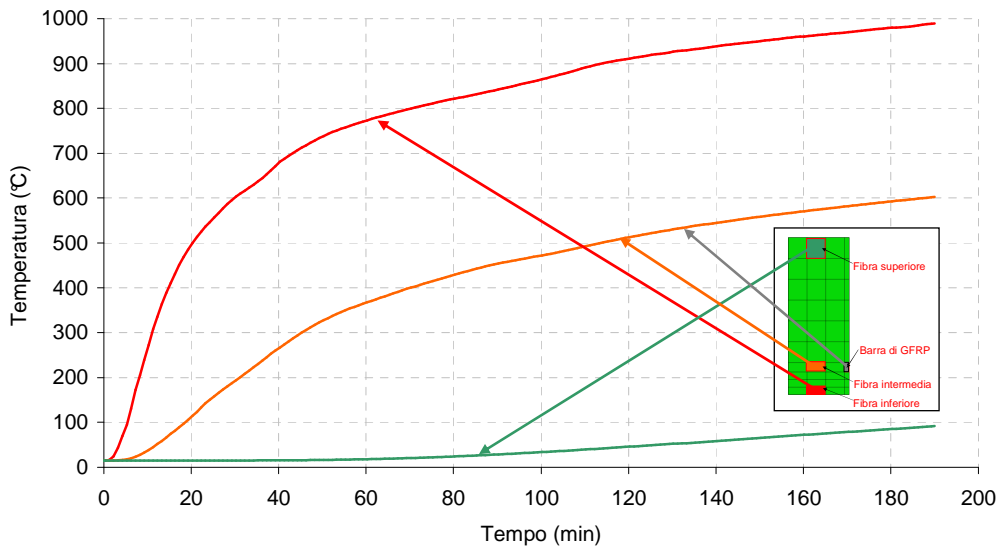


Figura 7.22 Solette Set I e Set III - sezione di mezzaria: temperatura in punti significativi del calcestruzzo ottenute con il modello FEM

7.3.4.1 Soletta S4

In Figura 7.23, per la soletta S4 si riporta il confronto tra la freccia registrata sperimentalmente e quella simulata con il modello agli elementi finiti (FEM). La simulazione numerica risulta in buon accordo con l'andamento della freccia registrato durante la prova sperimentalmente, tendendo a raggiungere valori molto prossimi a quelli registrati sperimentalmente dopo circa 120 minuti di esposizione all'incendio.

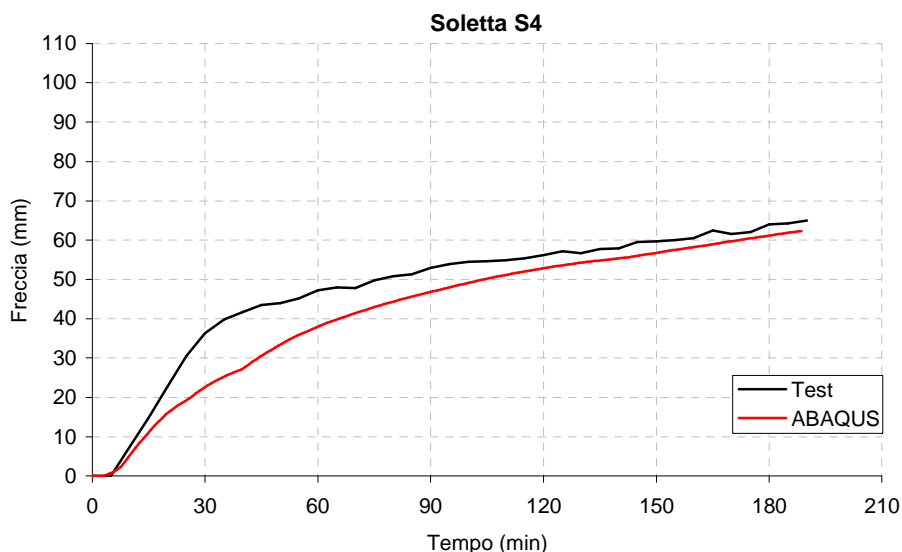


Figura 7.23 Soletta S4: Confronto tra le frecce sperimentali ed il risultato numerico ottenuto con i modelli FEM in ABAQUS

Un ulteriore confronto con i risultati sperimentali può essere effettuato con le letture estensimetriche riportate nel par. 6.2.5. In Figura 7.24 ed in Figura 7.25 si riportano, in corrispondenza della sezione di mezzeria, rispettivamente, le deformazioni (relative rispetto all'istante di accensione del forno, ovvero decurtate dell'aliquota legata ai carichi applicati al tempo 0) registrate durante la prova e quelle simulate con il modello FEM sia all'estradosso della soletta sia sulla barra. Anche in questo caso l'accordo tra i dati registrati e quelli simulati è buono. C'è da ricordare che per le barre di FRP la lettura estensimetrica durante la prova è stata possibile solo fino al tempo in cui la resina ha raggiunto temperature prossime a quella di transizione vetrosa.

Pertanto, i dati sperimentali disponibili sulla deformazione delle barre della soletta S4 sono relativi ai soli primi 10 minuti di esposizione all'incendio; è proprio all'interno di tale intervallo di tempo che le deformazioni simulate sono abbastanza vicine a quelle registrate. Similmente, per quanto riguarda il calcestruzzo, l'accordo risulta essere decisamente buono fino al tempo di circa 60 minuti, corrispondente alle ultime letture estensimetriche disponibili.

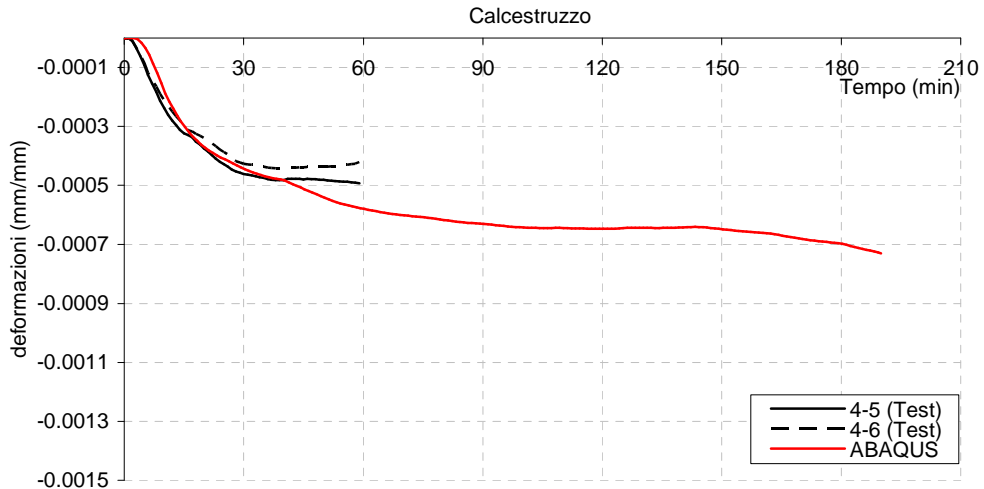


Figura 7.24 Soletta S4: Confronto tra le letture estensimetriche all'estradosso in mezzeria della soletta ed il risultato del modello FEM

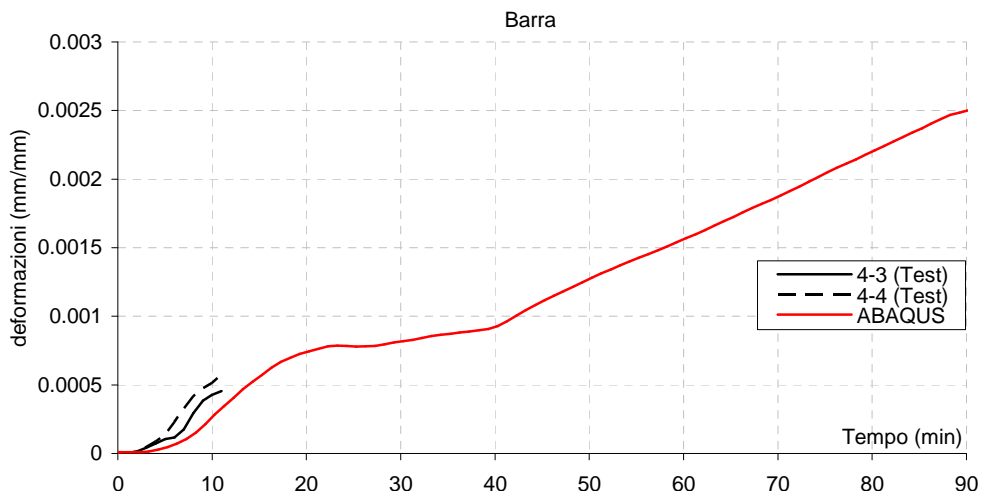


Figura 7.25 Soletta S4: Confronto tra le letture estensimetriche sulla barra in mezzeria della soletta ed il risultato del modello FEM

La buona rispondenza della simulazione numerica con i dati sperimentali conforta sulla bontà del modello numerico e consente di effettuare utili valutazioni dello stato tensionale all'interno della soletta durante l'esposizione al fuoco.

Gli andamenti delle tensioni, ottenuti con il modello numerico adottato, in punti significativi del calcestruzzo sia nella sezione di mezzeria della soletta che nella sezione a distanza $L/4$ dall'appoggio (dove L è la luce della soletta, ovvero, nel caso in esame, 3200mm) sono riportate, rispettivamente, in Figura 7.26 ed in Figura 7.27. In queste ultime figure, al fine di avere idea dell'andamento delle tensioni all'interno della sezione per un dato tempo di esposizione al fuoco, si riportano gli andamenti delle tensioni simulate in corrispondenza di tre fibre significative: la fibra inferiore (intradosso), la fibra intermedia (ad una quota corrispondente a quella della barra) e la fibra superiore (estradosso). Per le stesse fibre in Figura 7.21 sono stati riportati gli andamenti delle temperature simulate. In entrambe le sezioni la tensione nella fibra inferiore, inizialmente di trazione, a causa del contrasto alla sua dilatazione termica esercitato dalle fibre interne più fredde, dopo circa 5 minuti di esposizione al fuoco diventa di compressione. Viceversa, la fibra intermedia, più fredda della fibra inferiore, e che dunque si è opposta alla dilatazione termica di quest'ultima, subisce inizialmente un incremento della tensione di trazione sino al raggiungimento della resistenza a trazione del calcestruzzo al tempo di esposizione di circa 5 minuti. Raggiunto tale valore la tensione nel calcestruzzo non può più aumentare e si attiva il ramo softening del suo legame costitutivo a trazione che conduce ad una diminuzione della tensione di trazione. Con il proseguire dell'esposizione all'incendio la perdita di rigidità delle fibre interne e della fibra inferiore consente alla compressione in quest'ultima di iniziare a decrescere. La tensione nella fibra superiore, invece, continua a rimanere di compressione durante tutto il tempo di esposizione all'incendio, subendo un incremento significativo fino al tempo di circa 30 minuti. Tale incremento è legato alla nascita delle tensioni di compressione nella parte inferiore della soletta; difatti, la risultante di tali tensioni presentando il punto di applicazione al di sotto della barra tende a ridurre il momento interno della sezione inducendo la parte superiore ad incrementare la

compressione al fine di equilibrare il momento esterno dovuto a carichi applicati (nel caso in esame il solo peso proprio). Infine, è interessante notare che le tensioni simulate nelle varie fibre, in entrambe le sezioni, risultano molto simili tra loro; ciò è dovuto al fatto che tali tensioni, a causa del limitato livello di carico applicato, sono sostanzialmente delle tensioni auto-equilibrate legate al gradiente termico sezionale che, in ciascun istante di tempo, è uniforme lungo tutta la parte esposta della soletta.

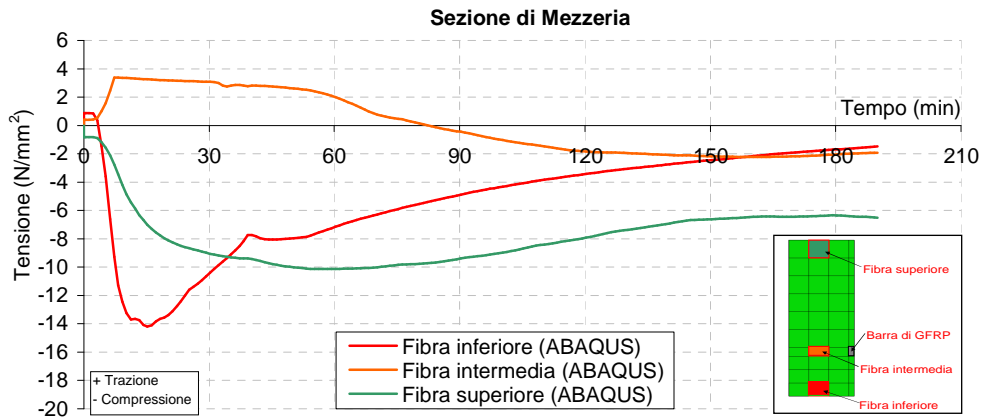


Figura 7.26 Soletta S4 - sezione di mezzeria: tensioni in punti significativi del calcestruzzo ottenute con il modello FEM

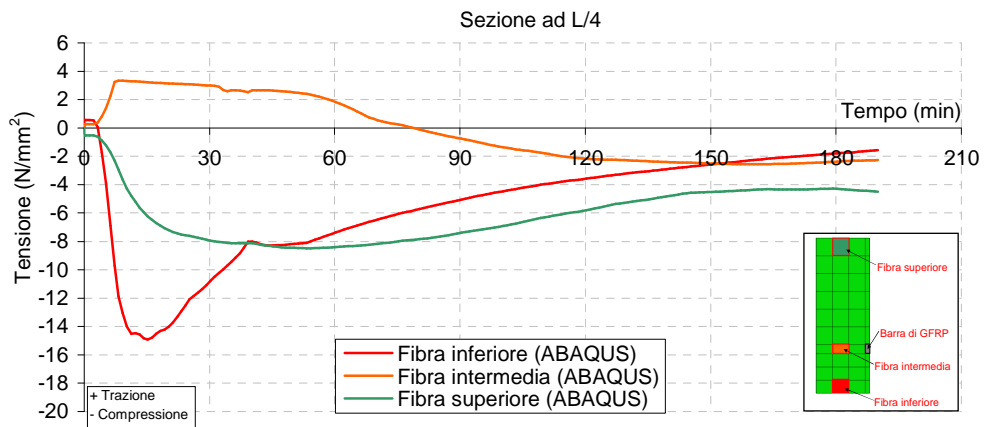


Figura 7.27 Soletta S4 - sezione ad L/4: tensioni in punti significativi del calcestruzzo ottenute con il modello FEM

Infine, la tensione nelle barre di GFRP in corrispondenza della sezione di mezzeria e della sezione a distanza $L/4$ dall'appoggio viene mostrata in Figura

7.28 in funzione del tempo di esposizione all'incendio. In assenza di aderenza barra-calcestruzzo nella zona direttamente esposta al fuoco è possibile riscontrare, a causa dell'impossibilità di trasferimento di sforzi tra barra e calcestruzzo, la perfetta coincidenza della tensione simulata in entrambe le sezioni di riferimento. Grazie alla partecipazione del calcestruzzo a trazione ad assorbire le sollecitazioni dovute ai carichi esterni, la tensione delle barre presenta un valore iniziale alquanto basso (circa 0.5N/mm^2). Quest'ultima, tuttavia, tende ad aumentare con il tempo di esposizione all'incendio ed a raggiungere valori decisamente più elevati rispetto al valore iniziale. In particolare, il valore massimo (circa 170N/mm^2) viene raggiunto in corrispondenza del tempo di esposizione pari a circa 140 minuti. Superato questo tempo la temperatura delle barre (vedi Figura 7.21) raggiunge valori (superiori a 400°C) tali da indurne una riduzione del modulo elastico (cfr. modello 2 in Figura 7.18) e pertanto la tensione inizia a decrescere.

Confrontando per le barre l'andamento della tensione con l'andamento della resistenza $f_{fu}(T) = \rho_f(T) \cdot f_{fu}$ (in cui $\rho_f(T)$ è il coefficiente di riduzione della resistenza delle barre di GFRP in funzione della temperatura T , ricavato nel Capitolo 4), in Figura 7.35 si evince che, per tutto il tempo di esposizione all'incendio considerato, le barre non raggiungono mai il loro limite di resistenza. Quest'ultimo risultato confermerebbe il risultato sperimentale; si ricorda che la soletta S4, soggetta solo al peso proprio, non è collassata durante i 190 minuti di esposizione all'incendio. Inoltre, tale risultato conforta sulla bontà del metodo semplificato proposto nel paragrafo 4.4 ed applicato per la stima della resistenza al fuoco della soletta S4 nel paragrafo 6.5. Infatti, l'applicazione del metodo semplificato, con temperature delle barre corrispondenti a quelle sperimentali (cfr. par. 6.5.2), conduce ad un tempo di collasso stimato maggiore di 190 minuti.

