



**POLITECNICO DI MILANO**

Facoltà di Ingegneria Edile - Architettura

Corso di laurea magistrale in Ingegneria dei Sistemi Edilizi

# IL DANNEGGIAMENTO DI CALCESTRUZZO ARCHITETTONICO BIANCO AD ALTE TEMPERATURE

Indagini sperimentali e interpretazioni teoriche

Relatore: Prof. Ing. Giovanni Di Luzio

Co-relatore: Prof. Ing. Paolo Setti

Tesi di Laurea di:  
Stefano Citterio 751438

Anno Accademico 2011 - 2012









## INDICE

<b>INTRODUZIONE</b> .....	<b>1</b>
<b>1. IL CALCESTRUZZO ARCHITETTONICO</b> .....	<b>7</b>
1.1. INTRODUZIONE .....	7
1.2. IL CEMENTO BIANCO .....	8
1.3. LA FOTOCATALISI .....	10
1.4. OPERE REALIZZATE.....	11
1.4.1. Chiesa “Dives in misericordia” .....	11
1.4.2. Città della musica e delle Belle Arti – Chambéry (Francia) .....	12
1.4.3. I.lab - Parco Scientifico del Kilometro Rosso .....	13
<b>2. MECCANICA DELLA FRATTURA ED EFFETTO SCALA</b> .....	<b>15</b>
2.1. PROSPETTIVA STORICA.....	15
2.2. LE RAGIONI DELL’APPROCCIO ALLA MECCANICA DELLA FRATTURA .....	18
2.3. FONDAMENTI DELLA LEFM .....	21
2.3.1. <i>Energia liberata e energia di frattura</i> .....	21
Il bilancio di energia generale .....	22
Potenziale elastico e energia rilasciata .....	23
Il caso lineare elastico .....	24
Rappresentazione grafica del processo di frattura .....	24
2.3.2. <i>LEFM e il fattore di intensità dello sforzo</i> .....	28
Soluzione di un solido bidimensionale infinito.....	28
2.4. EFFETTO SCALA (SIZE EFFECT).....	29
2.4.1. <i>Cause che determinano l’effetto scala</i> .....	30
2.4.2. <i>Quantificazione dell’effetto scala del meccanismo di rottura</i> .....	31
Sforzo e resistenza nominali .....	31
Equazione dell’effetto scala .....	33
Una semplice spiegazione della meccanica della frattura dell’effetto scala .....	34
Evidenze sperimentali per gli effetti scala.....	36
2.4.3. <i>Effetti scala nella plasticità e nella LEFM</i> .....	36
Implicazioni derivanti dalle analisi .....	37
Espressione di <b>KI</b> e <b>G</b> : .....	38
Presenza di fessure di piccola dimensione .....	39
2.5. DETERMINAZIONE DELLE PROPRIETÀ DAGLI EFFETTI SCALA .....	40
2.5.1. <i>Effetto scala in provini di grande dimensionale</i> .....	40
2.5.2. <i>Effetto scala in relazione alle caratteristiche di rottura</i> .....	41
2.5.3. <i>Determinazione dei parametri di frattura dall’effetto scala</i> .....	41
2.5.4. <i>Rappresentazione implicita della legge di effetto scala</i> .....	42
2.6. PROCEDURE SPERIMENTALI DEL METODO DELL’EFFETTO SCALA .....	42
2.6.1. <i>Generale sul metodo</i> .....	42
2.6.2. <i>Relazioni di regressione</i> .....	43
2.6.3. <i>RILEM: procedura sperimentale</i> .....	45
2.6.4. <i>RILEM: procedura di calcolo</i> .....	47
2.7. LEGGE UNIVERSALE DI EFFETTO SCALA.....	48
2.7.1. <i>Effetto scala energetico di Tipo I e di Tipo II</i> .....	49
2.7.2. <i>Effetto scala energetico-statistico di Tipo I e di Tipo II</i> .....	51

2.7.3.	<i>Condizioni asintotiche nei differenti tipi di effetto scala</i> .....	51
2.7.4.	<i>Legge universale dell'effetto scala</i> .....	53
<b>3.</b>	<b>IL COMPORTAMENTO DEL CALCESTRUZZO ESPOSTO AD ALTE TEMPERATURE</b> .....	<b>57</b>
3.1.	BACKGROUND SULLO STUDIO DEL COMPORTAMENTO AL FUOCO .....	58
3.2.	REAZIONI CHIMICHE E FISICHE .....	60
3.2.1.	<i>Effetti sulla pasta di cemento</i> .....	61
3.2.2.	<i>Effetto sugli inerti</i> .....	62
3.2.3.	<i>Effetto sulla composizione del calcestruzzo</i> .....	63
3.3.	TIPOLOGIE DI INDAGINI SUL CALCESTRUZZO ESPOSTO AL FUOCO .....	64
3.4.	COMPORTAMENTO AL FUOCO DI CALCESTRUZZI HSC E NSC .....	66
3.4.1.	<i>Esperienza di Bo Wu, Xiao-ping Su, Hui Li e Jie Yuan</i> .....	67
	Differenze di comportamento fra NSC e HSC.....	67
	Materiale, provini sotto indagine e cicli di temperatura.....	68
	Risultati sperimentali .....	68
3.5.	IL FENOMENO DELLO SPALLING.....	71
3.5.1.	<i>Cause e fattori che influenzano lo spalling</i> .....	72
3.5.2.	<i>Fenomeni di trasporto di vapore all'interno del materiale</i> .....	72
3.5.3.	<i>Soluzioni alla problematica</i> .....	75
3.6.	ALCUNE CAMPAGNE SPERIMENTALI PASSATE.....	75
3.6.1.	<i>Esperienza di Long T. Phan e Nicholas J. Carino</i> .....	75
	Materiale, provini sotto indagine e cicli di temperatura.....	76
	Risultati sperimentali .....	76
	Conclusioni .....	79
3.6.2.	<i>Esperienza di B. Zhang, N. Bicanic, C. J. Pearce e G. Balabanic</i> .....	80
	Materiale, provini sotto indagine e cicli di temperatura.....	80
	Risultati sperimentali .....	80
3.7.	L'EFFETTO SCALA NEL CALCESTRUZZO DANNEGGIATO TERMICAMENTE .....	85
3.7.1.	<i>Size effect in termally damaged concrete</i> .....	85
	Materiale, provini e cicli di temperatura.....	85
	Risultati sperimentali .....	85
	Proprietà di frattura e effetto scala .....	87
	Conclusioni .....	88
<b>4.</b>	<b>CAMPAGNA SPERIMENTALE</b> .....	<b>91</b>
4.1.	GENERALITÀ.....	93
4.1.1.	<i>Materiale sperimentato</i> .....	93
4.1.2.	<i>Temperature di trattamento termico</i> .....	93
4.1.3.	<i>Numero e forma dei provini</i> .....	95
4.2.	PROVE DI COMPRESSIONE .....	95
4.2.1.	<i>Tipologia di provini</i> .....	95
4.2.2.	<i>Attrezzatura per l'esecuzione della prova</i> .....	97
	Attrezzatura di carico .....	97
4.2.3.	<i>Modalità di esecuzione della prova</i> .....	97
	Operazioni preventive.....	97
	Esecuzione.....	97
4.2.4.	<i>Analisi dei risultati</i> .....	99