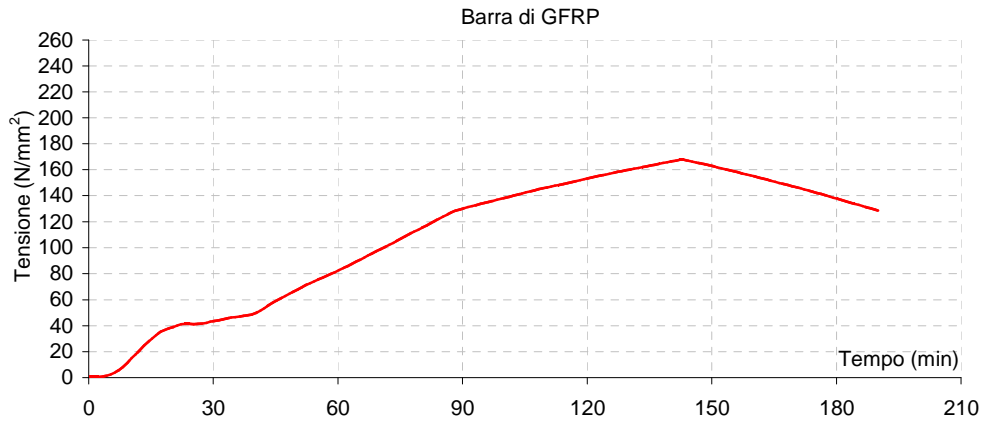


Figura 7.28 Soletta S4 - Barre di GFRP: tensioni ottenute con il modello FEM

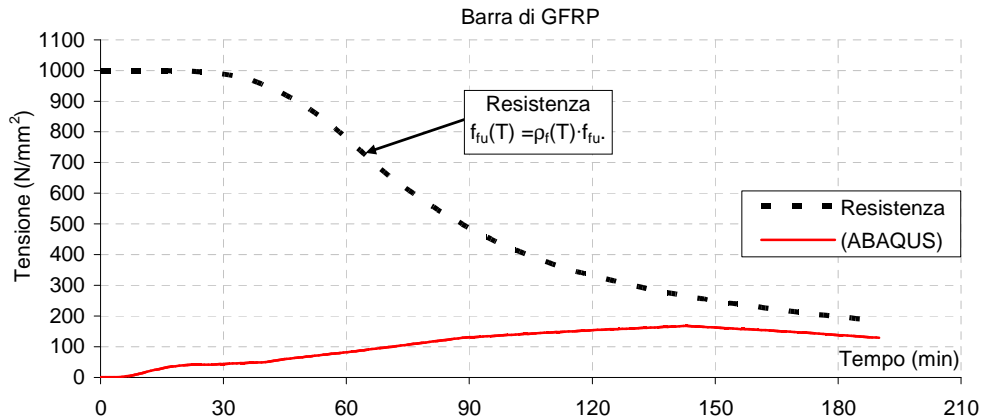


Figura 7.29 Soletta S4 - Barre di GFRP: confronto tensioni ottenute con il modello FEM e resistenza delle barre

La conoscenza della tensione nelle barre consente di conoscere lo sforzo cui è chiamata a resistere la zona di ancoraggio di estremità. Il documento tecnico CNR-DT203/2006 consente di stimare, per le barre di FRP diritte in condizioni di temperatura ordinarie (tipicamente 20°C), la lunghezza di ancoraggio, l_{anc} , necessaria al trasferimento di uno sforzo X associato ad una tensione σ_f nella barra attraverso la seguente formula:

$$l_{anc} = 0.1 \cdot \sigma_f \cdot d_b \quad [\text{forze in N e lunghezze in mm}] \quad (7.1)$$

in d_b è il diametro nominale della barra. Nel caso in esame, avendo utilizzato barre con diametro nominale 12mm, in corrispondenza della massima tensione

nelle barre pari a $170\text{N}/\text{mm}^2$, l'applicazione della formula (7.1) conduce ad una lunghezza di ancoraggio richiesta pari a:

$$l_{\text{anc},S4,140} = 0.1 \cdot 170\text{N}/\text{mm}^2 \cdot 12\text{mm} = 204\text{mm}$$

La soletta S4 è caratterizzata da una estensione della zona non direttamente esposta al fuoco pari a 500mm. Sebbene tale estensione sia decisamente superiore alla lunghezza di ancoraggio richiesta ottenuta con la formula (7.1) è necessario fare alcune considerazioni. La formula (7.1) fornisce il valore della lunghezza di ancoraggio richiesta che deve essere confrontato con la lunghezza di ancoraggio disponibile in condizioni di temperatura ordinarie. In condizioni di incendio, tuttavia, nella zona di ancoraggio la temperatura tende a crescere e quindi ad assumere valori maggiori di quella in condizioni ordinarie. Pertanto, volendo utilizzare la formula (7.1), in condizioni di incendio, è necessario tenere in conto l'effetto del riscaldamento termico che la barra subisce all'interno della zona di ancoraggio: ciò può essere fatto, ad esempio, considerando una lunghezza di ancoraggio disponibile equivalente. Nelle prove di aderenza, su barre di FRP, alle elevate temperature condotte da Katz et al. (1998, 1999, 2000) si è rilevata una significativa perdita dell'aderenza barra-calcestruzzo nell'intervallo di temperature 50-150°C (cfr. par. 3.5.2.5). Pertanto, al fine di avere una stima seppur molto approssimativa dell'efficacia dell'ancoraggio, si assume cautelativamente la completa perdita di aderenza barra-calcestruzzo per temperature superiori a 50°C. Pertanto la lunghezza di ancoraggio disponibile equivalente viene valutata considerando la sola parte di barra a temperature inferiori a 50°C. Tale valutazione può essere effettuata grazie alla conoscenza della distribuzione delle temperature lungo l'estremità della barra ottenuta attraverso la simulazione numerica ed i cui risultati sono stati sintetizzati in Figura 7.14 (per le solette del Set I e del Set III) ed in Figura 7.15 (per le solette del Set II). Nel caso in esame, analizzando le curve in Figura 7.15 si evince che al tempo di esposizione di circa 140 minuti, corrispondente al raggiungimento della tensione nelle barre di $170\text{N}/\text{mm}^2$, i primi 100mm della barra (misurati a partire dalla separazione tra zona esposta e zona non esposta, ovvero l'ascissa 0 del diagramma) si trovano a temperature superiori a 50°C e pertanto devono essere decurtati dalla lunghezza di ancoraggio di 500mm; ciò conduce ad una lunghezza di ancoraggio equivalente

pari a 400mm, che risulta ancora ampiamente superiore al valore ricavato con la formula (7.1) e che sembra confermare, per la soletta S4, l'assenza di problemi di sfilamento così come rilevato nel risultato sperimentale. La variabilità, durante l'esposizione all'incendio, dell'estensione della zona con temperature superiori a 50°C e della tensione nella barra, rende necessaria la verifica della lunghezza di ancoraggio durante tutti gli istanti di esposizione all'incendio. Nel caso in esame un'ulteriore verifica può essere fatta al tempo di esposizione di 190 minuti, a cui corrisponde una tensione di 130N/mm². In tal caso la parte di barra con temperature superiori a 50°C è pari a circa 125mm (cfr. Figura 7.15) che conducono ad una lunghezza di ancoraggio equivalente di 375mm, ancora ampiamente superiore al valore di 156mm, ottenuto considerando la tensione di 130N/mm² nella formula (7.1). Ciò sembra confermare ulteriormente, per la soletta S4, l'assenza di problemi di sfilamento in accordo a quanto rilevato sperimentalmente.

7.3.4.2 Soletta S5

In Figura 7.30, per la soletta S5, si riporta il confronto tra la freccia registrata sperimentalmente e quella simulata con il modello agli elementi finiti (FEM). Anche in questo caso, la curva ottenuta con la simulazione numerica risulta in buon accordo con l'andamento della freccia registrato durante la prova sperimentale. Le due curve sono sostanzialmente coincidenti per i primi 20 minuti di esposizione all'incendio. Successivamente a tale istante di tempo si riscontrano delle differenze di comportamento.

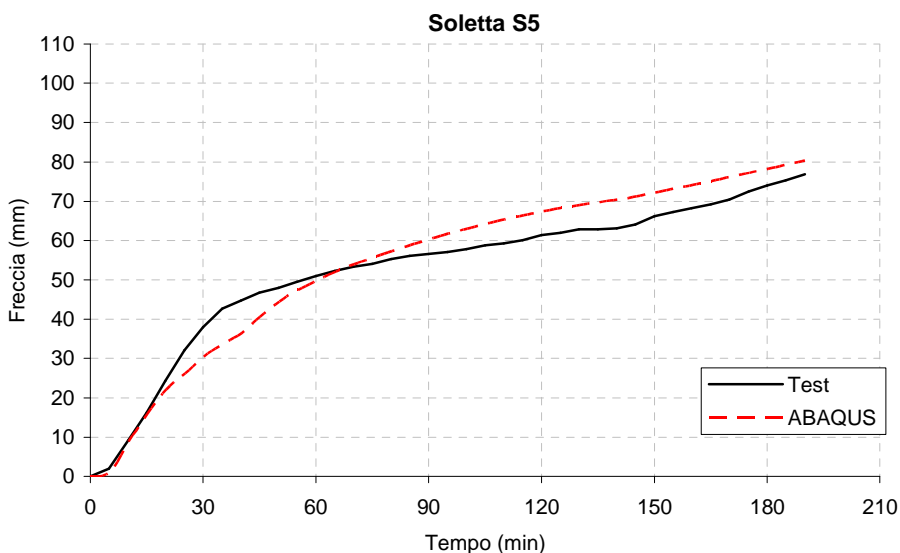


Figura 7.30 Soletta S5: Confronto tra le frecce sperimentali ed il risultato del modello FEM

Un ulteriore confronto con i risultati sperimentali può essere effettuato con le letture estensimetriche riportate nel par. 6.2.5. In Figura 7.31 ed in Figura 7.32 si riportano, in corrispondenza della sezione di mezzzeria, rispettivamente, le deformazioni (relative rispetto all'istante di accensione del forno, ovvero decurtate dell'aliquota legata ai carichi applicati al tempo 0) registrate durante la prova e quelle simulate con il modello FEM sia all'estradosso della soletta sia sulla barra. Anche in questo caso l'accordo tra i registrati e quelli simulati è buono.

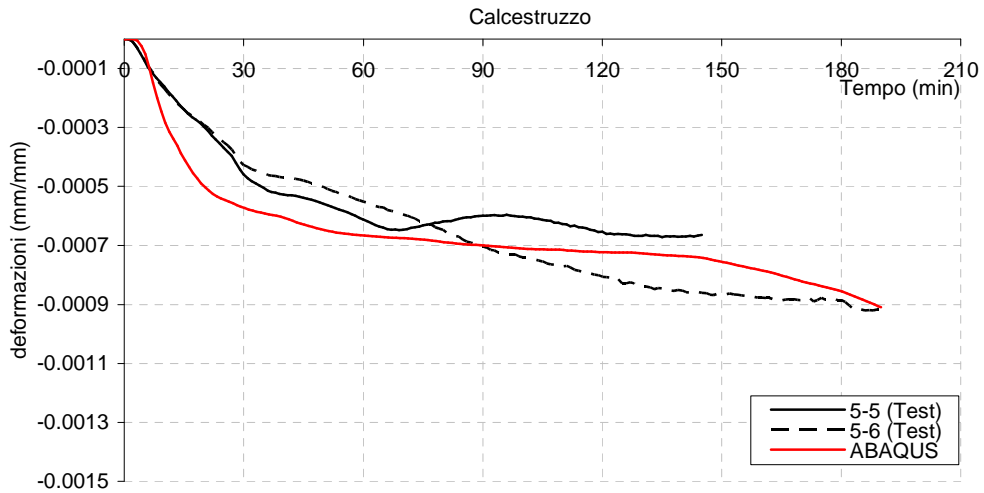


Figura 7.31 Soletta S5: Confronto tra le letture estensimetriche all'estradosso in mezzeria della soletta ed il risultato del modello FEM

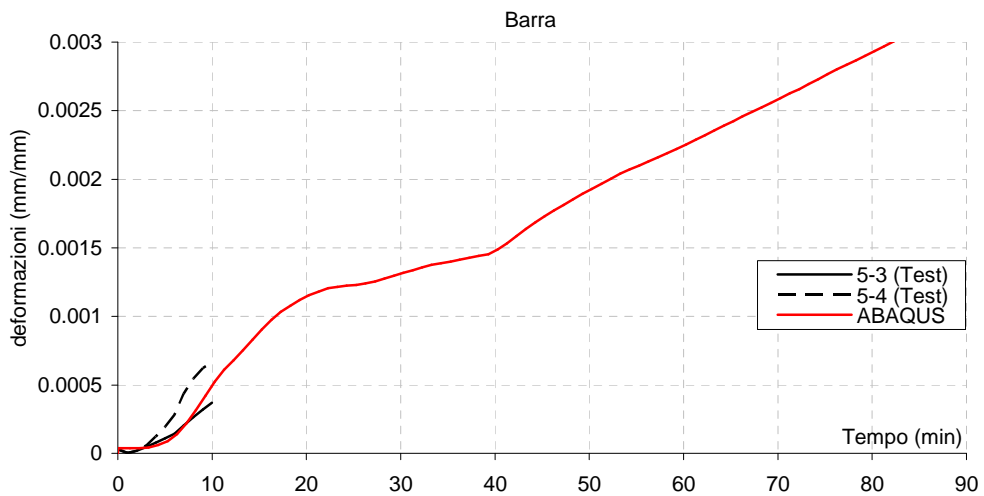


Figura 7.32 Soletta S5: Confronto tra le letture estensimetriche sulla barra in mezzeria della soletta ed il risultato del modello FEM

Gli andamenti delle tensioni, ottenuti con il modello numerico adottato, in punti significativi del calcestruzzo, sia nella sezione di mezzeria della soletta che nella sezione a distanza $L/4$ dall'appoggio, sono riportate rispettivamente in Figura 7.33 ed in Figura 7.34. In esse sono presenti gli andamenti delle tensioni simulate in corrispondenza della fibra inferiore (intradosso), della fibra

intermedia (ad una quota corrispondente a quella della barra) e della fibra superiore (estradosso). I diagrammi confermano, di nuovo, la similarità tra i risultati delle due modellazioni. Gli andamenti delle tensioni sono simili a quelli riscontrati nella soletta S4, essendo essi legati agli stessi fenomeni.

Alcuni confronti tra le simulazioni della soletta S4 ed S5 sono certamente interessanti. Facendo riferimento alla sezione di mezzzeria, la tensione massima di compressione raggiunta nella fibra superiore risulta maggiore per la soletta S5 (circa 16N/mm^2 al tempo di 60 minuti, cfr. Figura 7.33) rispetto alla soletta S4 (circa 10N/mm^2 al tempo di 60 minuti, cfr. Figura 7.26), mentre la massima compressione raggiunta dalla fibra inferiore è maggiore per la soletta S4 (circa 14N/mm^2 al tempo di 15 minuti, cfr. Figura 7.26) rispetto alla soletta S5 (circa 8N/mm^2 al tempo di 15 minuti, cfr. Figura 7.33); ciò è legato essenzialmente allo stato tensionale esistente prima dell'inizio della prova al fuoco che va a sovrapporsi allo stato tensionale indotto dall'incendio. La maggiore compressione presente nella fibra superiore della soletta S5 al tempo 0 determina nella stessa fibra una maggiore compressione durante l'incendio; invece, la maggiore trazione presente nella fibra inferiore all'inizio del transitorio termico ne limita le tensioni di compressione durante l'incendio.

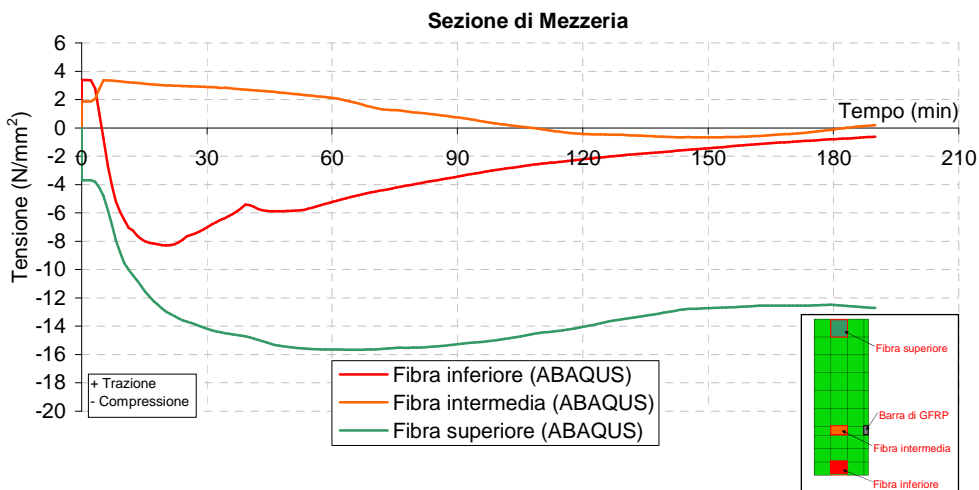


Figura 7.33 Soletta S5 - sezione di mezzzeria: tensioni in punti significativi del calcestruzzo ottenute con il modello FEM

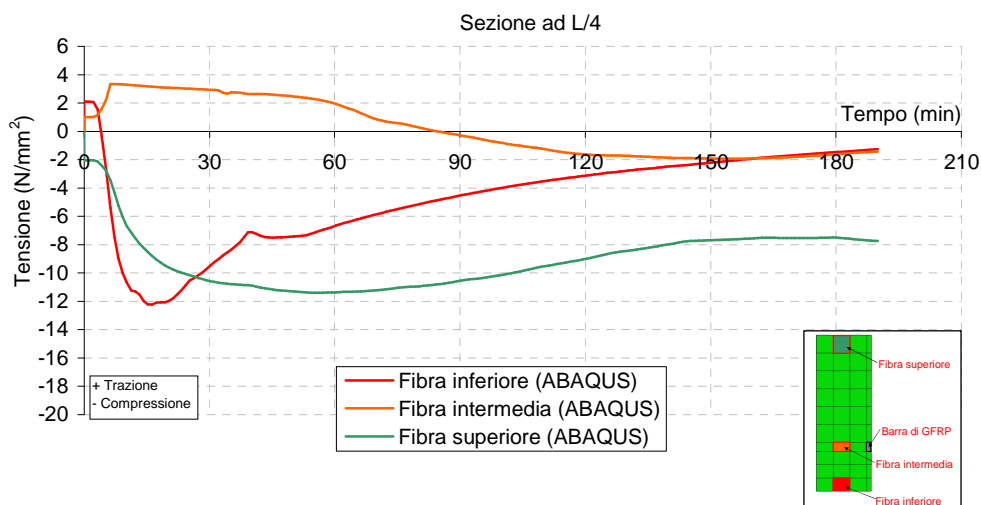


Figura 7.34 Soletta S5 - sezione ad L/4: tensioni in punti significativi del calcestruzzo ottenute con il modello FEM

Infine, gli andamenti delle tensioni nelle barre di GFRP in corrispondenza della sezione di mezzaria e della sezione a distanza $L/4$ dall'appoggio sono diagrammati in Figura 7.35 in funzione del tempo di esposizione all'incendio. Anche in questo caso, in assenza di aderenza barra-calcestruzzo nella zona direttamente esposta al fuoco è possibile riscontrare la perfetta coincidenza della tensione simulata in entrambe le sezioni di riferimento. L'andamento della tensione delle barre risulta molto simile a quello ottenuto per la soletta S4. Ancora una volta la tensione nelle barre, con valore iniziale pari a circa 3N/mm^2 , tende ad aumentare con il tempo di esposizione all'incendio ed a raggiungere il valore massimo in corrispondenza del tempo di esposizione pari a circa 140 minuti, corrispondente all'inizio della riduzione del modulo elastico. In corrispondenza di tale tempo di esposizione, si ottiene una tensione massima di circa 200N/mm^2 . Confrontando l'andamento della tensione nelle barre con l'andamento della resistenza delle stesse $f_{fu}(T) = \rho_f(T) \cdot f_{fu}$ in Figura 7.36 si evince che durante tutto il tempo di esposizione all'incendio, le barre non raggiungono mai il loro limite di resistenza. Quest'ultimo risultato confermerebbe il risultato sperimentale; si ricorda che la soletta S5 è collassata al tempo di circa 190 minuti, ma a causa dell'incremento del carico applicato.

Inoltre, tali risultati confortano sulla bontà del metodo semplificato proposto nel paragrafo 4.4 ed applicato per la stima della resistenza al fuoco della soletta S5 nel paragrafo 6.5. Infatti, l'applicazione del metodo semplificato, con temperature delle barre corrispondenti a quelle sperimentali (cfr. par. 6.5.2), conduceva ad un tempo di collasso stimato pari a circa 163 minuti. Si ricorda che il metodo semplificato è basato, tuttavia, sull'ipotesi di perfetta aderenza tra barra e calcestruzzo.

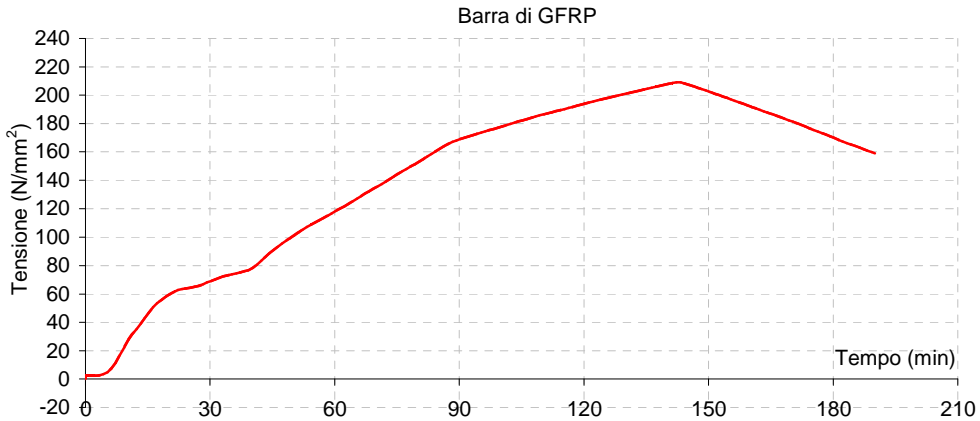


Figura 7.35 Soletta S5 - Barre di GFRP: tensioni ottenute con il modello FEM

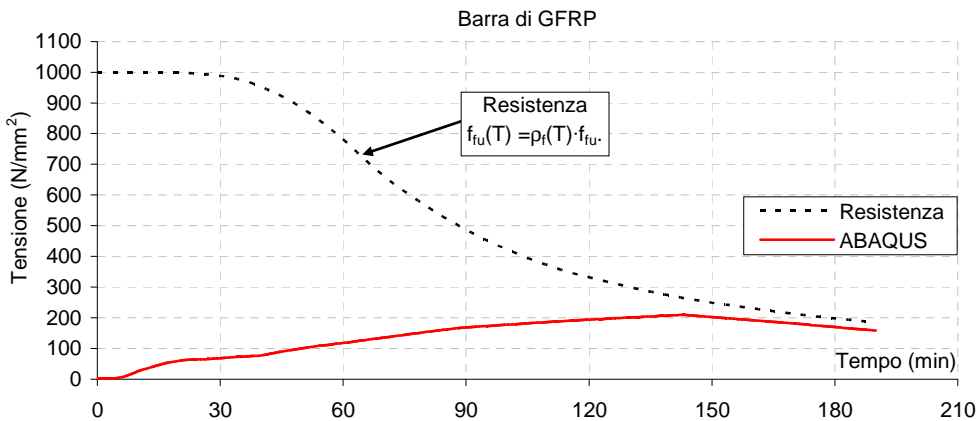


Figura 7.36 Soletta S5 - Barre di GFRP: confronto tra le tensioni ottenute con il modello FEM e la resistenza delle barre

Per quanto riguarda la problematica dell'ancoraggio, nel caso in esame, in corrispondenza della massima tensione nelle barre pari a $210\text{N}/\text{mm}^2$, l'applicazione della formula (7.1) conduce ad una lunghezza di ancoraggio richiesta pari a:

$$l_{\text{anc},S5,140} = 0.1 \cdot 210\text{N}/\text{mm}^2 \cdot 12\text{mm} = 252\text{mm}$$

Al tempo di 140 minuti, corrispondente al raggiungimento della tensione di $210\text{N}/\text{mm}^2$, la lunghezza di ancoraggio equivalente pari a 400mm (uguale a quella della soletta S4 allo stesso tempo di esposizione all'incendio) risulta ampiamente superiore alla lunghezza di ancoraggio richiesta pari a 252mm. Inoltre, al tempo di esposizione di 190 minuti cui corrisponde una tensione nelle barre di $160\text{N}/\text{mm}^2$, la lunghezza di ancoraggio equivalente pari a 375mm (uguale a quella della soletta S4 allo stesso tempo di esposizione all'incendio) è ancora ampiamente superiore alla lunghezza di ancoraggio richiesta pari a $l_{\text{anc},S5,190}=192\text{mm}$. Ciò sembra confermare, anche per la soletta S5, l'assenza di problemi di sfilamento in accordo a quanto rilevato sperimentalmente.

7.3.4.3 Soletta S6

In Figura 7.37 si riporta il confronto tra la freccia registrata sperimentalmente e quella simulata con il modello numerico.

Anche in questo caso, la curva ottenuta con la simulazione numerica risulta in buon accordo con l'andamento della freccia registrato durante la prova sperimentale. Il medesimo accordo si riscontra nel confronto con le letture estensimetriche riportate nel par. 6.2.5. In Figura 7.38 ed in Figura 7.39 si riportano, in corrispondenza della sezione di mezzeria, rispettivamente, le deformazioni (relative rispetto all'istante di accensione del forno, ovvero decurtate dell'aliquota legata ai carichi applicati al tempo 0) registrate durante la prova e quelle simulate con il modello FEM sia all'estradosso della soletta sia sulla barra.

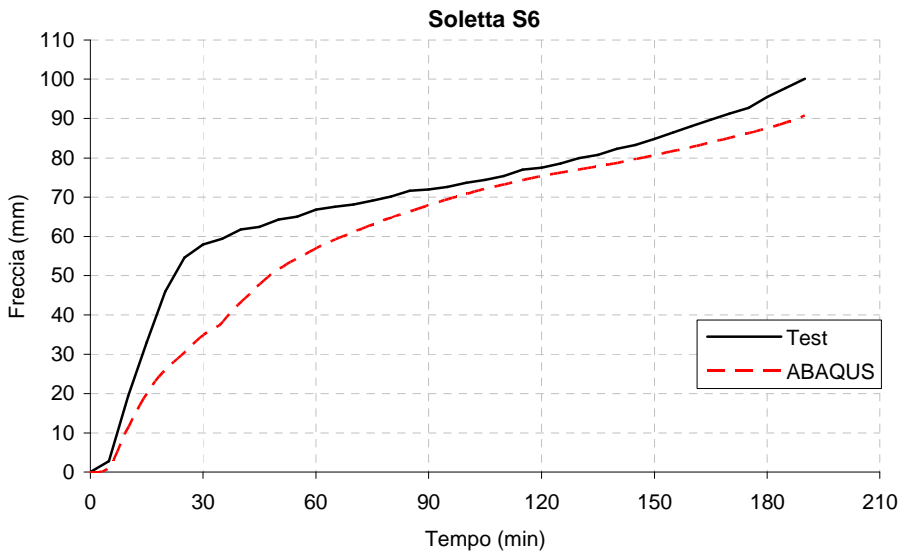


Figura 7.37 Soletta S6: Confronto tra le frecce sperimentali ed il risultato numerico

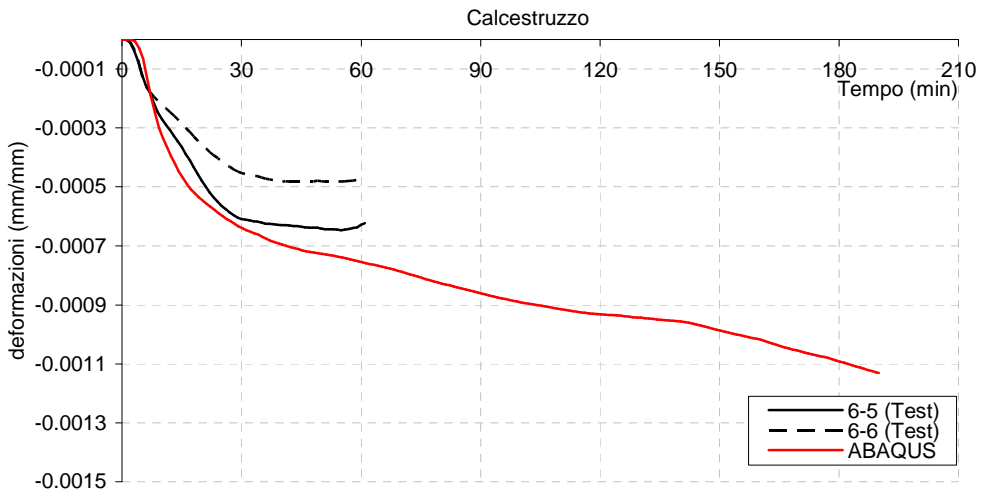


Figura 7.38 Soletta S6: Confronto tra le letture estensimetriche all'estradosso in mezzeria della soletta ed il risultato del modello FEM

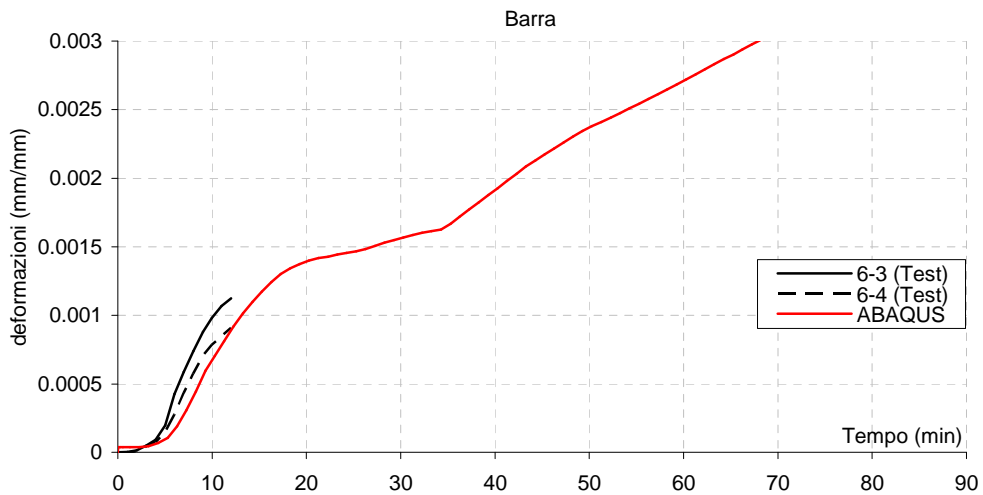


Figura 7.39 Soletta S6: Confronto tra le letture estensimetriche sulla barra in mezzeria della soletta ed il risultato del modello FEM

In Figura 7.40 è possibile confrontare la curva Tempo-Tensione simulata nelle barre della soletta S6 con quelle simulate nelle barre delle solette S4, S5. Gli andamenti delle tensioni sono molto simili tra loro. La soletta S6, che presenta il livello di carico maggiore, è anche quella che presenta le tensioni maggiori, raggiungendo un picco di tensione pari a 240N/mm^2 . Il picco di tensione viene raggiunto per tutte le solette al tempo di esposizione di circa 140 minuti corrispondente all'inizio della riduzione del modulo elastico delle barre. Particolarmente interessante è il caso della soletta S4, che, nonostante sia caricata con il solo peso proprio, a causa delle auto-tensioni di natura termica, presenta nelle barre delle tensioni comunque elevate. Infine, in Figura 7.41 si effettua il confronto tra la tensione ottenuta nelle barre di GFRP della soletta S6 e la resistenza delle barre stesse in funzione del tempo di esposizione all'incendio ($f_{fu}(T) = \rho_f(T) \cdot f_{fu}$). Si evince che la rottura delle barre si verifica in corrispondenza di un tempo di esposizione di circa 190 minuti. Quest'ultimo risultato sottostima il risultato sperimentale; infatti, la soletta S6 è collassata al tempo di circa 190 minuti, ma, a causa dell'incremento del carico applicato. La maggiore durata di resistenza al fuoco ottenuta sperimentalmente può essere spiegata ammettendo, ad esempio, che l'effettiva resistenza delle barre di GFRP, utilizzate per realizzare le solette, risulti maggiore di quella stimata con

le curve comportamentali medie. Inoltre, tale risultato numerico conferma ancora che il metodo semplificato proposto nel paragrafo 4.4, ed applicato per la stima della resistenza al fuoco della soletta S6 nel paragrafo 6.5, risulta cautelativo. Infatti, l'applicazione del metodo semplificato, con temperature delle barre corrispondenti a quelle sperimentali (cfr. par. 6.5.2), conduceva ad un tempo di collasso stimato pari a circa 127 minuti, cioè inferiore a quello stimato numericamente.

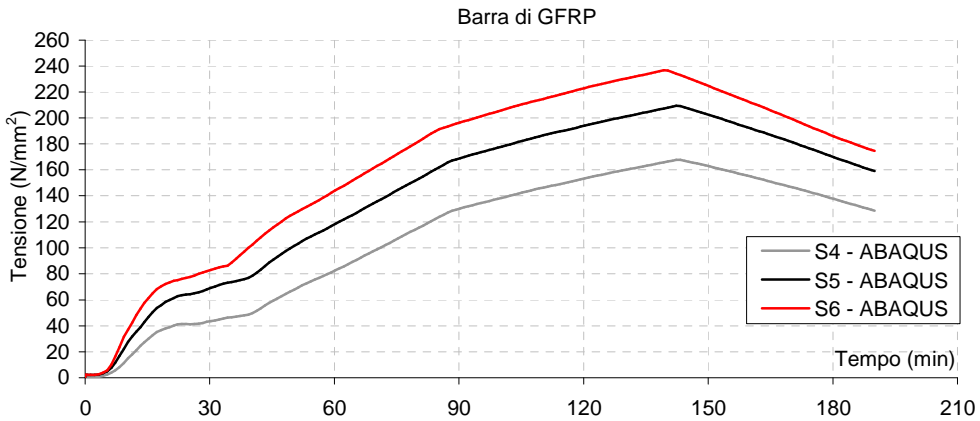


Figura 7.40 Confronto tra gli andamenti delle tensioni ottenute con il modello FEM per le solette S4, S5, S6.

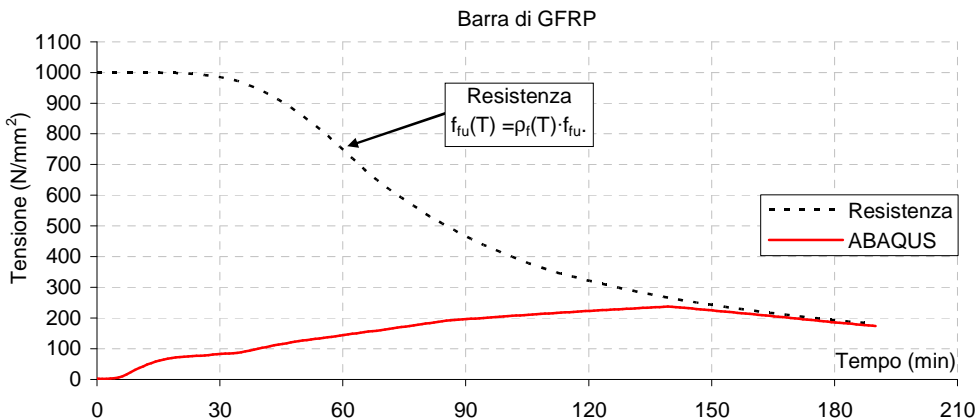


Figura 7.41 Soletta S6 - Barre di GFRP: confronto tensioni ottenute con il modello FEM e resistenza delle barre

Per quanto riguarda la problematica dell'ancoraggio, per la soletta S6, in corrispondenza della massima tensione nelle barre pari a 240N/mm^2 , l'applicazione della formula (7.1) conduce ad una lunghezza di ancoraggio richiesta pari a:

$$l_{\text{anc},S6,140} = 0.1 \cdot 240\text{N/mm}^2 \cdot 12\text{mm} = 288\text{mm}$$

Al tempo di 140 minuti, corrispondente al raggiungimento della tensione di 240N/mm^2 , la lunghezza di ancoraggio equivalente pari a 400mm (uguale a quella della soletta S4 allo stesso tempo di esposizione all'incendio) risulta ampiamente superiore alla lunghezza di ancoraggio richiesta di 288mm. Inoltre, al tempo di esposizione di 190 minuti, a cui corrisponde una tensione nelle barre di circa 180N/mm^2 , la lunghezza di ancoraggio equivalente pari a 375mm (uguale a quella della soletta S4 allo stesso tempo di esposizione all'incendio) è ancora ampiamente superiore alla lunghezza di ancoraggio richiesta pari a $l_{\text{anc},S6,190}=216\text{mm}$. Ciò sembra confermare, anche per la soletta S6, l'assenza di problemi di sfilamento in accordo a quanto rilevato sperimentalmente.

7.3.4.4 Solette S7, S8, S9

In Figura 7.42, per ciascuna delle solette del Set III (S7, S8, S9) si riporta il confronto tra la freccia registrata sperimentalmente e quella simulata con il modello agli elementi finiti (FEM). Per le solette S7 ed S8 la simulazione numerica risulta in buon accordo con l'andamento della freccia registrato durante la prova sperimentale. L'accordo, invece, è minore per la soletta S9 che presenta il livello di carico maggiore. Gli andamenti delle tensioni all'interno della sezione risultano caratterizzati dagli stessi fenomeni analizzati precedentemente per le solette del Set II; a titolo di esempio, in Figura 7.43, per la soletta S7 si riporta l'andamento delle tensioni in corrispondenza della fibra inferiore, intermedia e superiore, ottenuti con il modello numerico adottato, sia nella sezione di mezzeria della soletta che nella sezione a distanza $L/4$ (dove L è la luce della soletta, ovvero, nel caso, in esame 3200mm). Così come notato per la soletta S4, le tensioni simulate nelle varie fibre, in entrambe le sezioni, risultano molto simili tra loro, dato che tali tensioni sono sostanzialmente delle

tensioni auto-equilibrate legate al gradiente termico sezionele che, in ciascun istante di tempo, è uniforme lungo tutta la parte esposta della soletta.