4.3.	PROVE DI FLESSIONE SU TRE PUNTI (TPB).....	101
4.3.1.	<i>Tipologia di provini</i> .....	101
4.3.2.	<i>Attrezzatura per l'esecuzione della prova</i> .....	102
	Macchina elettromeccanica Instron.....	102
	Trasduttore di spostamento induttivo (LVDT).....	102
	Interferometria ESPI.....	103
	Centralina HBM Spider 8.....	107
4.3.3.	<i>Modalità di esecuzione della prova</i> .....	107
	Operazioni preventive.....	107
	Esecuzione.....	108
4.3.4.	<i>Analisi dei risultati ottenuti</i> .....	113
4.4.	PROVA DI TRAZIONE DIRETTA .....	116
4.4.1.	<i>Tipologia di provini</i> .....	116
4.4.2.	<i>Attrezzatura per l'esecuzione della prova</i> .....	116
4.4.3.	<i>Modalità di esecuzione della prova</i> .....	117
	Operazioni preventive.....	117
	Esecuzione.....	118
4.4.4.	<i>Analisi dei risultati</i> .....	118
4.5.	PROVE DI TRAZIONE INDIRETTA (PROVA BRASILIANA) .....	121
4.5.1.	<i>Tipologia di provini</i> .....	121
4.5.2.	<i>Attrezzatura per l'esecuzione della prova</i> .....	122
4.5.3.	<i>Modalità di esecuzione della prova</i> .....	122
4.6.	PROVE DI MODULO ELASTICO A COMPRESIONE .....	125
4.6.1.	<i>Tipologia di provini</i> .....	126
4.6.2.	<i>Attrezzatura per l'esecuzione della prova</i> .....	126
	Macchina di carico .....	126
	Trasduttore estensimetrico.....	126
4.6.3.	<i>Modalità di esecuzione della prova</i> .....	127
	Operazioni preventive.....	127
	Esecuzione della prova.....	127
4.6.4.	<i>Analisi dei risultati</i> .....	128
4.7.	ULTRASONIC PULSE VELOCITY (UPV).....	129
4.7.1.	<i>Tipologia di provini</i> .....	130
4.7.2.	<i>Attrezzatura per l'esecuzione della prova</i> .....	130
4.7.3.	<i>Modalità di esecuzione della prova</i> .....	131
4.7.4.	<i>Analisi dei risultati</i> .....	131
<b>5.</b>	<b>IL MODELLO DEL MICROPIANO .....</b>	<b>133</b>
5.1.	MODELLI NUMERICI DELLA FESSURAZIONE .....	134
5.1.1.	<i>Modelli continui</i> .....	134
5.1.2.	<i>Modelli discreti</i> .....	134
5.2.	TEORIA DEL MODELLO DEI MICROPIANI .....	135
5.2.1.	<i>Formulazione con vincoli cinematici</i> .....	136
5.3.	LEGGI COSTITUTIVE .....	139
5.3.1.	<i>Modellazione del comportamento elastico</i> .....	139
5.3.2.	<i>Modellazione del comportamento inelastico</i> .....	139

Superficie limite per lo sforzo normale .....	140
Funzione di transizione .....	141
Superficie limite per la componente deviatorica .....	142
Superficie limite per lo sforzo di taglio.....	142
Superficie limite per la componente volumetrica .....	143
Scarico e danneggiamento .....	144
Simulazione dei provini danneggiati termicamente.....	144
Parametri fissi e parametri variabili .....	145
5.4. FORMULAZIONE NON LOCALE DEL MODELLO "M4" .....	146
5.5. ANALISI AGLI ELEMENTI FINITI .....	148
5.5.1. Prove di compressione .....	149
5.5.2. Prove di flessione su tre punti (TPB) .....	150
5.5.3. Prove di trazione.....	153
<b>6. ANALISI DEI RISULTATI .....</b>	<b>155</b>
6.1. RESISTENZA A COMPRESSIONE.....	156
6.1.1. Risultati prove sperimentali.....	156
6.1.2. Risultati elaborazioni numeriche .....	157
6.2. MODULO ELASTICO A COMPRESSIONE E A TRAZIONE .....	159
6.2.1. Modulo elastico secante a compressione .....	161
6.2.2. Modulo elastico a trazione .....	164
6.3. PROVE DI FLESSIONE .....	165
6.3.1. Effetto della temperatura.....	166
6.3.2. Effetto della dimensione.....	168
6.3.3. Effetto dell'intaglio .....	169
6.4. PROVE DI TRAZIONE DIRETTA .....	170
6.5. VALUTAZIONE DELLA POSIZIONE DELL'ASSE NEUTRO .....	172
6.5.1. Aspetti teorici in fase elastica.....	172
6.5.2. Asse neutro sperimentale al carico di picco.....	175
6.5.3. Posizione dell'asse neutro delle elaborazioni numeriche.....	178
6.6. ANALISI DELLE IMMAGINI ALLO STEREO MICROSCOPIO.....	180
6.6.1. Stereo microscopio .....	180
6.6.2. Degrado dovuto al trattamento termico .....	181
Situazione di riferimento (20°C).....	181
Trattamento a 500°C.....	182
Trattamento a 750°C.....	184
6.7. EFFETTO DELLA TEMPERATURA SULLA POROSITÀ .....	185
6.8. ELABORAZIONI NUMERICHE .....	189
6.8.1. Provini C-20.....	191
6.8.2. Provini C-500.....	194
6.8.3. Provini C-750.....	197
6.9. VALUTAZIONE DELL'EFFETTO SCALA.....	201
6.9.1. Effetto scala di tipo II.....	201
6.9.2. Analisi delle immagini ESPI.....	204
Lunghezza di fessura .....	205
Localizzazione della fessura .....	206

<b>7. CONCLUSIONI .....</b>	<b>213</b>
<b>BIBLIOGRAFIA .....</b>	<b>219</b>
<b>INDICE FIGURE .....</b>	<b>221</b>
<b>INDICE TABELLE.....</b>	<b>229</b>
<b>EVENTUALI RINGRAZIAMENTI .....</b>	<b>231</b>



## **Abstract**

*Vengono presentate osservazioni sperimentali e modellazioni numeriche sulla valutazione delle proprietà residue del calcestruzzo ad alta resistenza bianco dopo un'esposizione ad alte temperature. Sono state effettuate prove sperimentali di tipo distruttivo e non distruttivo per identificare i parametri che caratterizzano il comportamento del materiale. Si analizzano e si discutono i risultati ottenuti per valutare gli effetti del trattamento termico sulle proprietà meccaniche del materiale alle temperature di 500°C e 750°C. In particolare, sono state eseguite prove di compressione, di trazione diretta e indiretta determinando i moduli elastici. Le prove di flessione sono state anche monitorate con l'interferometria elettronica a speckle (ESPI) per valutare i campi di spostamento e deformazione nella zona di processo della frattura. I risultati sperimentali sono stati discussi con elaborazioni numeriche (formulazione "over-nonlocal" del modello del micropiano) capaci di simulare il comportamento del materiale nella situazione danneggiata e non. Le alte temperature alte provocano fenomeni fisico-chimico che modificano la microstruttura del materiale. Lo studio rivela che, all'aumentare della temperatura del trattamento termico, si assiste ad un decadimento più o meno forte delle proprietà meccaniche del materiale ed un diverso comportamento a trazione e a compressione. Il materiale danneggiato appare più duttile e le dimensioni della zona di processo e di frattura tendono ad aumentare come pure la cosiddetta lunghezza caratteristica. Nei provini danneggiati termicamente si evidenzia un'ampia zona dissipativa e l'effetto scala tende ad attenuarsi.*