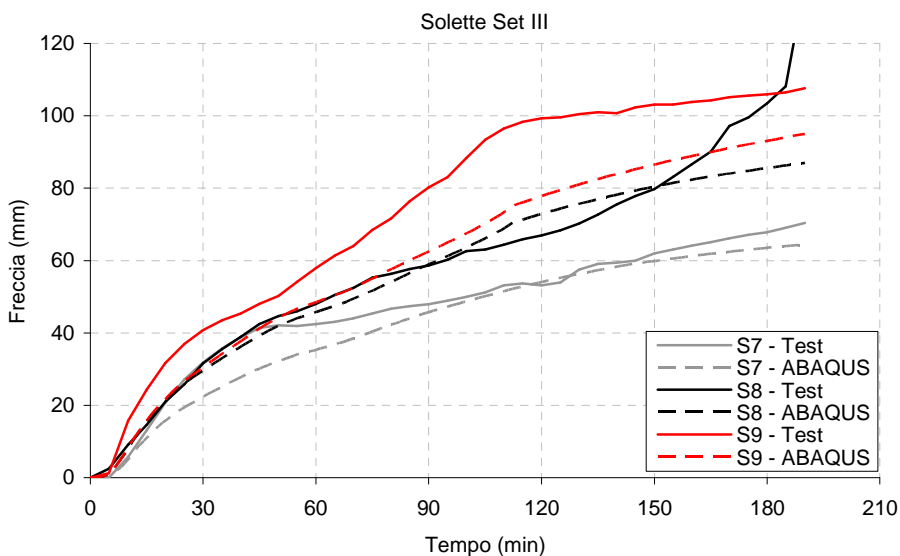


Figura 7.42 Solette S7, S8, S9: Confronto tra le frecce sperimentali ed i risultati numerici ottenuti con i modelli FEM

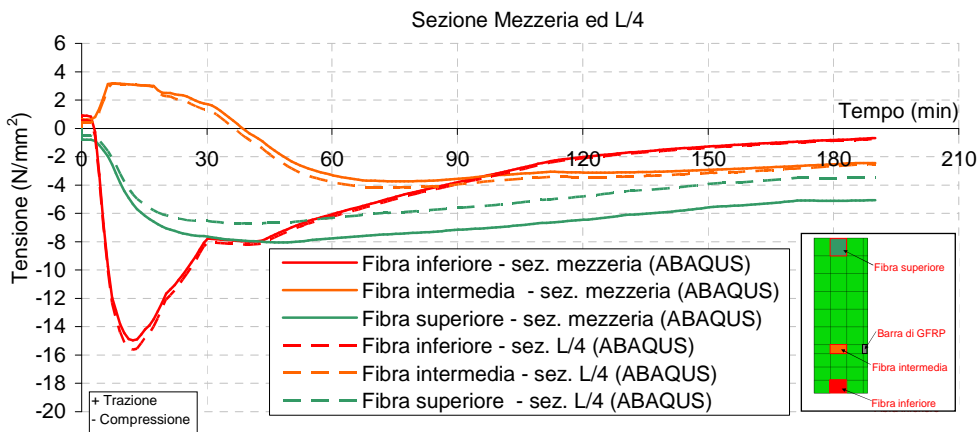


Figura 7.43 Soletta S7 - sezione di mezzeria ed L/4: tensioni in punti significativi del calcestruzzo ottenute con il modello FEM

Infine, l'andamento della tensione nelle barre di ciascuna soletta, in funzione del tempo di esposizione all'incendio, viene mostrato in Figura 7.44, mentre in Figura 7.45 tali tensioni sono confrontate con la resistenza delle barre

$f_{fu}(T) = \rho_f(T) \cdot f_{fu}$. Gli andamenti delle tensioni sono molto simili tra loro. La soletta S9, che presenta il livello di carico maggiore, è anche quella che presenta le tensioni maggiori, raggiungendo un picco di tensione pari a 160 N/mm^2 . Il picco di tensione viene raggiunto per tutte le solette al tempo di esposizione di circa 75 minuti che per le barre corrisponde al raggiungimento di una temperatura pari a 400°C (cfr. Figura 7.22) e quindi all'inizio della riduzione del modulo elastico (cfr. Figura 7.18). Dopo il raggiungimento del picco di tensione la tensione decresce; tale decremento è associato alla riduzione del modulo elastico che continua fino al raggiungimento della temperatura di 500°C in corrispondenza del tempo di esposizione di 110 minuti. Dopo tale tempo di esposizione, per i successivi valori di temperatura delle barre, il modulo elastico rimane costante e la tensione nella barra ricomincia a crescere senza tuttavia raggiungere valori superiori al picco.

Confrontando, per ciascuna soletta, l'andamento delle tensioni nelle barre con l'andamento della resistenza delle stesse $f_{fu}(T) = \rho_f(T) \cdot f_{fu}$ in Figura 7.45 si evince che, la tensione nella barra di GFRP eguaglia la resistenza al tempo di 160 minuti per la soletta S8 e 150 minuti per la soletta S9.

Il risultato numerico sottostima il risultato sperimentale sia per la soletta S8 che per la soletta S9; infatti, entrambe le solette sono collassate al tempo di circa 190 minuti, ma a causa dell'incremento del carico applicato. La maggiore durata di resistenza al fuoco ottenuta sperimentalmente può essere spiegata, anche in questo caso, ammettendo che l'effettiva resistenza delle barre di GFRP, utilizzate per realizzare le solette, risulti maggiore di quella stimata con le curve comportamentali medie. Inoltre, tali risultati confortano sulla bontà del metodo semplificato proposto nel paragrafo 4.4 ed applicato per la stima della resistenza al fuoco di ciascuna delle tre solette del Set III nel paragrafo 6.5. Infatti, l'applicazione del metodo semplificato, con temperature delle barre corrispondenti a quelle sperimentali (cfr. par. 6.5.2), conduceva ad un tempo di collasso stimato pari a 75 minuti e 59 minuti, rispettivamente, per la soletta S8 e per la soletta S9.

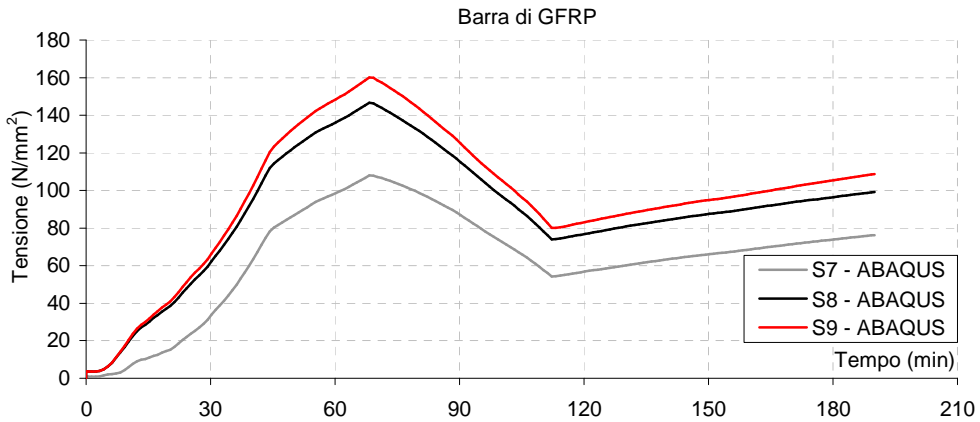


Figura 7.44 Solette S7, S8, S9 - Barre di GFRP: tensioni ottenute con i modelli FEM

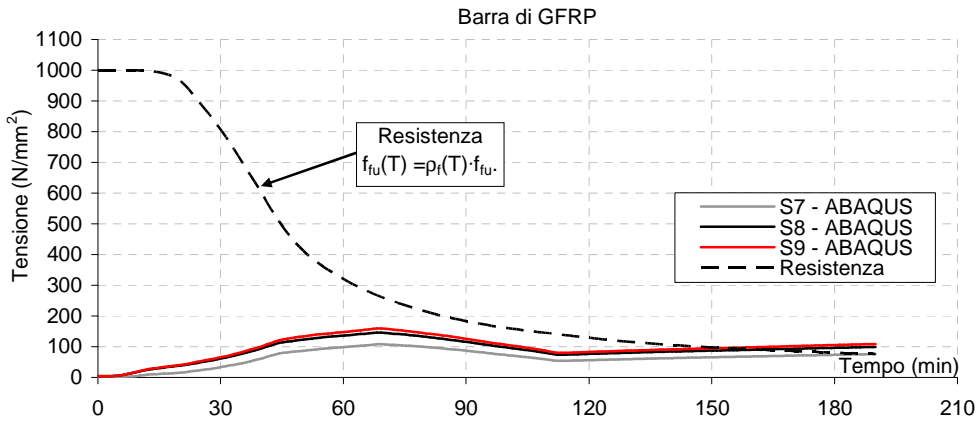


Figura 7.45 Solette S7, S8, S9 - Barre di GFRP: confronto tensioni ottenute con i modelli FEM e resistenza delle barre

Per quanto riguarda la problematica dell'ancoraggio, le solette S7, S8 ed S9 sono dotate di piegatura all'estremità e pertanto la formula (7.1) non risulta adatta per la valutazione dell'efficacia dell'ancoraggio. Tuttavia la conoscenza della tensione in tali solette può essere utile per avere idea della tensione che poteva essere presente nelle barre delle solette S1, S2 ed S3 durante la prova sperimentale. Si ricorda che le solette S7, S8 ed S9 presentano lo stesso livello di carico e la stessa distanza delle armature, rispettivamente, delle solette S1, S2 ed S3, da cui si differenziano solo per la piegatura delle barre all'estremità. Pertanto, per la soletta S1, sulla base dei risultati della soletta S7, è possibile

ipotizzare la presenza di una tensione massima nelle barre di circa 110N/mm^2 in corrispondenza di un tempo di esposizione di 75 minuti (cfr. Figura 7.44). Per tale valore di tensione l'applicazione della formula (7.1) conduce ad una lunghezza di ancoraggio richiesta pari a:

$$l_{\text{anc},S1,75} = 0.1 \cdot 110\text{N/mm}^2 \cdot 12\text{mm} = 132\text{mm}$$

La soletta S1 (così come le solette S2 ed S3) è caratterizzata da una estensione della zona non direttamente esposta al fuoco pari a 250mm. A tale estensione è necessario decurtare circa 75mm, corrispondenti, per il tempo di esposizione di 75 minuti, all'estensione della zona a temperatura superiore a 50°C (cfr. Figura 7.14). Pertanto la lunghezza di ancoraggio equivalente pari a 175mm risulta superiore alla lunghezza di ancoraggio richiesta di 132m. Inoltre, al tempo di esposizione di 190 minuti cui corrisponde una tensione nelle barre di circa 80N/mm^2 , la lunghezza di ancoraggio equivalente pari a 125mm è ancora superiore alla lunghezza di ancoraggio richiesta pari a $l_{\text{anc},S1,190}=96\text{mm}$. Ciò sembra confermare, per la soletta S1, durante l'esposizione all'incendio, l'assenza di problemi di sfilamento in accordo a quanto rilevato sperimentalmente.

Per la soletta S2, invece, sulla base dei risultati della soletta S8, è possibile ipotizzare la presenza di una tensione massima nelle barre di circa 145N/mm^2 in corrispondenza di un tempo di esposizione di 75 minuti (cfr. Figura 7.44). Per tale valore di tensione l'applicazione della formula (7.1) conduce ad una lunghezza di ancoraggio richiesta pari a:

$$l_{\text{anc},S2,75} = 0.1 \cdot 145\text{N/mm}^2 \cdot 12\text{mm} = 174\text{mm}$$

Al tempo di 75 minuti la lunghezza di ancoraggio equivalente pari a 175mm (uguale a quella della soletta S1 allo stesso tempo di esposizione all'incendio) risulta sostanzialmente identica alla lunghezza di ancoraggio richiesta di 174mm; ciò evidenzia che in corrispondenza di tale tempo di esposizione all'incendio la condizione dell'ancoraggio poteva essere critica. Tuttavia, la soletta S2 non è collassata al tempo di 75 minuti ma al tempo di 120 minuti per lo sfilamento delle barre causato dall'incremento del carico applicato.

Infine, per la soletta S3 la prova sperimentale ha evidenziato lo sfilamento delle barre al tempo di esposizione di circa 60 minuti. In corrispondenza di tale

tempo, sulla base dei risultati della soletta S9, è possibile ipotizzare la presenza di una tensione massima nelle barre di circa 150N/mm^2 in corrispondenza di un tempo di esposizione di 75 minuti (cfr. Figura 7.44). Per tale valore di tensione l'applicazione della formula (7.1) conduce ad una lunghezza di ancoraggio richiesta pari a:

$$l_{\text{anc},S3,60} = 0.1 \cdot 145\text{N/mm}^2 \cdot 12\text{mm} = 174\text{mm}$$

Al tempo di 60 minuti la lunghezza di ancoraggio equivalente pari a circa 185mm (cfr. Figura 7.14) risulta molto prossimo alla lunghezza di ancoraggio richiesta di 174mm; ciò evidenzia che in corrispondenza di tale tempo di esposizione all'incendio la condizione dell'ancoraggio poteva essere critica così come emerso dalla sperimentazione.

7.3.4.5 Effetto dell'aderenza barra-calcestruzzo

La modellazione FEM adottata per l'esecuzione delle analisi precedenti è caratterizzata dalla completa aderenza tra barra e calcestruzzo, durante tutto il tempo di esposizione all'incendio, solo nelle zone di estremità non direttamente esposte al fuoco. Al fine di valutare l'influenza che la perdita di aderenza tra barra e calcestruzzo ha sul comportamento termo-meccanico delle solette, si considera una ulteriore modellazione numerica in cui si ipotizza la perfetta aderenza tra barra e calcestruzzo, anche nella zona direttamente esposta al fuoco, durante tutto il tempo di esposizione all'incendio. Pertanto nel seguito verranno messi a confronto i risultati ottenuti con due modelli numerici:

- ABAQUS-NoAderenza: caratterizzato, durante tutto il tempo di esposizione all'incendio, dalla completa aderenza tra barra e calcestruzzo solo nelle zone di estremità non direttamente esposte al fuoco, mentre nella zona direttamente esposta al fuoco la barra ed il calcestruzzo possono trasferirsi vicendevolmente solo tensioni normali e non tensioni tangenziali. I risultati di tale modellazione sono già stati presentati e discussi nei paragrafi precedenti;
- ABAQUS-Aderenza: caratterizzato dalla completa aderenza tra barra e calcestruzzo lungo l'intero sviluppo della barra e durante tutto il tempo di esposizione all'incendio.

Il confronto viene effettuato con riferimento ai risultati della soletta S5. In Figura 7.46 si riportano le curve freccia-tempo simulate con il modello ABAQUS-Aderenza e con il modello ABAQUS-NoAderenza, oltre che la curva freccia-tempo sperimentale. Le differenze tra le due curve ottenute con le due modellazioni numeriche sono molto contenute e si manifestano in modo più sensibile solo dopo circa 60 minuti di esposizione all'incendio. Il modello con assenza di aderenza nella zona direttamente esposta al fuoco, ovviamente, risulta essere quello più deformabile.

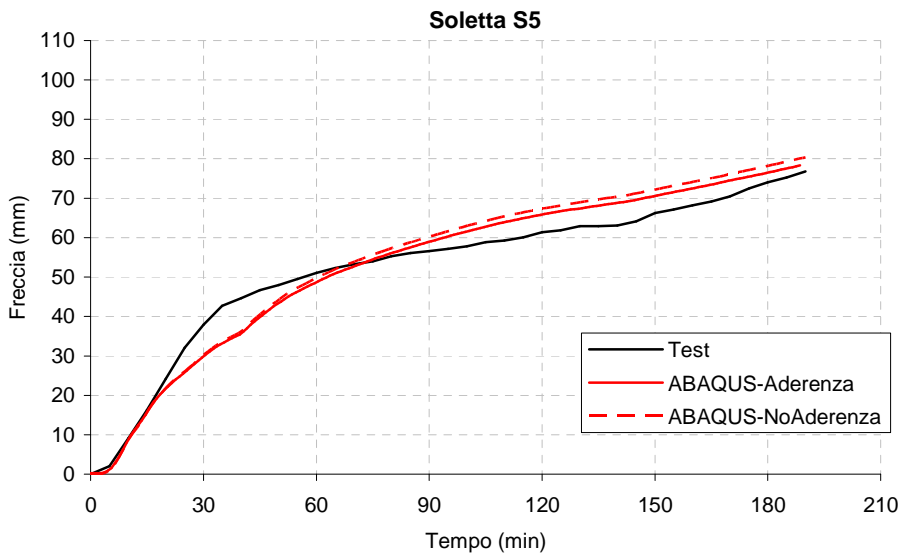


Figura 7.46 Soletta S5: Confronto tra i risultati dei due modelli numerici

La similarità tra i risultati delle due modellazioni numeriche, durante tutto il tempo di esposizione all'incendio, risulta confermata dall'analisi dell'andamento delle tensioni nella fibra inferiore, intermedia e superiore della sezione di mezzeria (Figura 7.47).

La differenza più significativa tra i due modelli, invece, si riscontra nei valori della tensione simulata nelle barre di GFRP, durante l'esposizione all'incendio, in corrispondenza della sezione di mezzeria e della sezione a distanza $L/4$ dall'appoggio (Figura 7.48). In assenza di aderenza barra-calcestruzzo nella zona direttamente esposta al fuoco è possibile riscontrare, a causa dell'impossibilità di trasferimento di sforzi tangenziali tra barra e calcestruzzo,

la perfetta coincidenza della tensione simulata in entrambe le sezioni di riferimento. Invece, come era ovvio aspettarsi, nel caso di perfetta aderenza barra-calcestruzzo lungo tutto lo sviluppo longitudinale della barra, la tensione nelle due sezioni risulta differente e la tensione massima, per tutta la durata dell'incendio, si presenta in corrispondenza della sezione di mezzeria. Comunque, per tutto il tempo di esposizione all'incendio, la tensione simulata in assenza di aderenza risulta molto prossima a quella simulata con il modello in presenza di aderenza nella sezione a distanza $L/4$ dall'appoggio e, pertanto, inferire a quella, che con lo stesso modello, si ottiene nella sezione di mezzeria. Ciò è coerente con l'andamento delle frecce nel tempo riportato in Figura 7.46; infatti le curve freccia-tempo per le due modellazioni risultano sostanzialmente uguali. Pertanto, per un fissato tempo di esposizione all'incendio l'allungamento complessivo (integrale delle deformazioni longitudinali lungo la barra) che la barra subisce tra la sezione di appoggio e la sezione di mezzeria è lo stesso per i due modelli. Tuttavia, nel modello ABAQUS-NoAderenza le deformazioni longitudinali della barra sono costanti lungo il suo sviluppo mentre per il modello ABAQUS-Aderenza tali deformazioni sono massime in corrispondenza della sezione di mezzeria e nulle in corrispondenza della sezione di appoggio. Pertanto a parità di allungamento complessivo le tensioni nelle barre del modello ABAQUS-NoAderenza saranno certamente minori di quelle nella sezione di mezzeria del modello ABAQUS-Aderenza.

Confrontando l'andamento della tensione nelle barre con l'andamento della resistenza delle stesse $f_{fu}(T) = \rho_f(T) \cdot f_{fu}$ in Figura 7.49 si evince che la rottura delle barre, nel caso di perfetta aderenza barra-calcestruzzo si verifica nella sezione di mezzeria in corrispondenza di un tempo di esposizione di circa 160 minuti, mentre, come già visto precedentemente, nel caso di assenza di aderenza barra-calcestruzzo, per tutto il tempo di esposizione all'incendio, le barre non raggiungono il loro limite di resistenza. Tale risultato è certamente interessante in quanto, l'applicazione del metodo semplificato, con temperature delle barre corrispondenti a quelle sperimentali (cfr. par. 6.5.2), conduceva ad un tempo di collasso stimato pari a circa 163 minuti, cioè molto prossimo a quello che si ottiene con la modellazione della perfetta aderenza tra barra e calcestruzzo. Si ricorda che il metodo semplificato è basato proprio sull'ipotesi di perfetta

aderenza tra barra e calcestruzzo ed il fatto che la tensione nelle barre ottenuta con l'ipotesi di perfetta aderenza barra-calcestruzzo risulti, in ciascuna istante di tempo, superiore a quella ottenuta con l'ipotesi di assenza di aderenza ci conforta nell'affermare che il metodo semplificato, pertanto, sembrerebbe essere cautelativo.

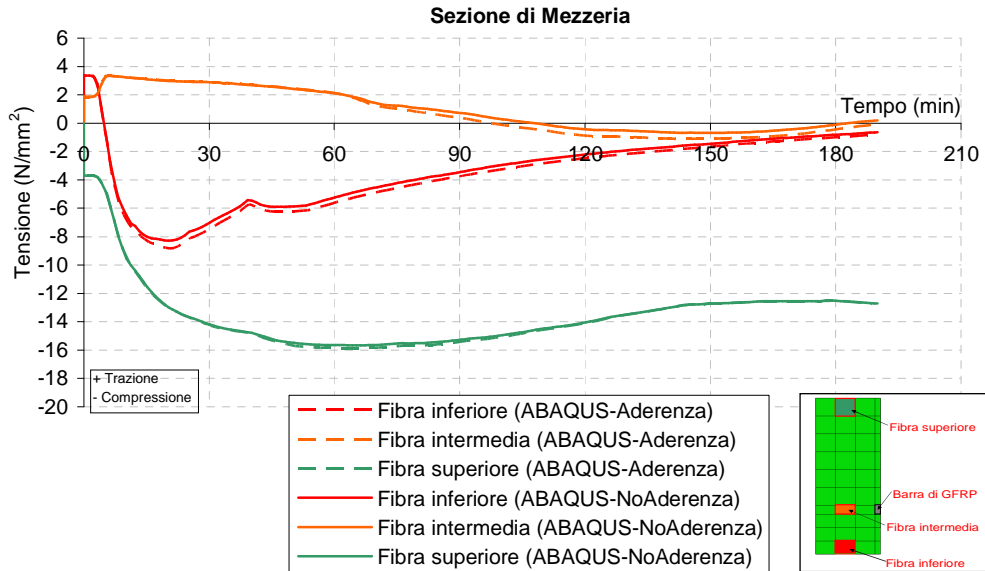


Figura 7.47 Soletta S5 - sezione di mezzeria: confronto tra le tensioni in punti significativi del calcestruzzo ottenute con i modelli FEM

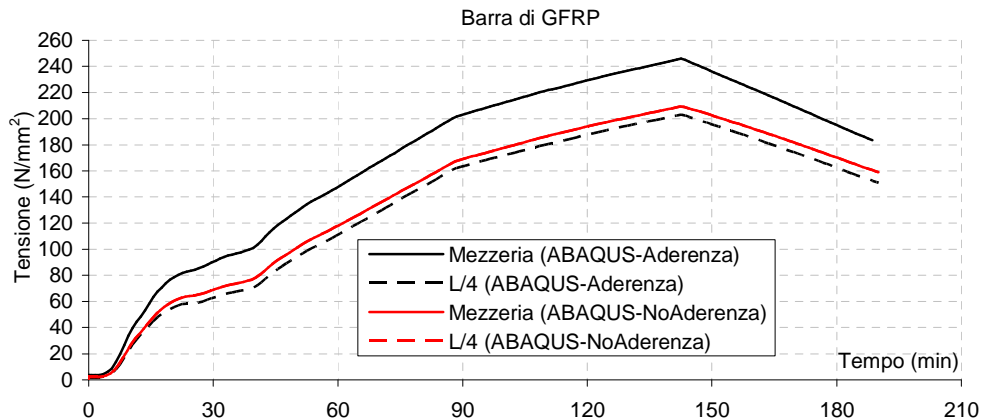


Figura 7.48 Soletta S5 - Barre di GFRP: confronto tra le tensioni ottenute con i modelli FEM

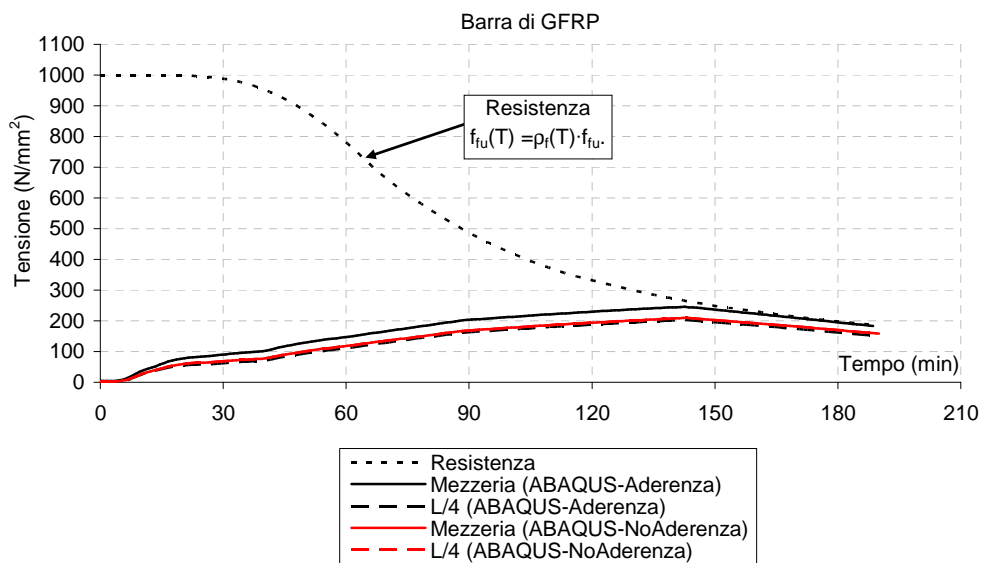


Figura 7.49 Soletta S5 - Barre di GFRP: confronto tensioni ottenute con i modelli FEM e resistenza delle barre

7.4 Osservazioni conclusive

La modellazione termo-meccanica delle solette ha consentito di valutare la rispondenza della modellazione termo-meccanica dei materiali, suggerita sia dalle normative (in particolare dagli Eurocodici Strutturali) che da studi di bibliografia (Lie, 1992), con i risultati ottenuti dalle prove sperimentali in condizioni di incendio condotte sulle nove solette di calcestruzzo armato con barre di GFRP.

Le analisi termiche 2D sviluppate nel paragrafo 7.2 hanno evidenziato la tendenza delle formulazioni suggerite dall'EN1992-1-2 a sovrastimare le temperature nelle solette rispetto a quelle registrate sperimentalmente. Invece, l'accordo numerico-sperimentale è risultato migliore applicando le formulazioni suggerite da Lie. Inoltre, si è evidenziata la necessità di modellare adeguatamente le caratteristiche termiche delle barre di GFRP al fine di simulare in modo corretto le temperature registrate sulla superficie superiore ed inferiore delle barre.

Le analisi termo-meccaniche 3D sviluppate nel paragrafo 7.3 hanno evidenziato la buona rispondenza del modello numerico, sviluppato adottando la caratterizzazione meccanica del calcestruzzo alle elevate temperature suggerita dall'EN1992-1-2, con i risultati sperimentali, sia in termini di spostamenti che di tensioni. L'esame degli andamenti e dei valori delle tensioni nel tempo ha consentito alcune interessanti considerazioni in merito alle coazioni di natura termica ed all'efficacia dell'ancoraggio all'estremità. Infine, la presenza di una tensione nelle barre, ottenuta con l'ipotesi di perfetta aderenza barra-calcestruzzo, superiore, in ciascuna istante di tempo, a quella ottenuta con l'ipotesi di assenza di aderenza, ci conforta nell'affermare che il metodo semplificato, basato sulla perfetta aderenza barra-calcestruzzo, sembrerebbe essere cautelativo.

CAPITOLO 8

CONCLUSIONI E SUGGERIMENTI PER LINEE-GUIDA

8.1 Sintesi

L'attività di ricerca presentata in questa tesi riguarda l'aspetto della resistenza al fuoco di solette di calcestruzzo armate con barre o griglie di FRP protette dal solo ricoprimento di calcestruzzo, cioè in assenza di specifici materiali protettivi (ad esempio, sistemi di protezione passivi costituiti da intonaci normali o da materiali isolanti speciali). La ricerca si è sviluppata sia attraverso attività sperimentali su campioni ed elementi strutturali in scala reale, sia mediante analisi teoriche per l'elaborazione di modelli meccanici interpretativi e di metodiche semplificate per la valutazione della capacità portante in condizioni di incendio di solette armate con barre di FRP. A tal fine si è provveduto ad un'attenta analisi della bibliografia disponibile, alla calibrazione e validazione di modelli di calcolo semplificati utilizzati per l'esecuzione di estese analisi parametriche ed all'esecuzione di prove sperimentali su nove campioni in scala reale di solette di calcestruzzo armato con barre di GFRP, il cui comportamento termo-meccanico è stato successivamente simulato con modellazioni numeriche agli elementi finiti.

Sulla base delle informazioni ottenute sia dall'attività sperimentale che dalle analisi teoriche vengono presentati alla fine del presente capitolo alcuni

suggestimenti per la stesura di eventuali linee-guida inerenti la progettazione di solette di calcestruzzo armato con barre di FRP soggette ad incendio.

8.2 Conclusioni

Alla luce dell'attuale quadro normativo nazionale ed internazionale, la verifica di resistenza al fuoco delle strutture rappresenta certamente un aspetto non marginale delle condizioni di sicurezza offerte dalle costruzioni. Infatti, la Direttiva sui Prodotti da Costruzione (89/106/CEE) già alla fine del 1988 annoverava la sicurezza in caso di incendio tra i requisiti essenziali, relativi alla sicurezza, che devono soddisfare le opere da costruzione. Numerose sono le normative ed i documenti tecnici che forniscono metodologie per la valutazione della resistenza al fuoco delle strutture tradizionali. Certamente carenti, invece, appaiono i documenti inerenti le strutture realizzate con materiali cosiddetti innovativi, quali i compositi fibro-rinforzati. Le possibili tipologie di applicazione di questi materiali sono numerose; tra queste sono state di interesse per l'attività di ricerca le applicazioni di barre di FRP in sostituzione delle tradizionali armature metalliche.

Pertanto, in considerazione dello stato attuale della ricerca scientifica in materia (vedi Capitolo 3), il presente lavoro di tesi è stato indirizzato all'approfondimento della conoscenza sul comportamento al fuoco di elementi di calcestruzzo armato con barre di FRP con particolare attenzione alle solette. L'analisi dei risultati sperimentali disponibili in bibliografia inerenti il comportamento alle alte temperature dei materiali compositi fibro-rinforzati ha evidenziato notevoli differenze nel comportamento termo-meccanico delle barre, anche all'interno delle macro-tipologie (CFRP, GFRP, AFRP), in dipendenza del tipo di fibra o di resina, della quantità di fibra presente e della tessitura superficiale della barra stessa. Pertanto, si evince la necessità di una specifica caratterizzazione termo-meccanica delle barre da parte del produttore. Tale caratterizzazione dovrebbe essere contenuta all'interno delle specifiche della singola barra o, comunque, a disposizione del progettista. Inoltre, la bibliografia attualmente disponibile sul comportamento in condizioni di

incendio di solette di calcestruzzo armate con barre di FRP risulta ancora limitata e numerose indagini sperimentali sono ancora possibili.

Le informazioni attualmente disponibili in bibliografia sono state utilizzate, all'interno del Capitolo 4, per valutare l'affidabilità di una metodologia di calcolo accurata (procedura incrementale-iterativa) per la valutazione della resistenza flessionale di solette di calcestruzzo armate con barre di FRP soggette ad incendio. Le numerose analisi termiche condotte su diversi modelli numerici hanno consentito di individuare i parametri significativi che influenzano la temperatura presente nelle barre di FRP e, quindi, di dedurre formulazioni semplificate per la determinazione della temperatura nelle barre al variare del tempo di esposizione all'incendio e del copriferro.

La calibrazione, sulla base del database fornito da Bisby (2003), di curve comportamentali medie (della resistenza e del modulo elastico in funzione della temperatura) delle tre macro-tipologie di barre di FRP, ha consentito di effettuare un'estesa analisi parametrica al fine di individuare i parametri significativi del comportamento in condizioni di incendio della tipologia strutturale in esame. Un parametro certamente importante è risultato il copriferro di calcestruzzo che consente di ottenere un ritardo nel riscaldamento che la barra subisce durante l'incendio.

Il confronto con la procedura accurata di riferimento ha permesso, poi, di verificare l'applicabilità alle solette armate con barre di FRP di un metodo semplificato ispirato al ben noto metodo dell'isoterma 500°C. Il metodo consente di valutare la resistenza flessionale di solette di calcestruzzo armato con barre di FRP soggette ad incendio dalla parte delle fibre tese. Tale metodo, così come la procedura incrementale-iterativa, risulta basato, tra l'altro, sull'ipotesi di perfetta aderenza tra barra e calcestruzzo. Alle alte temperature il degrado dell'aderenza per le barre di FRP è più significativo rispetto a quello manifestato dalle barre di acciaio ed inoltre non è ben noto, in quanto dipende dalle caratteristiche delle varie tipologie di barre. Tuttavia, in accordo a quanto osservato da Bisby et al. (2007), il problema dell'aderenza può essere trascurato se le barre sono ben ancorate durante tutto il tempo di esposizione all'incendio. L'ancoraggio può essere ottenuto se una adeguata estensione delle estremità delle barre di FRP non è soggetta a riscaldamento.

Le informazioni disponibili in letteratura e le analisi preliminari hanno consentito di individuare i principali parametri che influenzano il comportamento in condizioni di incendio di solette di calcestruzzo armato con barre di FRP. Alla luce di tali informazioni di base, nel Capitolo 5 sono stati definiti i dettagli progettuali delle nove solette di calcestruzzo, in scala reale, armate con barre di polimeri rinforzati con fibre di vetro (GFRP), che hanno costituito i campioni di prova per le prove in condizioni di incendio. Le prove hanno permesso di valutare la resistenza e la deformabilità dei campioni al variare di alcuni parametri di progetto riconosciuti importanti, quali: (a) il livello di carico, (b) lo spessore del copriferro e (c) la tipologia di ancoraggio delle barre nella zona di soletta non esposta direttamente all'azione dell'incendio. L'analisi dello stato delle solette dopo la prova al fuoco (Capitolo 5) ed il successivo esame delle letture delle varie strumentazione (Capitolo 6) ha consentito di evidenziare che ai fini della resistenza al fuoco sono certamente decisivi il copriferro di calcestruzzo, la continuità delle barre lungo l'intera dimensione longitudinale della soletta, la forma delle barre (diritte o piegate all'estremità) e la loro lunghezza di ancoraggio nelle zone non direttamente esposte alle alte temperature. Infatti:

- il copriferro è particolarmente significativo per la protezione che fornisce alle barre di FRP, grazie alla bassa conducibilità termica del calcestruzzo, ritardandone il riscaldamento;
- la continuità delle barre, unita con la forma delle barre (diritte o piegate) e la lunghezza di ancoraggio alle estremità degli elementi (ovvero nella zona non direttamente esposta al fuoco) assicura la resistenza della soletta, una volta che sia stata raggiunta la temperatura di transizione vetrosa (che comporta la perdita di aderenza barra di FRP-calcestruzzo) nella zona direttamente esposta al fuoco, attraverso la migrazione degli sforzi presenti nelle barre dalla zona direttamente esposta alle zone di ancoraggio di estremità;
- la presenza della piegatura della barra all'estremità può sopperire ad una limitata estensione della zona non direttamente esposta all'incendio. Infatti, tale piegatura consente di trasferire lo sforzo presente nella barra al calcestruzzo.

Inoltre, i risultati delle prove sperimentali hanno consentito di valutare l'affidabilità delle metodologie di calcolo semplificato calibrate nel Capitolo 4. In particolare, si è evidenziata l'importanza di una adeguata modellazione del comportamento termo-meccanico delle barre.

Infine, la rispondenza delle modellazioni termo-meccaniche fornite dall'EN1992-1-2 e dagli studi di Lie (1992) è stata valutata nelle simulazioni numeriche condotte nel Capitolo 7. Si è in particolare evidenziata la cautelatività delle modellazioni proposte dall'EN1992-1-2, che conducono ad una sovrastima delle temperature nel provino. L'analisi termo-meccanica, condotta con il software ABAQUS/standard, ha permesso di evidenziare meglio alcuni aspetti del comportamento strutturale che ha caratterizzato le solette durante l'esposizione al fuoco. L'esame degli andamenti e dei valori delle tensioni nel tempo ha consentito, infatti, alcune interessanti considerazioni in merito alle coazioni di natura termica ed all'efficacia dell'ancoraggio all'estremità. Inoltre, il confronto tra i risultati della modellazione con perfetta aderenza tra barra e calcestruzzo ed i risultati della modellazione con assenza di aderenza barra-calcestruzzo nella zona direttamente esposta al fuoco, ha consentito di valutare ulteriormente l'affidabilità del metodo semplificato.