## **Abstract**

*Experimental observations and numerical simulations are presented for the evaluation of residual properties of white high-strength concrete after exposure to high temperatures. Destructive and non-destructive experimental tests have been performed to identify mechanical parameters characterizing the residual material behavior after the heat-treatment at temperatures of 500°C and 750°C. In particular, compression, direct tensile and split cylinder tests have been performed determining the modulus of elasticity of the material. Flexural tests have also been monitored using Electronic Speckle Interferometry (ESPI) to evaluate displacement and strain fields in the fracture process zone. Experimental results have been analyzed and interpreted with numerical simulations (using a modified version of the model of M4 microplanes in its “over non-local” formulation) capable to simulate the behavior of the material in a reliable way. This study reveals how the thermal treatments at high temperatures cause physical and chemical phenomena which modifies the microstructure of the material and how, increasing the temperature of thermal treatment there is an evident decay of mechanical properties and a different behavior in tension and compression. Damaged material appears more ductile and the size of the fracture and process zone tend to increase, as well as the characteristic length. In fact a larger dissipative zone is observed in thermally damaged specimens and the size effect tends to attenuate.*



**IL DANNEGGIAMENTO DI  
CALCESTRUZZO ARCHITETTONICO  
BIANCO AD ALTE TEMPERATURE**

Indagini sperimentali e interpretazioni teoriche



## Introduzione

In questi ultimi anni sono state introdotte nuove esigenze all'interno della progettazione strutturale che riguardano principalmente la durabilità delle strutture e le estreme condizioni di esposizione. Alcuni esempi relativi a severe condizioni di esposizione sono l'esposizione in ambienti salini, cicli di temperatura o di umidità, condizioni di gelo e disgelo, esposizione al fuoco. Diverse sono quindi le problematiche da affrontare in fase progettuale.

Il presente elaborato affronta la tematica relativa agli effetti del danneggiamento termico sul calcestruzzo ad alta resistenza bianco, o anche chiamato calcestruzzo architettonico. Verrà posta l'attenzione sullo studio del suo comportamento al fuoco, quindi quando esposto a condizioni di alte temperature, per valutare le proprietà residue in seguito ad un trattamento termico.

Il calcestruzzo bianco è un materiale che rappresenta un'innovazione tecnologica che sta trovando sempre più spazio in molte applicazioni in questi ultimi anni. Ha le stesse proprietà meccaniche di un calcestruzzo ordinario con la sola differenza della colorazione.

Le esigenze prestazionali del calcestruzzo, come materiale da costruzione, si limitano solitamente allo studio del comportamento meccanico e alla durabilità nel tempo. Lo sviluppo della tecnologia del calcestruzzo, in linea con le nuove richieste per il calcestruzzo strutturale, ha portato ad una rivoluzione tecnologica rispetto ai calcestruzzi tradizionali. Oggi vengono prodotti ed utilizzati nuovi tipi di calcestruzzi, con proprietà meccaniche migliori, come per esempio il calcestruzzo ad alta resistenza meccanica o il calcestruzzo autocompattante. Nonostante tutti questi progressi, l'architettura contemporanea continua a rifiutare l'idea che il calcestruzzo convenzionale possa essere usato come elemento estetico, dal momento che esso è caratterizzato da un colore grigiastro. Aggiungere una caratteristica cromatica al calcestruzzo è un modo per uniformare le esigenze estetiche a quelle strutturali.

Lo sviluppo della tecnologia di produzione del cemento Portland ha portato alla possibilità di produrre calcestruzzi di colore chiaro grazie all'impiego del cemento bianco per soddisfare requisiti prestazionali estetici, di durabilità e di resistenza meccanica. La nascita del calcestruzzo bianco come elemento attivo del progetto architettonico aggiunge considerazioni estetiche che fino ad ora non erano state rilevanti nelle opere convenzionali. Con l'introduzione del requisito estetico si deve tener conto, non solo della durabilità strutturale dell'opera, ma anche di quella estetica. La caratteristica cromatica deve essere garantita e mantenuta nel tempo. Il calcestruzzo sotto indagine prevede un mix composto di cemento bianco e aggregati di marmo di colore chiaro. Le superfici esposte all'aria si macchiano solitamente a causa del

deposito di composto organici, come gas di scarico dei mezzi di trasporto, sostanze inquinanti derivanti da attività industriali e domestiche o muffe. Grazie all'aggiunta di specifici componenti ad azione fotocatalitica, in presenza di luce, si attivano processi ossidativi che portano alla decomposizione di queste sostanze organiche e inorganiche quando vengono a contatto con la superficie del manufatto cementizio. La fotocatalisi non solo elimina le molecole organiche ma permette di ridurre l'effetto negativo dello sporco rappresentato da comuni particelle di polvere, favorendo la loro rimozione dalla superficie.

Per la progettazione strutturale è indispensabile conoscere il comportamento del materiale. L'elaborato pone l'attenzione sulla valutazione delle proprietà residue di questo calcestruzzo innovativo sottoposto a diversi trattamenti termici, per poter valutare quali sono i cambiamenti sia a livello microstrutturale e che da un punto di vista macroscopico, al variare della temperatura di trattamento.

Per effettuare uno studio approfondito su questa tematica sono stati presi in considerazione diversi aspetti, che una volta uniti fra di loro, danno una visione generale e completa della problematica. Per dare un'idea complessiva di ciò si possono delineare tre momenti di studio. Un primo momento è quello più teorico sulla conoscenza delle proprietà del materiale, del suo comportamento in condizioni normali e di esposizione ad alte temperature. Dall'aspetto più teorico si passa alla fase sperimentale effettuando una serie di prove sperimentali utili per ottenere risultati significativi e per poter effettuare una valutazione del comportamento materiale in esame. Questi dati verranno analizzati per trarre diverse conclusioni. I risultati ottenuti vengono utilizzati per effettuare la simulazione del comportamento del materiale attraverso elaborazioni numeriche effettuate con un programma di calcolo capace di emulare il comportamento di questo calcestruzzo, non solo a temperature normali di esposizione ma anche in condizioni molto più severe, come quelle presenti nel caso di un incendio.

È importante innanzitutto definire il materiale sotto indagine. Il calcestruzzo è un conglomerato artificiale composto da aggregati di differenti dimensioni annegati in una matrice cementizia, con eventuali aggiunte di vari materiali o di additivi per migliorarne le caratteristiche meccaniche o di lavorabilità. È un materiale eterogeneo e presenta un comportamento differente rispetto ai generici materiali caratterizzati da un comportamento duttile. Il calcestruzzo viene considerato essere un materiale quasi-fragile manifestando dei modi di crisi caratterizzati dalla preventiva formazione, coalescenza e sviluppo di microfratture che precedono la vera e propria formazione di macrofratture.

La teoria che si occupa di studiare il comportamento a frattura dei materiali quasi-fragili è la "Meccanica della frattura". Gli elementi strutturali possiedono al loro interno dei difetti che nel tempo possono influire sul comportamento globale della struttura raggiungendo dimensioni tali da comprometterne la resistenza del materiale. La

meccanica della frattura si occupa di studiare gli effetti di fessure e difetti sullo stato di sforzo applicato ad un corpo. Applicando la fisica e la matematica degli sforzi e delle deformazioni a livello microscopico dei difetti presenti nei materiali, permette di predire il comportamento macroscopico a frattura dei corpi. I difetti o le fessure non sono visti come punti di intrinseca debolezza del materiale ma come concentratori e modificatori dello stato di sforzo.

Una delle conseguenze della meccanica della frattura è l'effetto scala ("size effect") che può essere introdotto nella progettazione modificando la resistenza strutturale in funzione delle dimensioni della struttura. Col termine effetto scala si indica genericamente la dipendenza di uno o più parametri dalle dimensioni del solido in esame. Si parla cioè di effetti scala quando strutture geometricamente simili presentano comportamenti differenti. La localizzazione del danneggiamento è la causa primaria dell'insorgere degli effetti di scala nei materiali fragili.