8.3 Suggerimenti per Linee-guida

8.3.1 Verifica di resistenza al fuoco

(1) La verifica di resistenza in condizioni di incendio consiste nel verificare la consueta disuguaglianza:

$$E_{fi,d,t} \leq R_{fi,d,t} \quad (1)$$

in cui

$E_{fi,d,t}$ è il valore di progetto della sollecitazione in condizioni di incendio per una durata t di esposizione al fuoco;

$R_{fi,d,t}$ è il valore di progetto della capacità di resistenza in condizioni di incendio per una durata t di esposizione al fuoco.

- (2) In accordo con le normative vigenti le sollecitazioni di progetto in condizione di incendio possono essere ricavate adottando la combinazione di carico per situazioni eccezionali.
- (3) In accordo con le normative vigenti si suggerisce di valutare la resistenza strutturale in condizioni di incendio adottando coefficienti parziali di sicurezza dei materiali unitari ($\gamma_M=1.0$).
- (4) L'effetto delle elevate temperature sulla resistenza e rigidità del calcestruzzo deve essere tenuto in debito conto. Utili indicazioni possono essere reperite all'interno dell'Eurocodice 2 (EN1992-1-2).
- (5) L'effetto delle elevate temperature sulla resistenza e rigidità delle barre di FRP deve essere tenuto in debito conto. Tali caratteristiche dovrebbero essere fornite dal produttore delle barre.

8.3.2 Analisi termica

- (1) Il campo termico all'interno delle solette armate con barre di FRP può essere valutato risolvendo il corrispondente problema di propagazione del calore, tenendo conto del trasferimento di calore per irraggiamento e convezione dai gas di combustione alla superficie esterna degli elementi e considerando l'eventuale presenza di materiali protettivi.
- (2) Utili indicazioni sulle proprietà termiche del calcestruzzo alle elevate temperature possono essere reperiti all'interno dell'Eurocodice 2 (EN1992-1-2).
- (3) La presenza delle barre, data la loro modesta dimensione, può essere trascurata nella modellazione termica della soletta.

8.3.2.1 Temperatura delle barre

(1) La valutazione della temperatura nelle barre, inserite in solette di calcestruzzo a distanza c dal bordo esposto all'incendio standard ISO834, può essere effettuata attraverso le seguenti formulazioni semplificate:

$$\begin{aligned}
 t \leq 30 \text{ min} : \quad T(t, c) &= A_1(c) \cdot t + 20 \\
 t \geq 30 \text{ min} : \quad T(t, c) &= A_2(c) + A_3(c) \cdot t^{A_4(c)}
 \end{aligned}
 \tag{2}$$

dove i coefficienti $A_i(c)$ funzione del copriferro c , sono desumibili in Tabella 8.1. In Figura 8.1 si riporta la rappresentazione di grafica dell'equazione (2).

Tabella 8.1 Valori dei coefficienti $A_i(c)$

c [mm]	A_1	A_2	A_3	A_4
20	11.538	-4586.1	4221.2	0.0470
30	8.032	-2326.8	1935.7	0.0854
40	5.685	-892.3	592.2	0.1774
50	3.997	-509.4	271.7	0.2561
60	2.792	-312.0	130.8	0.3400

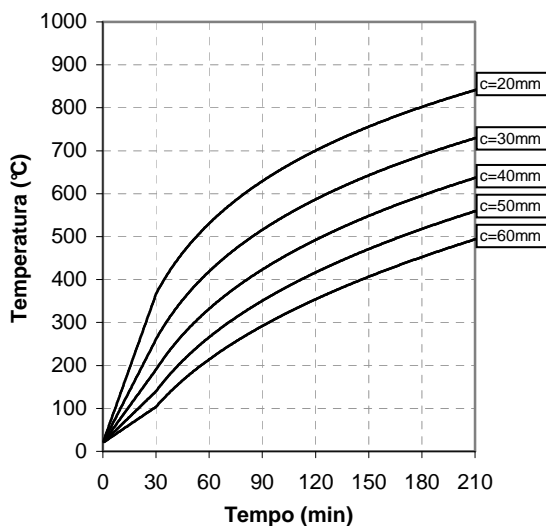


Figura 8.1 Diagrammi Tempo-Temperatura delle barre in funzione del copriferro c

8.3.3 Flessione

8.3.3.1 Fondamenti del calcolo

(1) In presenza di elevate temperature, la deformazione totale in un generico punto può esprimersi come:

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_T(T) + \varepsilon_\sigma(\sigma, T) \quad (3)$$

dove

ε_{tot} è la deformazione totale al tempo t ;

$\varepsilon_\sigma(\sigma, T)$ è la deformazione meccanica (legata allo stato tensionale mediante la legge σ - ε alla temperatura T);

$\varepsilon_T(T)$ è la deformazione termica funzione della sola temperatura T .

(2) Ipotizzando la validità del “principio di conservazione delle sezioni piane” durante tutto il tempo di esposizione all’incendio e la perfetta aderenza tra barre di FRP e calcestruzzo, si ha che la deformazione totale in un generico punto della sezione, ε_{tot} , può esprimersi come (vedi Figura 8.2)

$$\varepsilon_{tot} = (\varepsilon_{med} + \chi \cdot y) \quad (4)$$

dove

ε_{med} è la deformazione media;

χ è la curvatura della sezione.

Pertanto la parte di deformazione associata allo stato tensionale (vedi Figura 8.2) vale:

$$\varepsilon_\sigma = \varepsilon_{tot} - \varepsilon_T = (\varepsilon_{med} + \chi \cdot y) - \varepsilon_T \quad (5)$$

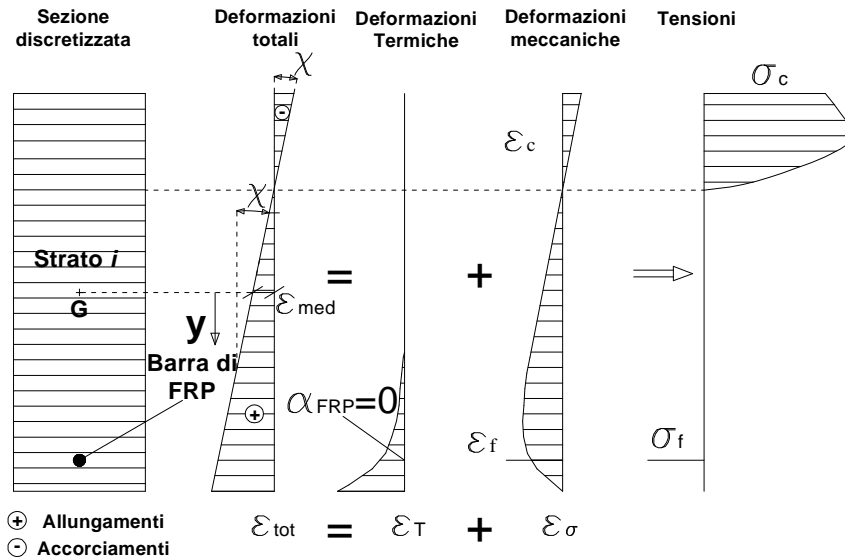


Figura 8.2 Diagrammi di deformazioni totali, termiche e meccaniche e di tensioni

(3) Le ipotesi fondamentali su cui si basa l'analisi allo stato limite ultimo in condizioni di incendio delle sezioni di calcestruzzo armato con barre di FRP sono le seguenti:

- conservazione delle sezioni piane fino a rottura, in modo che il diagramma delle deformazioni normali sia lineare;
- perfetta aderenza tra calcestruzzo e barre di FRP;
- incapacità del calcestruzzo di resistere a sforzi di trazione;
- incapacità delle barre di FRP di resistere a sforzi di compressione;
- legame costitutivo del calcestruzzo conforme alla norma EN1992-1-2;
- legame costitutivo del composito fibro-rinforzato alle elevate temperature elastico lineare fino a rottura.

(4) Alle alte temperature il degrado dell'aderenza per le barre di FRP è maggiormente significativo rispetto a quello manifestato dalle barre di acciaio ed inoltre non è ben noto, in quanto dipende dalle caratteristiche delle varie tipologie di barre.

(5) Assumendo che le barre siano ben ancorate, è possibile trascurare il problema dell'aderenza.

(6) L'ancoraggio può essere ottenuto se una adeguata estensione delle estremità delle barre di FRP non è soggetta a riscaldamento, oppure provvedendo ad una sufficiente continuità delle barre di FRP tra campi adiacenti di solette continue, a patto che il fuoco sia confinato ad un singolo compartimento, in modo tale che le barre risultino ben ancorate nelle campate adiacenti alla campata soggetta ad incendio.

(7) Si ipotizza che la rottura per flessione si manifesti quando si verifica una delle seguenti condizioni:

- raggiungimento della massima deformazione plastica nel calcestruzzo compresso, ε_{cu*} , come definita di seguito;
- raggiungimento di una deformazione ultima nelle barre di FRP.

8.3.3.2 Valutazione del momento resistente a flessione

(1) Il metodo proposto è valido solo per la valutazione della resistenza a momento flettente di solette soggette ad incendio dal lato delle fibre tese. Esso si inquadra all'interno dei metodi semplificati utilizzabili nell'ambito dell'analisi in condizioni di incendio condotta per singoli elementi.

(2) La resistenza a flessione di una soletta armata con barre di FRP, e più in generale di un elemento in c.a. inflesso, dipende dal tipo di rottura che può avvenire per rottura delle barre di FRP (Zona 1 di Figura 8.3) oppure per schiacciamento del calcestruzzo (Zona 2 di Figura 8.3).

(3) Nella Zona 1 (Figura 8.3) la rottura si attinge per raggiungimento della deformazione limite nell'armatura di FRP: un qualunque diagramma delle deformazioni corrispondente a tale modalità di rottura ha come punto fisso il valore limite della deformazione dell'armatura $\varepsilon_{lot,f}$ (dato dalla somma algebrica della deformazione ultima dell'armatura $\varepsilon_{fu,T}$ e della deformazione termica $\varepsilon_{T,f}$, entrambe valutate alla temperatura della barra stessa). Definendo

con $\rho_f(T)$ e $\rho_E(T)$ i coefficienti riduttivi, rispettivamente, della resistenza e del modulo elastico delle barre alla temperatura T e assumendo un comportamento elastico-lineare delle barre alle elevate temperature, è possibile definire la deformazione ultima $\epsilon_{fu,T}$ in funzione della temperatura della barra con l'ausilio della seguente espressione:

$$\epsilon_{fu,T} = \frac{f_{fu,T}}{E_{f,T}} = \frac{\rho_f(T) \cdot f_{fu}}{\rho_E(T) \cdot E_f} = \frac{\rho_f(T)}{\rho_E(T)} \cdot \epsilon_{fu,T=20^\circ\text{C}} \quad (6)$$

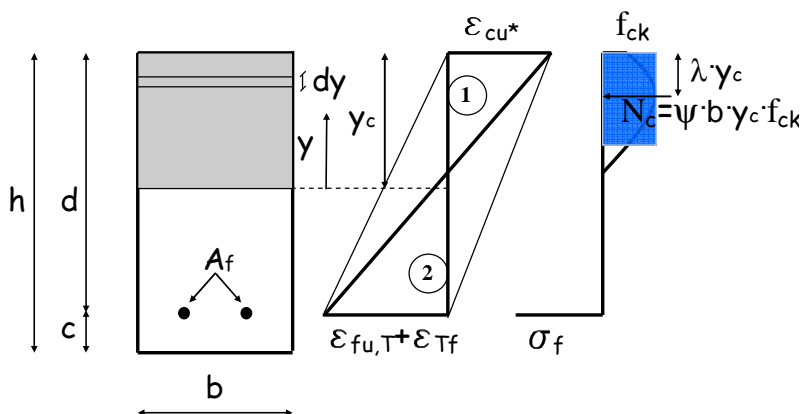


Figura 8.3 Deformazioni e tensioni allo s.l.u.

(4) Sfruttando il principio di conservazione delle sezioni piane sulle deformazioni totali è possibile ricavare le deformazioni normali che competono alle diverse fibre della sezione retta, distese parallelamente all'asse neutro, tramite le seguenti relazioni:

- (fibra baricentrica delle barre di FRP)

$$\epsilon_{tot,f} = \epsilon_{fu,T} + \epsilon_{T,f} \quad (7)$$

- (calcestruzzo al lembo compresso)

$$\epsilon_c = (\epsilon_{fu,T} + \epsilon_{T,f}) \cdot \frac{y_c}{d - y_c} \leq \epsilon_{cu^*} \quad (8)$$

dove ϵ_{cu^*} è la deformazione limite a compressione del calcestruzzo.

(5) La deformazione limite a compressione del calcestruzzo in condizioni di incendio, ϵ_{cu^*} , si può assumere a pari a 0.01.

(6) Nella Zona 2 (Figura 8.3) la rottura avviene per schiacciamento del calcestruzzo, mentre nell'armatura la deformazione limite non è stata ancora raggiunta: in tal caso resta fissata la deformazione massima del calcestruzzo compresso, ϵ_{cu^*} , in funzione della quale si ricavano, per linearità, le deformazioni normali nella restante parte di sezione. Ancora una volta, invocando la linearità del diagramma delle deformazioni totali, le deformazioni competenti alle diverse fibre della sezione retta dell'elemento, distese parallelamente all'asse neutro, possono essere calcolate attraverso le seguenti relazioni:

- (calcestruzzo al lembo compresso)

$$\epsilon_c = \epsilon_{cu^*} \quad (9)$$

- (fibra baricentrica delle barre di FRP)

$$\epsilon_{tot,f} = \epsilon_{cu^*} \cdot \frac{d - y_c}{y_c} \leq (\epsilon_{fu,T} + \epsilon_{T,f}) \quad (10)$$

(7) Per entrambi i tipi di rottura (asse neutro in Zona 1 o in Zona 2), la distanza dell'asse neutro, y_c , dall'estremo lembo compresso è determinata a partire dall'equazione di equilibrio alla traslazione lungo l'asse della trave:

$$N_c - N_f = 0 \quad (11)$$

essendo N_c ed N_f le intensità dei risultanti degli sforzi, rispettivamente, di compressione e di trazione.

(8) Successivamente, il valore del momento resistente al tempo t di esposizione all'incendio, $M_{Rd,fi,t}$, può essere ricavato a partire dall'equazione di equilibrio alla rotazione.

(9) Lo sforzo normale ed il momento ultimo della sezione retta, in virtù dell'ipotesi fatta sulle temperature nel calcestruzzo compresso, possono essere ottenuti in maniera semplificata adottando i coefficienti adimensionali ψ e λ del legame costitutivo del calcestruzzo alla temperatura di 20°C (vedi Figura 8.4).

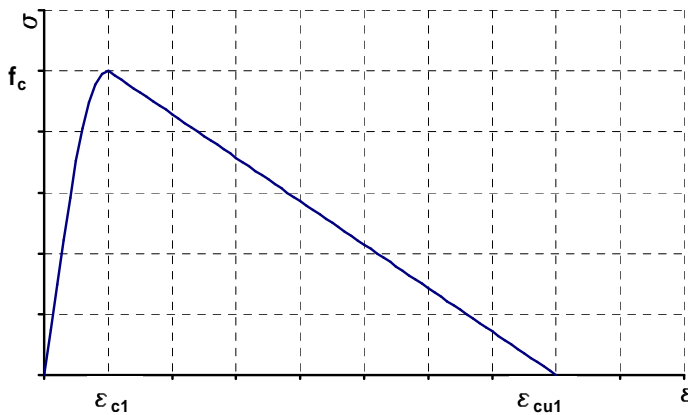


Figura 8.4 Legame costitutivo del calcestruzzo secondo l'EN1992-1-2

(10) I coefficienti adimensionali ψ e λ rappresentano la risultante delle tensioni di compressione nel calcestruzzo e la sua distanza dalla fibra più compressa di calcestruzzo rispettivamente divise per $b \cdot y_c \cdot f_{ck}$ ed y_c :

$$\psi = \frac{\int_0^{y_c} \sigma(y) dy}{y_c \cdot f_{ck}} \quad (12)$$

$$\lambda = \frac{\int_0^{y_c} \sigma(y) \cdot (y_c - y) dy}{y_c \cdot \int_0^{y_c} \sigma(y) dy} \quad (13)$$

(11) Per la rottura in Zona 1 (rottura lato FRP) l'equazione di equilibrio alla traslazione si scrive:

$$\psi(\epsilon) \cdot b \cdot y_c \cdot f_{ck} - \rho_f(T) \cdot f_{fu} \cdot A_f = 0 \quad (14)$$

$$\text{valida per } \epsilon_c = (\epsilon_{fu,T} + \epsilon_{T,f}) \cdot \frac{y_c}{d - y_c} \leq \epsilon_{cu}^* \quad (15)$$

mentre, l'equilibrio alla rotazione vale:

$$M_{Rd,fi,t} = \rho_f(T) \cdot f_{fu} \cdot A_f \cdot (d - \lambda(\epsilon) \cdot y_c) \quad (16)$$

In queste ultime equazioni, dovrebbe essere tenuta in conto la variabilità dei parametri adimensionali ψ e λ in funzione della deformazione massima del calcestruzzo compresso.

(12) Per la rottura in Zona 2 (rottura lato calcestruzzo) l'equazione di equilibrio alla traslazione si scrive:

$$\bar{\psi} \cdot b \cdot y_c \cdot f_{ck} - \rho_E(T) \cdot E_f \cdot A_f \cdot \left(\epsilon_{cu^*} \cdot \frac{d - y_c}{y_c} - \epsilon_{T,f} \right) = 0 \quad (17)$$

$$\text{valida per } \epsilon_{tot,f} = \epsilon_{cu^*} \cdot \frac{d - y_c}{y_c} \leq (\epsilon_{fu,T} + \epsilon_{T,f}) \quad (18)$$

mentre l'equilibrio alla rotazione fornisce:

$$M_{Rd,fi,t} = \rho_E(T) \cdot E_f \cdot A_f \cdot \left(\epsilon_{cu^*} \cdot \frac{d - y_c}{y_c} - \epsilon_{T,f} \right) \cdot (d - \bar{\lambda} \cdot y_c) \quad (19)$$

(13) Sia nel caso di rottura lato FRP che nel caso di rottura lato calcestruzzo è possibile assumere nelle equazioni (14)-(19) i seguenti parametri:

$$\epsilon_{cu^*} = 0.01, \quad \psi(e) = \bar{\psi} = 0.75, \quad \lambda(e) = \bar{\lambda} = 0.5 \quad (20)$$

8.4 Sviluppi futuri

L'attività di ricerca presentata in questa tesi da un lato ha consentito di formulare interessanti conclusioni inerenti il comportamento al fuoco delle solette di calcestruzzo armato con barre di FRP dall'altro ha evidenziato la necessità di ulteriori ricerche sia sulla modellazione termo-meccanica delle barre di FRP sia sulla problematica dell'aderenza barra di FRP-calcestruzzo alle elevate temperature. Su quest'ultimo aspetto si rende necessaria la definizione di un modello interpretativo che consenta di definire un approccio progettuale per la valutazione di una lunghezza di ancoraggio equivalente in condizioni di incendio. La definizione di tale formulazione consentirà di valutare il rispetto del punto (5) del paragrafo 8.3.3.1 e quindi l'applicabilità della metodologia di calcolo proposta nel paragrafo 8.3.3.2.