Uno dei modelli che viene comunemente adottato per descrivere la localizzazione del danno nei materiali a microstruttura disordinata (materiali quasi-fragili) è il modello della fessura coesiva introdotto da Hillerborg. Il materiale viene caratterizzato da una coppia di leggi costitutive: una relazione tensione-deformazione ( $\sigma - \varepsilon$ ), valida per la parte del solido che non subisce danneggiamento, ed una relazione tensione-apertura di fessura che descrive come la tensione decresca dal valore massimo  $\sigma_\mu$  a 0 al crescere della distanza tra le labbra della fessura da 0 al valore critico  $\omega_\mu$ . L'area sottesa alla curva tensione-apertura della fessura (detta legge coesiva) rappresenta l'energia ( $G_F$ ) necessaria per creare una fessura di area unitaria. Il modello della fessura coesiva è in grado di spiegare gran parte degli effetti di scala rilevabili su provini di calcestruzzo. L'applicazione del modello di Hillerborg permette di cogliere la transizione duttile-fragile riscontrabile all'aumentare della dimensione strutturale.

Sulla base di questi risultati sperimentali, sono stati sviluppati modelli come la "Size Effect Law" di Bažant e le "Multi-Fractal Scaling Laws" di Carpinteri et al. al fine di poter estrapolare i valori di resistenza ed energia di frattura di strutture con dimensioni maggiori o minori di quelle usualmente presenti in laboratorio. Nel presente elaborato si farà riferimento alla "Universal size effect law" proposta da Zdeněk P. Bažant e da Qiang Yu nel 2009. È una legge universale regolare che fa da ponte a tutti i casi di modelli asintotici e che cerca di collegare gli effetti scala per i casi di non intaglio e intaglio. Questo problema venne affrontato già in precedenza da Bažant (1977) e ne deriva una legge universale sugli effetti scala che è puramente deterministica ed energetica e con una non regolare dipendenza della resistenza nominale dall'intaglio o dalla profondità della fessura.

Lo scopo del presente lavoro è quello di determinare come variano le proprietà del materiale al variare del trattamento termico che ha subito. Il calcestruzzo risulta essere

molto sensibile agli effetti dovuti all'esposizione alle alte temperature. Al suo interno si generano reazioni chimiche e fisiche che danneggiano la microstruttura, alterando le proprietà con un'irreversibile perdita di resistenza e di rigidità, inclusa la possibilità di un incremento della duttilità nella fase post-picco. In queste condizioni la localizzazione del danneggiamento tende a diventare meno evidente e di conseguenza l'effetto scala tende a svanire. Diversi sono i fattori che influiscono sul comportamento del materiale, come per esempio la velocità di riscaldamento, il picco di temperatura e i costituenti del mix del calcestruzzo stesso. Per la matrice cementizia, i trattamenti termici ad alte temperature causano una riduzione della quantità di acqua legata chimicamente nella fase di idratazione. In particolare, con un incremento della temperatura, i prodotti del gel di idratazione si decompongono dopo la rimozione dell'idrossido dal calcio. Perciò si hanno cambiamenti significativi nella microstruttura del materiale e, come risultato, delle proprietà del calcestruzzo, inclusa una microfessurazione nella zona di interfaccia tra aggregato e pasta, dovuto all'incompatibilità termica della sua fase.

È necessario avere una visione generale del comportamento del materiale dopo l'esposizione alle alte temperature per la valutazione delle proprietà meccaniche residue. A tal fine sono state effettuate diverse prove sperimentali per analizzare i parametri che caratterizzano il comportamento meccanico del calcestruzzo in esame. Sono state effettuate prove sia di tipo distruttivo che di tipo non distruttivo. Sono state svolte prove di compressione, prove di flessione su tre punti, prove di trazione diretta e indiretta e prove di modulo a compressione. I test di flessione sono stati monitorati utilizzando la tecnica interferometrica ESPI, che fornisce una mappa del campo degli spostamenti in tempo reale.

Attraverso i risultati sperimentali ottenuti è stato possibile effettuare le analisi dei risultati per capire il comportamento del materiale. Le analisi dei risultati comprendono la valutazione dei carichi massimi ottenuti dalle prove di compressione, di trazione e di flessione su tre punti, dell'andamento delle curve carico-freccia e sforzo-deformazione rispettivamente delle prove di flessione e di trazione, del modulo elastico a compressione e a trazione, della posizione dell'asse neutro e della porosità. Il materiale presenta una perdita delle sue proprietà meccaniche a seconda dell'entità del trattamento termico subito (le temperature di riferimento sono: 20°C, provini non danneggiati, 500°C e 750°C). I risultati ottenuti hanno mostrato come il comportamento del materiale a trazione e a compressione diventi sempre più differente con l'aumento della temperatura, con un conseguente innalzamento della posizione dell'asse neutro. Questo porta ad un decadimento non costante delle proprietà meccaniche nelle prove di compressione, trazione e flessione.

Grazie ai risultati sperimentali è stato possibile compilare il programma numerico utilizzato per la simulazione del comportamento del materiale. Per effettuare le elaborazioni numeriche è stata utilizzata la formulazione "over-nnlocal" del modello del

micropiano M4 proposta Di Luzio (2009). Il metodo dei micropiani mostra una buona capacità di riprodurre il comportamento eterogeneo del calcestruzzo utilizzando legami costitutivi che sono in grado di descrivere adeguatamente le variazioni nel tempo dello stato del materiale, soprattutto nel caso in cui si manifestano fenomeni di danno o degrado strutturale. Il legame costitutivo dei micropiani presenta alcune peculiarità che lo rendono particolarmente adatto a simulare il complesso comportamento meccanico del calcestruzzo per diverse condizioni di carico. I legami costitutivi basati sul metodo dei micropiani sono oggi considerati una valida e promettente scelta in alternativa ai metodi utilizzati nei codici di calcolo più diffusi, formulati secondo l'approccio classico che consiste nel definire la legge costitutiva in termini di tensori di sforzo e di deformazione e dei loro invarianti.

La filosofia del metodo dei micropiani si basa essenzialmente sull'osservazione che i principali fenomeni meccanici che caratterizzano il comportamento del calcestruzzo sono sempre riferibili ad un piano, il cui orientamento nello spazio dipende dalla microstruttura e dalle condizioni di carico. La legge costitutiva viene formulata in termini di vettori di sforzo e deformazione, facendo riferimento teoricamente a ciascuno degli infiniti piani passanti per un dato punto del materiale e diversamente orientati nello spazio secondo tutti i modi possibili.

Utilizzando il modello del micropiano è stato possibile effettuare con maggior precisione l'analisi dell'andamento dell'effetto scala al variare della temperatura del trattamento termico e verificare la validità della "Universal size effect law" proposta da Zdeněk P. Bažant e da Qiang Yu nel 2009. Con l'aumentare della temperatura del trattamento termico, grazie anche all'osservazione delle immagini ESPI, si osserva che la frattura è meno localizzata e si ha un aumento delle dimensioni della zona di processo della frattura. Si crea una zona di dissipazione che causa una redistribuzione macroscopica degli sforzi con rilascio di energia da parte della struttura. L'effetto scala, che dipende dalla localizzazione della frattura, tende a scomparire e i valori inseriti in un grafico  $\sigma_N - D$ , dove  $\sigma_N$  è lo sforzo nominale massimo e  $D$  l'altezza del provino, si posizionano su una retta orizzontale.





# 1. Il calcestruzzo architettonico

## 1.1. Introduzione

Per molto tempo le esigenze prestazionali del calcestruzzo, come materiale da costruzione, si sono limitate allo studio del comportamento meccanico e alla durabilità nel tempo. Con lo sviluppo della tecnologia del calcestruzzo sono nate nuove richieste per il calcestruzzo strutturale. Le ricerche di nuovi materiali cementizi hanno portato ad una rivoluzione tecnologica rispetto ai calcestruzzi tradizionali. Oggi vengono prodotti ed utilizzati nuovi tipi di calcestruzzi, con proprietà meccaniche migliori, come per esempio il calcestruzzo ad alta resistenza meccanica, il calcestruzzo autocompattante o il calcestruzzo con polvere reattiva. Nonostante tutti questi progressi, l'architettura contemporanea continua a rifiutare l'idea che il calcestruzzo convenzionale possa essere usato come elemento estetico, dal momento che esso è caratterizzato da un colore grigiastro. Aggiungere colore alle strutture in calcestruzzo è un modo per eliminare la sua monotonia, dandogli calore, uniformando così le esigenze estetiche a quelle strutturali. È nata la necessità di confezionare un calcestruzzo che, pur offrendo le stesse prestazioni dei calcestruzzi convenzionali, assicuri il rispetto delle esigenze estetiche.

I calcestruzzi colorati possono essere fabbricati secondo diverse procedure: tingendo la superficie del calcestruzzo indurito; aggiungendo pigmenti nella miscela; selezionando aggregati e leganti diversi dal colore comune. Si possono produrre calcestruzzi colorati con qualsiasi tipo di cemento ed aggregati. Tuttavia, il cemento Portland convenzionale è caratterizzato da una tonalità scura rendendo impossibile il confezionamento di calcestruzzi di colore chiaro. Inoltre, il colore dei calcestruzzi confezionati con questi cementi non riproduce fedelmente i colori dei pigmenti aggiunti, perché il colore soffre dell'influenza della tonalità grigia del cemento.

Lo sviluppo della tecnologia di produzione del cemento Portland ha portato alla possibilità di produrre calcestruzzi di colore chiaro grazie all'impiego del cemento bianco. L'adozione del calcestruzzo bianco è limitata da tre condizioni fondamentali:

- soddisfazione nel senso estetico;
- eliminazione del rivestimento;
- garanzia di durabilità.

Questi requisiti sono attributi fondamentali di un calcestruzzo facciavista di buona qualità. Nel caso di utilizzo di un cemento bianco si deve adottare un sistema efficace di controllo di esecuzione e mantenimento delle opere, che consideri diversi fattori. Oltre alle cure convenzionali, a pari prestazioni meccaniche e di durabilità per il calcestruzzo bianco deve essere verificato l'effetto dei componenti sul colore finale. Conoscendo i fattori che influiscono sul colore finale del calcestruzzo, è possibile ottenere, con maggiore facilità, risultati di buona qualità.

Gli aggregati occupano, di solito, circa due terzi del volume del calcestruzzo influenzando direttamente il suo comportamento. Le caratteristiche degli aggregati giocano un ruolo importante per la porosità, l'assorbimento d'acqua, la resistenza alla compressione, il modulo elastico, la distribuzione granulometrica, la forma e l'aspetto superficiale delle particelle. Poiché il colore è un parametro di qualità di questi calcestruzzi, la scelta del tipo più appropriato di aggregato diventa un parametro fondamentale, diversamente da ciò che succede nei calcestruzzi comuni di colore grigio, dove il giudizio di selezione degli aggregati non include una loro valutazione cromatica.

Per quanto riguarda il mantenimento del colore nel tempo, bisogna considerare l'azione dell'ambiente ed il processo d'invecchiamento naturale. Il calcestruzzo, per le sue caratteristiche di porosità e di aspetto superficiale, è sensibile al fissaggio delle particelle atmosferiche e allo sviluppo di funghi e di muffa. Se il colore del calcestruzzo è bianco tutte queste patologie producono un impatto dannoso sull'estetica del manufatto. Pertanto, oltre alla cura nel confezionamento del materiale, devono essere adottate strategie appropriate per mantenere l'aspetto superficiale nel tempo.

La nascita del calcestruzzo bianco come elemento attivo del progetto architettonico aggiunge considerazioni estetiche che fino ad ora non erano state rilevanti nelle opere convenzionali. Sotto questa prospettiva diventa fondamentale il controllo cromatico delle miscele di calcestruzzo.

### 1.2. Il cemento bianco

Il cemento bianco è un cemento portland che, eccetto per il colore, presenta le stesse proprietà del cemento grigio. Il colore bianco dipende dai materiali utilizzati e dal processo di produzione. Il primo accorgimento per produrre un cemento con caratteristica cromatica bianca è quello del controllo del processo di produzione nel quale devono essere scelti materiali grezzi con basso contenuto di ferro e manganese. Gli ossidi dei metalli hanno una forte influenza sul colore chiaro del materiale. Si devono tenere in considerazione gli effetti di tutti i composti sul colore risultante, il tipo di cemento, di aggregato e di additivi. Il prodotto finale garantisce continuità nella colorazione e nella lucentezza di questo calcestruzzo.

La base di ogni calcestruzzo colorato è un cemento bianco. La sabbia deve possedere colore e granulometria costante, per mantenere l'effetto cromatico desiderato. L'inerte grosso generalmente non appare sulla superficie che è composta prevalentemente solo di pasta cementizia e sabbia; il suo colore non è pertanto determinante. La sabbia fine deve essere invece sicuramente chiara. L'influenza della sabbia sul colore della pelle, in caso di contrasto di colore, è tanto maggiore quanto più piccoli sono i granuli della frazione fine. L'aggregato grosso diviene influente sul colore della pelle se questo presenta elementi piatti e se la sabbia è povera di finissimo. Può verificarsi che elementi

grossi si dispongano parallelamente e a poca distanza dalla superficie richiamando tra aggregato e cassaforma una maggiore concentrazione di cemento e un minor contenuto d'acqua con locale riduzione del rapporto a/c. In una simile situazione si formano delle macchie scure aventi la forma dell'aggregato: si genera il fenomeno della trasparenza dell'aggregato (effetto parete).

Il cemento bianco utilizzato per la produzione dei provini utilizzati durante le prove sperimentali è il TX ARCA bianco 42,5 R. questo cemento contiene, conformemente alla composizione prescritta dalla norma UNI EN 197-1 (riferita cioè alla massa del cemento ad esclusione del solfato di calcio e degli additivi) il 65% ÷ 79% di clinker bianco, mentre la restante parte è costituita da calcare con TOC  $\leq 0,20\%$  in massa (LL), eventuali costituenti secondari e da specifici componenti ad elevata attività fotocatalitica.

Con l'aggiunta di metacaolino si può ottenere un calcestruzzo bianco con elevate proprietà meccaniche, cioè un calcestruzzo ad alta resistenza. Il metacaolino è un materiale pozzolanico che permette di ottenere un calcestruzzo con alte performance in termini di resistenza e durabilità. La pozzolana è un materiale cementizio supplementare che agisce in simultanea con il cemento portland per migliorare le proprietà di resistenza e durabilità.

Mentre l'esteticità è il fattore primario che porta all'utilizzo di un cemento bianco, la capacità di riflessione contribuisce all'efficienza energetica, alla sicurezza e ad altre funzionalità. Un calcestruzzo di questo tipo porta ad alcuni vantaggi anche da un punto di vista energetico. La capacità di riflessione di un normale calcestruzzo è di circa 0,38 o al massimo di 0,3. Il cemento bianco può avere valori di 0,8 o 0,9 riflettendo una buona parte dell'energia solare.

Il calcestruzzo bianco viene utilizzato per molti impieghi nell'ambito delle costruzioni. Viene utilizzato sia per gli elementi prefabbricati che non. Le proprietà fisico chimiche rendono questo calcestruzzo ideale per la formulazione di malte e calcestruzzi da utilizzare in diversi impieghi:

- prefabbricazione, specialmente per strutture di rilevante impegno statico e/o architettonico;
- strutture gettate in opera precomprese;
- strutture non precomprese in elevazione o morfologicamente snelle;
- opere edilizie di particolare pregio;
- getti faccia a vista con rilievi di inerti colorati;
- pavimentazioni di pregio, come per esempio piastrelle cementizie o rivestimenti in tegole di calcestruzzo;
- intonaco per quanto riguarda le strutture verticali;
- elementi di arredo urbano, come pavimentazione, barriera fonoassorbente, elemento spartitraffico o come rivestimento di strade in asfalto.