Infine, altri aspetti sui quali si suggerisce di sviluppare ulteriori ricerche sono:

- valutazione del comportamento in condizioni di incendio di solette di calcestruzzo armato con barre di FRP con fibre di carbonio, arammide o basalto;
- effetto della continuità strutturale e della eventuale redistribuzione dei momenti;
- resistenza a taglio di solette di calcestruzzo armato con barre di FRP.

BIBLIOGRAFIA

Norme tecniche e linee-guida

- ACI 440.1R-06, 2006. Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars, American Concrete Institute.
- ACI 440.2R-02, 2002. Guide for the Design and Construction of externally-bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures, American Concrete Institute.
- ACI 440.3R-04, 2004. Guide Test Methods for Fibre-Reinforced Polymers (FRP) for reinforcing or Strengthening Concrete Structures, American Concrete Institute.
- ACI 440.4R-04, 2004. Prestressing Concrete structures with FRP Tendons, American Concrete Institute.
- ASTM E 119, 2001. Standard Methods of Fire Test of Building Construction and Materials. ASTM International, West Conshohocken, Pa., 2001.
- BRI, 1995, Guidelines for Structural Design of FRP Reinforced Concrete Building Structures, Building Research Institute.
- CNR-DT 200/2004, 2004. Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati - Materiali, strutture di c.a. e di c.a.p., strutture murarie, Consiglio Nazionale delle Ricerche.
- CNR-DT 201/2005, 2005. Studi preliminari finalizzati alla redazione di Istruzioni relative a Interventi di Consolidamento Statico di Strutture Lignee mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati, Consiglio Nazionale delle Ricerche.

- CNR-DT 202/2005, 2005. Studi preliminari finalizzati alla redazione di Istruzioni per Interventi di Consolidamento Statico di Strutture Metalliche mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati, Consiglio Nazionale delle Ricerche.
- CNR-DT 203/2006, 2006. Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione e il Controllo di Strutture di Calcestruzzo armato con Barre di Materiale Composito Fibrorinforzato, Consiglio Nazionale delle Ricerche.
- CNR-DT 205/2007, 2007. Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Strutture realizzate con Profili Sottili Pultrusi di Materiale Composito Fibrorinforzato (FRP), Consiglio Nazionale delle Ricerche.
- Concrete Society, 2003. Design guide for strengthening concrete structures using fibre composite materials, TR 55, 2nd ed. Camberley, UK, 2004.
- Concrete Society, 2003. Strengthening concrete structures using fibre composite materials: acceptance, inspection and monitoring, TR57, UK.
- Construction Product Directive, 1988. 89/106/CEE, Construction of European Community, December.
- CSA S806-02, 2002. Design and Construction of Building Components with Fibre-Reinforced Polymers, Canadian Standards Association.
- CSA-06-00, 2000. Canadian Highway Bridge Design Code, Canadian Standards Association.
- Decreto del Ministero dell'Interno del 16 febbraio 2007, Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione, GU n. 74 del 29 marzo 2007
- Decreto del Ministero dell'Interno del 9 marzo 2007, Prestazioni di resistenza al fuoco delle costruzioni nelle attività soggette al controllo del Corpo nazionale dei vigili del fuoco, GU n. 74 del 29 marzo 2007.
- Decreto del Ministero dell'Interno del 9 maggio 2007, Direttive per l'attuazione dell'approccio ingegneristico alla sicurezza antincendio, GU n. 117 del 22 maggio 2007.
- European committee for standardization, 2001. EN 1363-1:2001. Fire resistance tests - General requirements.
- European committee for standardization, 2004. EN 1992-1-2. Eurocode 2. Design of concrete structures – Part 1-2: General Rules – Structural Fire Design. March.
- European committee for standardization, 2002. EN1990. Eurocode 0. Basis of Structural Design. April.

- European committee for standardization, 2002. EN 1991-1-2 Eurocode 1. Actions on Structures – Part 1-2: General Actions – Actions on structures exposed to fire. November.
- fib Bulletin 14, 2001. Design and use of externally bonded FRP reinforcement for RC Structures, Federation Internationale du Beton.
- fib Task Group 9.3, 2007. FRP Reinforcement for Concrete Structures, Federation Internationale du Beton.
- Japan Society of Civil Engineers (JSCE), 1997. Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fibre-Reinforced Materials, Concrete Engineering Series 23, Research Committee on Continuous Fibre-Reinforcing Materials.
- Japan Society of Civil Engineers (JSCE), 2001. Recommendations for Upgrading of Concrete Structures with Use of Continuous Fibre Sheets. Concrete Engineering Series 41, Japan Society of Civil Engineers.
- NTC, 2008. Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni. supplemento Ordinario della Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana del 4 febbraio 2008, n. 29.

Publicazioni

- ABAQUS Standard/Explicit User's Manual, 2010. Hibbitt, Karlsson and Sorensen, Inc. Vol. 1, 2 and 3, Version 6.10, USA.
- Abballa H., 2006. Concrete cover requirements for FRP reinforced members in hot climates, Elsevier, Composite Structures 73, pp 61-69.
- Abbasi A., Hogg P., 2005. Prediction of the Failure Time of Glass Fiber Reinforced Plastic Reinforced Concrete Beams under Fire Conditions. Journal of Composites for Construction ASCE.
- Abbasi H., Hogg P.J., 2006. Fire testing of concrete beams with fibre reinforced plastic rebar. Composites: Part A 37 (2006) 1142–1150.
- Aiello M.A., Focacci F., Huang P.C., Nanni A., 1999. Cracking in Fibre Reinforced Polymer Reinforced Concrete under Thermal Loads. In Fibre Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures. Edited by A. Nanni, C.W. Doian, and S.H. Rizkaiia. ACI, Detroit, Michigan, pp. 233-243.

- Alsayed S.H., Al-Salioum Y.A., Almusaifam T.H., 2000. Fibre-reinforced polymer repair materials- some facts. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Civil Engineering, 138, pp.131 -134.
- Bai Y, Vallée T, Keller T., 2007. Modeling of thermo-physical properties for FRP composites under elevated and high temperature. Composites Science and Technology, Vol. 67, pp. 3098–3109.
- Bakis C.E., 1993. FRP Reinforcement: Materials and Manufacturing. In Fibre-Reinforced Plastic (FRP) Reinforcements for Concrete Structures: Properties and Applications. Edited by A. Nanni. Elsevier Science Publishers B.V., pp. 13-58.
- Bank L.C., Puterman M., Katz A., 1998. The Effect of Material Degradation on Bond Properties of FRP Reinforcing Bars in Concrete. ACI Materials Journal, 95(3), pp. 232-243.
- Bisby L.A., 2003. Fire Behaviour of Fibre-Reinforced polymer (FRP) Reinforced or confined concrete. PhD Thesis, Queen's University Kingston, Ontario, Canada.
- Bisby L.A., Green M.F., Kodur V.K.R., 2005. Response to fire of concrete structures that incorporate FRP, Prog. Struct. Engng. Mater., 7:136-149.
- Bisby L.A., Kodur V.K.R., 2007. Evaluating the fire endurance of concrete slabs reinforced with FRP bars: Considerations for a holistic approach. Composites: Part B, 38 (2007), pp 547-558.
- Bisby L.A., Williams B.K., Kodur V.K.R., Green M.F., Chowhury E., 2005. Fire performance of FRP systems for infrastructure: A state of art report, RR 179 Queen's University, Kingston and National Research Council, Ottawa.
- Blontrock H., Taerwe L., Matthys S., 1999. Properties of Fiber Reinforced Plastics at Elevated Temperatures with Regard to Fire Resistance of Reinforced Concrete Members, IV International Symposium on Fiber Reinforced Concrete Structures, Baltimore.
- Blontrock H., Taerwe L., and Vandeveldel P. 2000. Fire Tests on Concrete Beams Strengthened with Fibre Composite Laminates. Third Ph.D. Symposium, Vienna, Austria, 10 pp.
- Cengel Y.A., 1998. Heat Transfer: A Practical Approach. WCB/McGraw-Hill.
- Clarke J., 1993. Alternative Materials for the reinforcement and Prestressing of Concrete, Blackie Academic & Professional.
- Dimitrienko Y.I., 1999. Thermomechanics of Composites under High Temperatures. Kiewer Academic Publishers, London, 347 pp.

- Di Nenno P.J., Drysdale D., Beyler C.L., Walton W.D., Custer R.L.P., Hall J.R. Jr, Watts J.M. Jr, 2002. Handbook of Fire Protection Engineering, 3rd edition, Society of Fire Protection Engineers (SFPE).
- El-Hacha R., 2000. Prestressed CFRP Sheets for Strengthening Concrete Beams at Room and Low Temperatures. Department of Civil Engineering, Queen's University, Kingston, Ontario.
- Ellobody E., Bailey C.G., 2008a. Behaviour of unbonded post-tensioned concrete slabs. *Advances in Structural Engineering*, Vol. 11, No. 1, pp. 107-120.
- Ellobody E., Bailey C.G., 2008b. Modelling of bonded post-tensioned concrete slabs in fire. *Struct Build, ICE Proc, Thomas Telford J* 2008;61(6):311-323.
- Fanucci J.P., 1987. Thermal response of radiantly heated kevlar and graphite/epoxy composites. *Journal of Composite Materials*, 21(2), pp129-39.
- Fujisaki T., Nakatsuji T., Sugita M., 1993. Research and Development of Grid Shaped FRP Reinforcement. In *Fibre-Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures: An International Symposium*. Edited by A. Nanni and C.W. Dolan. ACI, Detroit, Michigan, pp. 177-192.
- Galati N., Nanni A., Dharani L., Focacci F., Aiello M., 2005. Thermal effects on bond between FRP rebars and concrete. *Composites part A* 37, Elsevier, pp 1223-1230.
- Gates T.S., 1991. Effects of Elevated Temperature on the Viscoelastic Modeling of Graphite/Polymeric Composites. NASA Technical Memorandum 104160, National Aeronautics and Space Administration, Langley, U.S.A., 29 pp.
- Henderson J.B., Wiebelt J.A., Tant M.R., Moore G.R., 1982. A method for the determination of the specific heat and heat of decomposition of composite materials. *Thermochim Acta* 1982;57:161-71.
- Hollaway L.C., 2010. A review of the present and future utilisation of FRP composites in the civil infrastructure with reference to their important in-service properties. *Construction and Building Materials* 24 (2010), pp 2419-2445.
- Hollaway L.C., Head P.R., 2001. *Advanced polymer composites and polymers in the civil infrastructure*. Oxford: Pub. Elsevier.
- Iding R., Bresler R., Nizamuddin Z., 1997. FIRES-T3 - A computer program for the fire response of structures-thermal, Fire Research Group, University of California, Berkeley.
- Jones R.M., 1975. *Mechanics of Composite Materials*. Scripta Book Company, Washington, D.C.

- Katz A., Berman N., Bank L., 1998. Effect of Cyclic Loading and Elevated temperature on the Bond Properties of FRP Rebars, Int. Conference on the Durability of Fibre Reinforced Polymer (FRP) Composites for Construction, Sherbrooke, Canada, pp 403-413.
- Katz A., and Berman N., 2000. Modeling the effect of high temperature on the bond of FRP reinforcing bars to concrete. *Cement and Concrete Composites* 22, pp. 433-443.
- Katz A., Berman N., Bank L.C., 1999. Effect of High Temperature on the Bond Strength of FRP Rebars. *Journal of Composites for Construction, ASCE*, 3(2),pp.73-81.
- Keller T., Tracy C., Zhou A., 2006a. Structural response of liquid-cooled GFRP slabs subjected to fire. Part I - Material and post-fire modeling. *Composites Part A* 2006;37(9):1286–95.
- Keller T., Tracy C., Zhou A., 2006b. Structural response of liquid-cooled GFRP slabs subjected to fire. Part II - Thermo-chemical and thermomechanical modeling. *Composites Part A* 2006;37(9):1296–308.
- Kodur, V.K.R., and Baingo, D. 1998. Fire Resistance of FRP Reinforced Concrete Slabs. IRC Internal Report No. 758. National Research Council of Canada, Ottawa, ON, 37 pp.
- Kodur V.K.R., Bisby L.A., 2005a. Evaluation of fire endurance of concrete slabs reinforced with FRP bars, in press, *Journal of Structural Engineering, ASCE*.
- Kodur V., Bisby L., Foo S. 2005b. Thermal Behaviour of Fire-Exposed Concrete Slabs Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars. *ACI Structural Journal* vol.102 n. 6.
- Kumahara S., Masuda Y., Tanano H., Shimizu A., 1993. Tensile Strength of Continuous Fibre Bar Under High Temperature. In *Fibre-Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures: An International Symposium*. Edited by A. Nanni and C.W. Dolan. ACI, Detroit, Michigan, pp. 731-742.
- Lie. T.T, 1992. *Structural Fire Protection*. American Society of Civil Engineers Manuals and Reports on Engineering Practice No. 78. ASCE, NewYork.
- Looyeh M.R.E., Bettess P., Gibson A.G., 1997. A one-dimensional finite element simulation for the fire-performance of GRP panels for offshore structures. *Int J Numer Meth Heat Fluid Flow* 1997;7(6): 609–25.
- Manfredi G., Cosenza E., Nigro E., Cefarelli G., Bilotta A., 2010. Effetti delle alte temperature sulle prestazioni di solette di calcestruzzo armato con barre o griglie

- di FRP. Structural n° 163 - Aprile-Maggio 2010 - deLettera editore - ISSN: 15933970.
- Mallick P.K., 1988. *Fibre-Reinforced Composites: Materials, Manufacturing, and Design*. Marcel Dekker Inc., New York, NY.
- Masmoudi R., Zaidi A., Gerard P., 2005. Transverse Thermal Expansion of FRP Bars Embedded in Concrete. *Journal of Composites for Construction*, ASCE, vol.9 n.5.
- Matthys S., De Schutter G., Taerwe, L., 1996. Influence of Transverse Thermal Expansion of FRP Reinforcement on the Critical Concrete Cover. In *Advanced Composite Materials for Bridges and Structures*. Edited by M. El-Badry. Avantage Inc., Montreal, PQ, pp. 665-673.
- Meier U., 1994. Rehabilitation of Concrete Structures with the CFRP Sheet Bonding Technique. *Proceedings of Advancing with Composites '94: Materials and Technologies*, Vol. 1, May 3-5th, Milan, Italy, pp. 169-181.
- Neale K.W., Labossière P., 1991. Material Properties of Fibre-Reinforced Plastics. In *Advanced Composite Materials with Application to Bridges*. Canadian Society of Civil Engineering, Montreal, pp. 21-69.
- NEFCOM Corporation, 1998. Technical Leaflet 3: Fire resistance of concrete slabs reinforced by NEFMAC, NEFCOM Corp., Tokyo, Japan, 11 pp.
- Nigro E., Manfredi G., Cosenza E., Zappoli M., 2006. Effects of High Temperature on the Performances of RC Bridge Decks Strengthened with Externally Bonded FRP Reinforcement, Accepted for publication in the *Proceedings of 2nd International fib Conference*, Naples, Italy, June 5-8.
- Nigro E., Pustorino S., Cefarelli G., Princi P., 2009. *Progettazione di strutture in acciaio e composte acciaio-calcestruzzo in caso di incendio secondo gli eurocodici e le norme tecniche per le costruzioni*. Hoepli editore, novembre 2009, ISBN-13: 9788820344009, ISBN: 8820344009.
- Nigro E., Cefarelli G., Bilotta A., Manfredi G., Cosenza E., 2010a. Mechanical behavior of concrete slabs reinforced with FRP bars in case of fire: experimental investigation and numerical simulation. *3rd fib International Congress - Washington 2010*.
- Nigro E., Cefarelli G., Bilotta A., Manfredi G., Cosenza E., 2010b. Thermal behavior of concrete slabs reinforced with FRP bars in case of fire: experimental investigation and numerical. *3rd fib International Congress - Washington 2010*.
- Okamoto T., Matsubara S., Tanigaki M., Hasuo, K., 1993. Practical Application and Performance of PPC Beams Reinforced with Braided FRP Bars. In *Fibre-*

- Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures: An International Symposium. Edited by A.Nanni and C.W. Dolan. ACI, Detroit, Michigan, pp. 875-894.
- Poggi C., Fava G., 2008. Il controllo di accettazione di materiali fibrorinforzati per il rinforzo strutturale. I Quaderni Tecnici di Assocompositi.
- Rahman A.H., Taylor D.A., Kingsley C.Y., 1993. Evaluation of FRP as Reinforcement for Concrete Bridges. In *Fibre-Reinforced Plastic Reinforcement for Concrete Structures: An International Symposium*. Edited by A. Nanni and C.W. Dolan. ACI, Detroit, Michigan, pp. 71-86.
- Rehm G., and Franke .L., 1979. Kunstharzgebundene Glasfaserstabe als Bewehrung im Betonbau Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Heft 304.
- Rostasy F., 1992. Fibre Composite Elements and Techniques as Non-Metallic Reinforcement of Concrete. Brite Project 4142/BREU - CT 91 0515, Evaluation of Potentials and Production Techniques of FRP, Technical Report Task 1.
- Rostasy F., 1993. FRP Tensile Elements for Prestressed Concrete -State of the Art, Potentials and Limits. In *International Symposium on Fibre-Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures*, ACI Publication SP-138. pp 347-366.
- Saafi M., 2001. Design of FRP reinforced concrete beams under fire condition, Alabama, USA, *FRP Composites in Civil Engineering - Vol II*, pp 1235-1244.
- Sakashita M., 1997. Deflection of Continuous Fibre Reinforced Concrete beams Subjected to Loaded Heating. *Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, Japan Concrete Institute, Vol. 2, pp. 51-58.
- Samanta A., Looyeh M.R.E., Jihan S., McConnachie J., 2004. Thermomechanical assessment of polymer composites subjected to fire. Engineering and Physical Science Research Council & the Robert Gordon University, Aberdeen, UK.
- Sen R., Mariscail D., and Shahawy M., 1993. Durability of Fiberglass Pretensioned Beams. *ACI Structural Journal*, 90(5), pp. 525-533.
- Sorathia U., Dapp T., and Beck C. 1992. Fire Performance of Composites. *Materials Engineering*, September, pp. 10-12.
- Sorathia U., Ohlemiller T., Lyon R., Riffie J., and Schultz N., 2001. Chapter 9: Effects of Fire. In *Gap Analysis for Durability of Fibre Reinforced Polymer Composites in Civil Infrastructure*. American Society of Civil Engineers, pp. 100-121.
- Sumida A., Fujisaki T., Watanabe K., and Kato T., 2001. Heat Resistance of Continuous Fibre Reinforced Plastic Rods. In *The Fifth Annual Symposium on*

- Fibre-Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS5). Edited by C. Burgoyne, Thomas Telford, London, pp. 557-565.
- Schwartz, M.M., 1997. Composite materials - Vol 1, Properties, non-destructive testing, and repair, Prentice-Hall, Inc.
- Tanano H., Masuda Y., Tomosawa F., 1999. Characteristics and Performance Evaluation Methods of Continuous Fibre Bars - State of the Art Studies on Fire Properties and Durability of Continuous Fibre Reinforced Concrete in Japan. ACI, Detroit, Michigan, pp. 523-531.
- Tanano H., Masuda Y., Kage T., Fukuyama H., Nishida I., Hashimoto T., 1995. Fire Resistance of Continuous Fibre Reinforced Concrete. In Non-metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures. Edited by L. Taerwe. E&FN Spon, London, UK, pp. 368-375.
- Uematsu Y., Kitamura T., Ohtani R., 1995. Delamination of a Carbon-Fibre-Reinforced Thermoplastic Polymer at High Temperatures. Composites Science and Technology 53, Elsevier Science, pp. 333-341.
- Uomoto T., 2001. Durability considerations for FRP reinforcements. In The Fifth Annual Symposium on Fibre-Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-5), London, pp. 17-32.
- Wang Y., Kodur V., 2005. Variation of strength and stiffness of fibre reinforced polymer reinforcing bars with temperature. Cement and Concrete Composites 27, pp 864-874.
- Wang Y., Wong P.M.H., Kodur V., 2007. An experimental study of the mechanical properties of fibre reinforced polymer (FRP) and steel reinforcing bars at elevated temperatures. Composite Structures 80(2007), pp 131-40.
- Weber A., 2008. Fire-resistance tests on composite rebars. Proceedings of CICE2008, Zurich, Switzerland.