Quando utilizzato per pavimentazioni di edifici aiuta la riflessione della luce interna riducendo l'utilizzo dell'energia per l'illuminazione di circa il venti per cento. Da un punto di vista estetico un pavimento di questo tipo crea un ambiente di merchandising più attrattivo.

Nel campo stradale questi calcestruzzi, con un alto potere riflessivo, possono dare benefici alla visibilità e alla sicurezza. In condizioni climatiche di pioggia il calcestruzzo tradizionale tende a diventare più scuro, quello bianco, al contrario, rimane cromaticamente inalterato, dando un beneficio dal punto di vista della visibilità.

### 1.3. La fotocatalisi

È stato appena accennato al fatto che il calcestruzzo bianco sotto viene prodotto aggiungendo costituenti con forte azione fotocatalitica. Sfruttando questo processo naturale è possibile ottenere un calcestruzzo che mantiene il suo stato cromatico inalterato nel tempo nonostante la presenza di agenti inquinanti che ne possono modificare la colorazione. Allo stesso tempo questo processo agisce nel senso di una riduzione delle particelle inquinanti presenti nell'aria, attraendole sulla sua superficie e favorendo il loro abbattimento.

Il problema dell'inquinamento nelle grandi aree urbane costituisce uno dei grandi temi per la tutela dell'ambiente e per il benessere collettivo. Le armi a disposizione per combattere questo fenomeno sono solitamente costituite da azioni di tipo passivo, come la riduzione delle ore di riscaldamento o la restrizione della circolazione veicolare. Uno strumento attivo è rappresentato invece dal processo attivato delle sostanze così dette fotoattive che permettono di abbattere molte delle sostanze inquinanti evitando l'accumulo e agevolando il loro smaltimento. I materiali per le costruzioni rappresentano il metodo più semplice per distribuire le sostanze fotoattive su grandi superfici, con il massimo dell'efficacia e con un minimo incremento dei costi. La tecnologia fotochimica applicata ai materiali da costruzione può quindi essere una soluzione vincente.

La fotocatalisi è un fenomeno naturale in cui una sostanza, detta fotocatalizzatore, modifica la velocità di reazione chimica attraverso l'azione della luce. Sfruttando l'energia luminosa, i fotocatalizzatori, inducono la formazione di reagenti fortemente ossidanti che sono in grado di decomporre per ossidazione alcune sostanze organiche e inorganiche presenti nell'atmosfera. Favorisce la più rapida decomposizione degli inquinanti evitandone l'accumulo. Nel caso dei materiali cementizi agisce secondo un meccanismo combinato di adsorbimento e decomposizione dell'inquinante sulla superficie, e di inglobamento dei prodotti di reazione nella matrice cementizia.

Il cemento TX ARCA garantisce le caratteristiche estetiche del manufatto in calcestruzzo esaltandole e conservandole nel tempo. La decomposizione dei

microrganismi che sporcano le superfici degli edifici, la cui crescita è favorita dall'accumulo di grassi, polveri e pioggia, permette di avere superfici sempre pulite e di conservare immutata la particolare brillantezza tipica di questo tipo di cemento. La fotocatalisi agisce quindi eliminando le molecole organiche ma, indirettamente, permette di ridurre anche l'effetto negativo dello sporco, rappresentato da semplici polveri. Queste ultime, infatti, sfruttano le molecole organiche per aggrapparsi alla superficie. Venendo a mancare, l'aggrappo viene minimizzato e l'esportazione è facilitata. Per ottimizzare l'effetto autopulente è utile disporre di superfici lisce e con una minima porosità.

L'azione fotocatalitica viene garantita con aggiunte di biossido di titanio (1-2%), che è il più importante pigmento inorganico per vernici e materie plastiche. Le forme cristallografiche del  $TiO_2$  sono l'anatasio e il rutilo. Entrambe cristallizzano secondo un reticolo tetragonale. Le due strutture differiscono nel numero di ottaedri  $TiO_6$  terminali: 4 per l'anatasio e 2 per il rutilo. Ciò determina una diversa azione catalitica a vantaggio dell'anatasio, che per questo trova applicazione come fotocatalizzatore. Le aggiunte di biossido di titanio all'interno della pasta di cemento bianco di conseguenza sono prevalentemente sotto forma di anatasio, nel senso che il contenuto della fase anatasio è almeno 75% rispetto al totale.

L'aggiunta di  $TiO_2$  non ha influenze sulle proprietà meccaniche del calcestruzzo per quanto riguarda le resistenze a compressione, la lavorabilità e il tempo di presa degli impasti.

## 1.4. Opere realizzate

### 1.4.1. Chiesa "Dives in misericordia"

La Chiesa Dives in Misericordia è un progetto realizzato dall'architetto americano Richard Meier, vincitore del concorso internazionale indetto dal Vicariato di Roma. Questa realizzazione rappresenta uno dei primi utilizzi del cemento bianco architettonico. Il disegno semplice e severo è capace di mettere in comunicazione la sacralità dell'interno con la vivibilità dei grandi spazi esterni. È caratterizzato da tre grandi vele di calcestruzzo bianco che si gonfiano come sospinte da un vento da Est.



Figura 1.1 Vista frontale chiesa "Dives in misericordia"

## 1. Il calcestruzzo architettonico

---

La chiesa, simbolo del Giubileo, sorge a Roma nel quartiere Tor Tre Teste e ha dato nuovo slancio e nuova vita culturale ad un'area alla periferia della città.

La realizzazione dell'opera è stata accompagnata come sponsor tecnico del progetto da Italcementi attraverso la collaborazione alle modalità di realizzazione, alla fornitura dei prodotti tra cui il cemento bianco.

Si è voluto evitare l'utilizzo di un'ossatura in acciaio rivestita da pannelli di tamponatura bianchi, soluzione poco durevole nel tempo. Una struttura di tale prestigio architettonico e significato simbolico ha imposto l'impiego di un calcestruzzo capace non solo di prestazione meccanica e durevolezza di rilievo, ma caratterizzato anche da un colore bianco e dal potere di conservare inalterato nel tempo l'aspetto estetico grazie alla proprietà della superficie.



Figura 1.2 Vista frontale da terra chiesa "Dives in misericordia"

### 1.4.2. Città della musica e delle Belle Arti – Chambéry (Francia)

In Francia l'attività nel campo della prefabbricazione edilizia è proseguita in maniera più sostenuta. La "Cité de la Musique et des Beaux-Arts" è stato il primo esempio realizzativo in Francia di edificio in calcestruzzo a base di cemento fotocatalitico. A differenza dell'esperienza effettuata in Italia per la realizzazione della Chiesa "Dives in Misericordi" è stato messo a punto un calcestruzzo grigio, che per effetto fotocatalitico è in grado di mantenere le superfici pulite nei confronti delle sostanze organiche inquinanti.

L'opera è stata realizzata nel 2001 concependo un edificio con un'ossatura di elementi prefabbricati (pilastri) ad altezza di piano, distanziati 1,50 m. Per la facciata, di spessore 70 cm, sono state utilizzate 160 travi, che formano delle griglie di contenimento, permettendo aperture di grandi dimensioni.

L'edificio è situato in un quartiere residenziale e rappresenta il polo culturale di riferimento della città.





Figura 1.3 Città della musica e delle Belle Arti - Chambéry (Francia)

#### 1.4.3. I.lab - Parco Scientifico del Kilometro Rosso

Il calcestruzzo sotto indagine in questo elaborato è stato utilizzato per la realizzazione dell' I.lab del Parco Scientifico del Kilometro Rosso che sorge alle porte di Bergamo a lato dell'autostrada Milano-Venezia. È una struttura di 11.000 metri quadrati di cui 7.500 adibiti a laboratori di ricerca. Il centro è progettato dall'architetto americano Richard Meier.

Le esigenze richieste in fase progettuale sono quelle di utilizzare un materiale che consenta ai manufatti di preservare le caratteristiche estetiche delle superfici e di contribuire ad un abbattimento significativo delle sostanze inquinanti. Lo scopo della progettazione è quello di un impegno in un processo con cui massimizzare la prestazione ambientale e il ritorno economico.



Figura 1.4 I.lab - Parco Scientifico del Kilometro Rosso





## 2. Meccanica della frattura ed effetto scala

### 2.1. Prospettiva storica

Uno dei concetti fondamentali su cui si basa la meccanica della frattura è il fatto che considera le strutture in calcestruzzo piene di fessure. La frattura di questo tipo di strutture implica una propagazione stabile di queste microfessure portando alla formazione di grandi fratture prima di raggiungere il massimo carico.

I fondamenti della meccanica della frattura devono essere ricercati all'interno della "meccanica della frattura elastico-lineare" (LEFM: linear elastic fracture mechanics). Fin dagli anni '50 la forma della teoria della meccanica della frattura disponibile non poteva essere utilizzata per materiali come il calcestruzzo, ma era più idonea a materiali omogenei come per esempio il vetro. I primi impulsi per l'applicabilità di queste teorie al calcestruzzo vennero forniti da Kaplan nel 1961, ma con esiti negativi per il fatto che i processi fisici che avvengono durante la frattura di un materiale come il calcestruzzo sono molto diversi da quelli che avvengono all'interno di un materiale omogeneo. Una formulazione della meccanica della frattura applicabile a materiali con comportamento eterogeneo risale alla fine degli anni '70 con il modello "fictitious crack model" introdotto da Hillerborg. L'approccio di questo modello risulta essere intermedio fra un collasso di tipo fragile ed uno di tipo plastico.

I primi impulsi nell'ambito della meccanica della frattura vennero propiziati da Inglis (1913), che ricavò la soluzione elastica dello stato di sforzo all'apice di una cavità ellittica, all'interno di un solido supposto infinito. Inglis osservò che assimilando l'ellisse a una semplice linea di frattura, lo stato di sforzo al vertice dell'ellisse tende all'infinito.

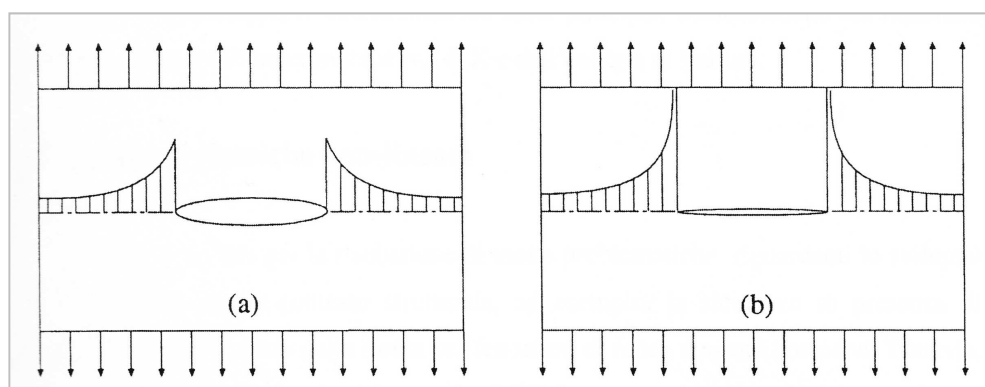


Figura 2.1 a) Stato di sforzo in ambito elastico con cavità ellittica, b) infinito se l'ellisse tende ad una linea di frattura

In seguito a queste considerazioni Griffith concluse che, in presenza di una fessura, il criterio dello sforzo non può essere utilizzato come indice della grandezza. Propose un

criterio energetico a collasso che costituisce, di fatto, il presupposto per i futuri sviluppi delle teorie lineari della meccanica della frattura (LEFM). Questo criterio, considerato come una conseguenza del principio di conservazione dell'energia, afferma che la condizione necessaria per l'avanzamento di una fessura all'interno del continuo è che l'energia esterna sia superiore a quella richiesta per il propagarsi della stessa. Griffith considerò l'energia uguale a  $2\gamma_s$ , dove  $\gamma_s$  è l'energia superficiale specifica del solido elastico, e quindi l'energia che deve essere fornita per rompere i legami microstrutturali del materiale. L'energia richiesta per una propagazione unitaria della fessura è maggiore rispetto a questo valore perché sono presenti microfessure, forze di attrito e fenomeni di plasticità in una zona abbastanza estesa nell'intorno dell'apice della fessura. Il valore dell'energia superficiale specifica,  $2\gamma_s$ , venne sostituito con un termine più generale che rappresenta la resistenza alla crescita della cricca,  $R$ , considerato costante.

Nel 1957 Irwin introdusse il concetto di fattore di intensità di sforzo,  $K$ .  $K$  è un parametro di tipo additivo relativo all'intensità degli sforzi nell'intorno dell'apice della fessura.

Le teorie analizzate finora sono teorie classiche lineari. Si analizzano ora le innovazioni legate all'utilizzo di teorie classiche non lineari.

Il presupposto della LEFM è quello di considerare che tutto il materiale abbia un comportamento elastico, eccetto che in una zona di piccole dimensioni nell'intorno dell'apice della frattura. In questo punto lo sforzo è così elevato da non rendere trascurabili gli effetti della plasticità. Se la dimensione di tale zona di non linearità meccanica fosse piccola rispetto alle dimensioni del corpo stesso il suo contributo sarebbe minimo o al limite nullo nel caso di assenza di plasticità.

La LEFM consente buone previsioni solo nel caso di materiali fragili ovvero nel caso in cui una struttura resti in campo elastico fino alla propagazione della frattura. Per esempio questa condizione, nell'acciaio, non si verifica perché ha un comportamento caratterizzato da elevate deformazioni plastiche prima della fessurazione. Per il calcestruzzo le deformazioni inelastiche si concentrano nella zona in prossimità della frattura, che è relativamente piccola rispetto alle dimensioni della struttura. Di conseguenza il suo effetto non può essere trascurato.

In campo lineare sono state sviluppate teorie capaci di interpretare il comportamento della zona di frattura di materiali non propriamente fragili. Si pone l'attenzione su due teorie: "equivalent elastic crack model" e "cohesive crack model".

Nella prima la zona di non linearità viene simulata aumentando la lunghezza della fessura e mantenendo il corpo in campo elastico. Irwin nel 1958, in termini generali, e successivamente Krafft, Sullivan e Boyle nel 1961, proposero il concetto di curva-R (curva di resistenza), nel quale la resistenza alla propagazione della cricca,  $R$ , non è costante ma varia in maniera empirica con la lunghezza della cricca.

Il secondo modello, “cohesive crack model”, venne introdotto per simulare il comportamento non lineare nell’intorno dell’apice della cricca. In questo modello la fessura è capace di trasferire tensioni fra due facce opposte. Il primo di questi modelli venne introdotto da Barenblatt, nel 1959, con lo scopo di legare da un lato la resistenza macroscopica alla propagazione della cricca e dall’altro l’energia atomica di legame. Nel 1960 Dugdale propose un modello composto da linee di fessurazione, con una zona coesiva caratterizzata da uno sforzo coesivo costante.