APPENDICE A

PROPRIETÀ TERMICHE DEL CALCESTRUZZO

A.1 Calcestruzzo

A.1.1 Modellazione proposta dall'EN1992-1-2

A.1.1.1 Calcestruzzo normale (NC)

Dilatazione termica

$$\text{Agregati silicei} \begin{cases} \Delta l/l = -1,8 \cdot 10^{-4} + 9 \cdot 10^{-6} \cdot \theta_c + 2,3 \cdot 10^{-11} \cdot \theta_c^3 & \text{per } 20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 700^\circ\text{C} \\ \Delta l/l = 14 \cdot 10^{-3} & \text{per } 700^\circ\text{C} < \theta_c \leq 1200^\circ\text{C} \end{cases}$$

$$\text{Agregati calcarei} \begin{cases} \Delta l/l = -1,2 \cdot 10^{-4} + 6 \cdot 10^{-6} \cdot \theta_c + 1,4 \cdot 10^{-11} \cdot \theta_c^3 & \text{per } 20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 805^\circ\text{C} \\ \Delta l/l = 12 \cdot 10^{-3} & \text{per } 805^\circ\text{C} < \theta_c \leq 1200^\circ\text{C} \end{cases}$$

dove:

l è la lunghezza alla temperatura di 20°C dell'elemento in calcestruzzo;

Δl è la variazione di lunghezza indotta dalla temperatura θ_c ;

θ_c è la temperatura del calcestruzzo espressa in $^\circ\text{C}$.

Nei modelli di calcolo semplificati la relazione tra dilatazione termica e temperatura si può assumere lineare in tutto il campo di temperature (coefficiente di dilatazione termica costante pari a $18 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$):

$$\Delta l/l = 18 \cdot 10^{-6} \cdot (\theta_c - 20) \quad \text{per } 20^\circ \text{ C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ \text{ C}$$

Calore specifico [J/kgK] per aggregati silicei o calcarei asciutti (umidità 0%)

$$c_c = 900 \quad \text{per } 20^\circ \text{ C} \leq \theta_a \leq 100^\circ \text{ C}$$

$$c_c = 900 + (\theta_c - 100) \quad \text{per } 100^\circ \text{ C} < \theta_a \leq 200^\circ \text{ C}$$

$$c_c = 1000 + (\theta_c - 200)/2 \quad \text{per } 200^\circ \text{ C} < \theta_a \leq 400^\circ \text{ C}$$

$$c_c = 1100 \quad \text{per } 400^\circ \text{ C} < \theta_a \leq 1200^\circ \text{ C}$$

Nei modelli di calcolo semplificati il calore specifico può essere assunto indipendente dalla temperatura; in tal caso il valore medio è il seguente:

$$c_c = 1000 \quad \text{per } 20^\circ \text{ C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ \text{ C.}$$

Conducibilità termica [W/mK] per aggregati silicei o calcarei

Limite superiore:

$$\lambda_c = 2 - 0,2451 \cdot (\theta_c / 100) + 0,0107 \cdot (\theta_c / 100)^2 \quad \text{per } 20^\circ \text{ C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ \text{ C}$$

Limite inferiore:

$$\lambda_c = 1,36 - 0,136 \cdot (\theta_c / 100) + 0,0057 \cdot (\theta_c / 100)^2 \quad \text{per } 20^\circ \text{ C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ \text{ C}$$

Nei modelli di calcolo semplificati la conducibilità termica può essere assunta indipendente dalla temperatura e pari al seguente valore medio:

$$\lambda_a = 1,60 \quad \text{per } 20^\circ \text{ C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ \text{ C}$$

Densità [kg/m³]

$$\rho_c = 2354 - 23,47 \cdot (\theta_c / 100)$$

A.1.1.2 Calcestruzzo alleggerito (LC)

Dilatazione termica

$$\Delta l/l = 8 \cdot 10^{-6} \cdot (\theta_c - 20) \quad \text{per } 20^\circ \text{ C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ \text{ C}$$

Calore specifico [J/kgK]

$$c_c = 840 \quad \text{per } 20^\circ \text{ C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ \text{ C}$$

Conducibilità termica [W/mK]

$$\lambda_c = 1,0 - (\theta_c / 1600) \quad \text{per } 20^\circ \text{ C} \leq \theta_a \leq 800^\circ \text{ C}$$

$$\lambda_c = 0,5 \quad \text{per } \theta_a \leq 800^\circ \text{ C}$$

Densità [kg/m³]

$$\rho_c = 1600 \div 2000$$

A.1.2 Modellazione proposta da Lie (1992)

A.1.2.1 Calcestruzzo normale (NC)

Coefficiente di dilatazione termica¹ [C⁻¹] per aggregati silicei o calcarei

$$\alpha_c = (0.008 \cdot \theta_c + 6) \cdot 10^{-6} \quad \text{per } 0^\circ \text{ C} \leq \theta_c$$

Capacità termica² [J/m³K]

Aggregati silicei	{	$\rho_c \cdot c_c = (0.005 \cdot \theta_c + 1.7) \cdot 10^6$	per $0^\circ \text{C} \leq \theta_c \leq 200^\circ \text{C}$
		$\rho_c \cdot c_c = 2.7 \cdot 10^6$	per $200^\circ \text{C} \leq \theta_c \leq 400^\circ \text{C}$
		$\rho_c \cdot c_c = (0.013 \cdot \theta_c - 2.5) \cdot 10^6$	per $400^\circ \text{C} \leq \theta_c \leq 500^\circ \text{C}$
		$\rho_c \cdot c_c = (-0.013 \cdot \theta_c + 10.5) \cdot 10^6$	per $500^\circ \text{C} \leq \theta_c \leq 600^\circ \text{C}$
		$\rho_c \cdot c_c = 2.7 \cdot 10^6$	per $600^\circ \text{C} \leq \theta_c$

¹ Ricordiamo che: $\Delta l/l = \alpha \cdot \Delta \theta$ dove Δl è l'allungamento termico rispetto alla lunghezza iniziale l causato dalla variazione di temperatura $\Delta \theta$ ed α è il coefficiente di dilatazione termica.

² La capacità termica è pari al prodotto della densità, ρ_c , per il calore specifico, c_c .

$$\text{Aggregati calcarei} \left\{ \begin{array}{ll} \rho_c \cdot c_c = 2.566 \cdot 10^6 & \text{per } 0^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 400^\circ\text{C} \\ \rho_c \cdot c_c = (0.1765 \cdot \theta_c - 68.034) \cdot 10^6 & \text{per } 400^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 410^\circ\text{C} \\ \rho_c \cdot c_c = (-0.05043 \cdot \theta_c + 25.00671) \cdot 10^6 & \text{per } 410^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 445^\circ\text{C} \\ \rho_c \cdot c_c = 2.566 \cdot 10^6 & \text{per } 445^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 500^\circ\text{C} \\ \rho_c \cdot c_c = (0.01603 \cdot \theta_c - 5.44881) \cdot 10^6 & \text{per } 500^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 635^\circ\text{C} \\ \rho_c \cdot c_c = (0.16635 \cdot \theta_c - 100.90225) \cdot 10^6 & \text{per } 635^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 715^\circ\text{C} \\ \rho_c \cdot c_c = (-0.22103 \cdot \theta_c - 176.07343) \cdot 10^6 & \text{per } 715^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 785^\circ\text{C} \\ \rho_c \cdot c_c = 2.566 \cdot 10^6 & \text{per } 785^\circ\text{C} \leq \theta_c \end{array} \right.$$

Conducibilità termica [W/mK]

$$\text{Aggregati silicei} \left\{ \begin{array}{ll} \lambda_c = -0.000625 \cdot \theta_c + 1.5 & \text{per } 0^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 800^\circ\text{C} \\ \lambda_c = 1.0 & \text{per } 800^\circ\text{C} \leq \theta_c \end{array} \right.$$

$$\text{Aggregati calcarei} \left\{ \begin{array}{ll} \lambda_c = 1.355 & \text{per } 0^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 293^\circ\text{C} \\ \lambda_c = -0.001241 \cdot \theta_c + 1.7162 & \text{per } 800^\circ\text{C} \leq \theta_c \end{array} \right.$$

A.1.2.2 Calcestruzzo alleggerito (LC)

Coefficiente di dilatazione termica [C⁻¹] per aggregati silicei o calcarei

$$\alpha_c = 7.5 \cdot 10^{-6} \quad \text{per } 0^\circ\text{C} \leq \theta_c$$

Capacità termica [J/m³K]

$$\left\{ \begin{array}{ll}
 \rho_c \cdot c_c = 1.930 \cdot 10^6 & \text{per } 0^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 400^\circ\text{C} \\
 \rho_c \cdot c_c = (0.0772 \cdot \theta_c - 28.95) \cdot 10^6 & \text{per } 400^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 420^\circ\text{C} \\
 \rho_c \cdot c_c = (-0.1029 \cdot \theta_c + 46.706) \cdot 10^6 & \text{per } 420^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 435^\circ\text{C} \\
 \rho_c \cdot c_c = 1.930 \cdot 10^6 & \text{per } 435^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 600^\circ\text{C} \\
 \rho_c \cdot c_c = (0.03474 \cdot \theta_c - 18.914) \cdot 10^6 & \text{per } 600^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 700^\circ\text{C} \\
 \rho_c \cdot c_c = (-0.1737 \cdot \theta_c + 126.994) \cdot 10^6 & \text{per } 700^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 720^\circ\text{C} \\
 \rho_c \cdot c_c = 1.930 \cdot 10^6 & \text{per } 720^\circ\text{C} \leq \theta_c
 \end{array} \right.$$

Conducibilità termica [W/mK]

$$\left\{ \begin{array}{ll}
 \lambda_c = -0.00039583 \cdot \theta_c + 0.925 & \text{per } 0^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 600^\circ\text{C} \\
 \lambda_c = 0.6875 & \text{per } 600^\circ\text{C} \leq \theta_c
 \end{array} \right.$$

APPENDICE B**CALIBRAZIONE DEI COEFFICIENTI ψ E λ .**

Legame costitutivo del calcestruzzo alla temperatura di 20°C, secondo le indicazioni dell'Eurocodice 2, Parte Fuoco (EN1992-1-2):

$$\sigma(\varepsilon_c) = f_{ck} \cdot \left[\frac{3 \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}} \right)}{2 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}} \right)^3} \right] \quad \text{per } \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cl}$$

$$\sigma(\varepsilon_c) = f_{ck} \cdot \frac{(\varepsilon_{cu1} - \varepsilon_c)}{(\varepsilon_{cu1} - \varepsilon_{cl})} \quad \text{per } \varepsilon_{cl} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu1}$$

in cui:

f_{ck} è la resistenza caratteristica a compressione cilindrica del calcestruzzo;

$\varepsilon_{cl} = 0.0025$, è la deformazione in corrispondenza della quale si raggiunge la resistenza f_c ;

$\varepsilon_{cu1} = 0.02$, è la deformazione ultima.

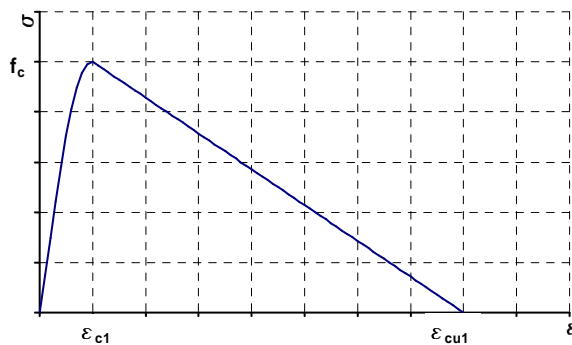


Figura B.1 Legame costitutivo del calcestruzzo secondo l'EN1992-1-2

L'obiettivo è la caratterizzazione dei valori di ψ e λ validi per tale tipologia di legame.

Ricordiamo che:

$$\psi = \frac{\int_0^{y_c} \sigma(y) dy}{y_c \cdot f_c}$$

$$\lambda = \frac{\int_0^{y_c} \sigma(y) \cdot (y_c - y) dy}{y_c \cdot \int_0^{y_c} \sigma(y) dy}$$

Assumendo che le deformazioni siano lineari ed effettuando tali integrazioni si ottengono le seguenti formulazioni:

$$\left\{ \begin{array}{l} \psi = \frac{1}{e} \cdot \left\{ \frac{3}{\sqrt[3]{2}} \cdot \left[\frac{\sqrt{3}}{3} \cdot \operatorname{arctg} \left(\frac{2 \cdot x - 1}{\frac{\sqrt[3]{2} - 1}{\sqrt{3}}} \right) - \frac{1}{3} \cdot \log \left(2 + \sqrt[3]{2^2} \cdot x \right) + \dots \right. \right. \\ \left. \left. \dots + \frac{1}{6} \cdot \log \left(\sqrt[3]{2} \cdot x^2 - \sqrt[3]{2^2} \cdot x + 2 \right) \right] \right\}_0^e \quad \text{per } e \leq 1 \\ \psi = \frac{1}{e} \cdot 0.634585 + \frac{1}{k-1} \cdot \left(k - \frac{e}{2} - \frac{k}{e} + \frac{1}{2 \cdot e} \right) \quad \text{per } 1 \leq e \leq k \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda = 1 - \frac{\log(2 + e^3) - \log 2}{e^2 \cdot \psi} \quad \text{per } e \leq 1 \\ \lambda = 1 - \left[\frac{0.405465}{e^2 \cdot \psi} + \frac{1}{k-1} \left(\frac{k}{2} - \frac{e}{3} - \frac{k}{2 \cdot e^2} + \frac{1}{3 \cdot e^2} \right) \right] \quad \text{per } 1 \leq e \leq k \end{array} \right.$$

dove:

$$e = \frac{\varepsilon_{c\max}}{\varepsilon_{c1}}$$

$$k = \frac{\varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{cu1}}$$

$\varepsilon_{c\max}$ corrisponde alla massima deformazione raggiunta nel calcestruzzo nella sezione.

L'andamento di ψ e λ dipende, pertanto, dai parametri $e = \frac{\varepsilon_{c\max}}{\varepsilon_{c1}}$ e $k = \frac{\varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{cu1}}$.

Adottando per i parametri i valori corrispondenti alla temperatura di 20°C si ottiene $k=8$ e la variazione di ψ e λ in funzione del parametro e riportata in Figura B.2.

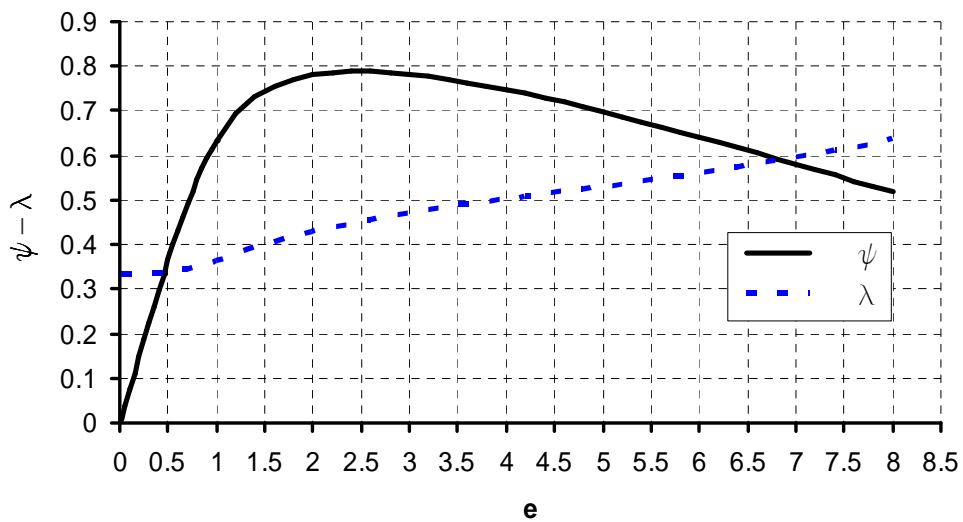


Figura B.2 Andamento di ψ e λ in funzione del parametro e per il legame costitutivo del calcestruzzo secondo l'EN1992-1-2 alla temperatura di 20°C.