Un modello che merita un commento particolare è quello elaborato da Hillerborg nel 1976 che viene chiamato “fictitious crack model”. Tutte le teorie precedenti richiedono la preesistenza di una fessura per poter effettuare l’analisi della frattura. Il metodo di Hillerborg può essere invece applicato a strutture in calcestruzzo non intagliate o senza un danneggiamento iniziale ed è capace di descrivere il comportamento a frattura del materiale.

Un modello alternativo al “fictitious crack model” è il “crack band model” proposto da Bažant. In questo modello la fessurazione viene schematizzata attraverso una gruppo di microfessure nell’intorno della fessura (figura 2.2(a)).

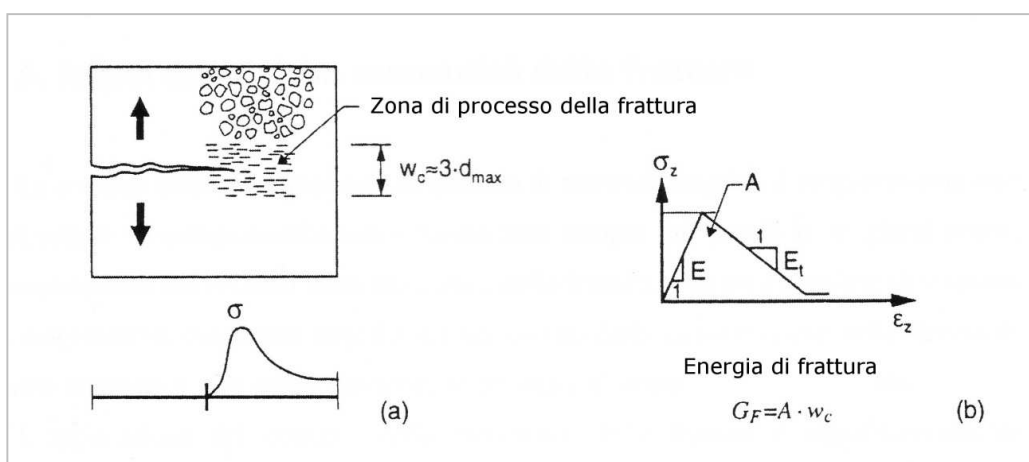


Figura 2.2 Caratteristiche del *crack band model*

La larghezza della zona di processo viene definita in base alla dimensione massima dell’aggregato  $d_{max}$ . Solitamente viene imposto il valore di  $3 d_{max}$ . Nella forma più semplice il materiale ha comportamento di softening rappresentato da una bilatera (figura 2.2(b)) con il tratto elastico caratterizzato dal modulo elastico di Young del materiale, mentre il tratto di softening dal modulo tangente  $E_t = E_t(f_t, G_f, w_c)$ . L’energia di frattura è definita come l’area sottesa dalla curva di softening del materiale, moltiplicata per l’ampiezza della banda  $w_c$ .

## 2.2. Le ragioni dell'approccio alla meccanica della frattura

La costante ricerca nei processi di collasso di materiali fragili e il continuo progresso nel settore tecnologico-informatico hanno reso sempre più possibile l'introduzione dei concetti della meccanica della frattura all'interno della progettazione strutturale, con chiari benefici in materia di sicurezza. L'applicazione dei concetti della meccanica della frattura è importante proprio nel caso di strutture in calcestruzzo ad alta resistenza per le quali il fattore di sicurezza è una condizione necessaria per la progettazione.

Una delle conseguenze della meccanica della frattura è l'effetto scala ("size effect") che può essere introdotto nella progettazione modificando la resistenza strutturale in funzione delle dimensioni della struttura.

I motivi per cui si rende necessaria l'integrazione della meccanica della frattura nella progettazione sono:

1. Si deve prendere in considerazione l'energia richiesta per la propagazione di una fessura. Da un punto di vista fisico, la fase iniziale della propagazione di una fessura dipende dallo stato di sforzo presente, e il suo avanzamento richiede una certa energia, l'energia di frattura. È quindi importante considerare un criterio di tipo energetico;
2. I risultati di un'analisi devono essere oggettivi, nel senso che essi non devono dipendere da aspetti soggettivi come può essere, per esempio, la scelta del sistema di coordinate o di una certa mesh;

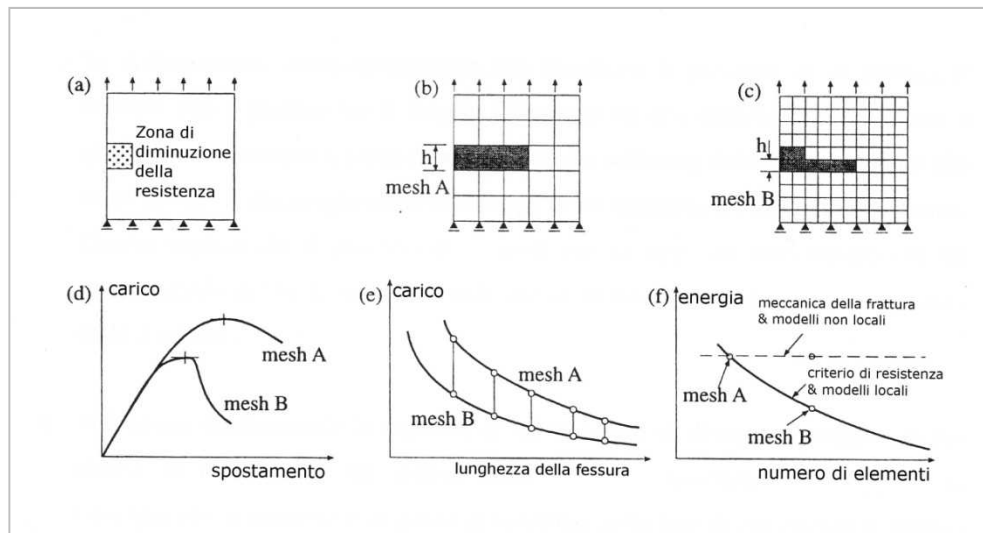


Figura 2.3 Perdita di oggettività in una modellazione con crack model classico

3. L'analisi strutturale deve essere coerente con le caratteristiche meccaniche del materiale utilizzato. Analizzando diagrammi carico-spostamento si possono distinguere due tipiche modalità di collasso: plastico e fragile.

Nel collasso plastico la struttura sviluppa un meccanismo con un solo grado di libertà, nel senso che il collasso duttile procede gradualmente in più parti della struttura e in modo proporzionale a un singolo parametro. Nel diagramma carico-spostamento si nota un lungo tratto orizzontale (carico costante) tipico del comportamento duttile. Se non ci fosse questo tratto il collasso non sarebbe plastico ma fragile. La diminuzione del carico, a spostamento crescente, porta ad un comportamento di softening del materiale dovuto alla fessurazione. Questo significa, quindi, che il processo di collasso non sviluppa un meccanismo con un singolo grado di libertà ma è caratterizzato da un comportamento fragile a collasso;

4. Deve essere considerata la capacità di un materiale di dissipare energia e le sue risorse di duttilità. L'area sottesa dalla curva carico-spostamento rappresenta l'energia che la struttura è in grado di assorbire nella fase di carico. Quest'energia gioca un ruolo fondamentale nel caso di sollecitazioni dinamiche;
5. L'analisi strutturale non deve prescindere dall'effetto scala. Il size effect è la ragione determinante per l'utilizzo di criteri progettuali basati sulla meccanica della frattura. La capacità portante di una struttura potrebbe essere ritenuta indipendente dalle dimensioni della stessa, ma di fatto non è così. Se si variano le dimensioni, la reale capacità portante si discosta da quella calcolata attraverso un'analisi limite, proprio perché interviene l'effetto scala.

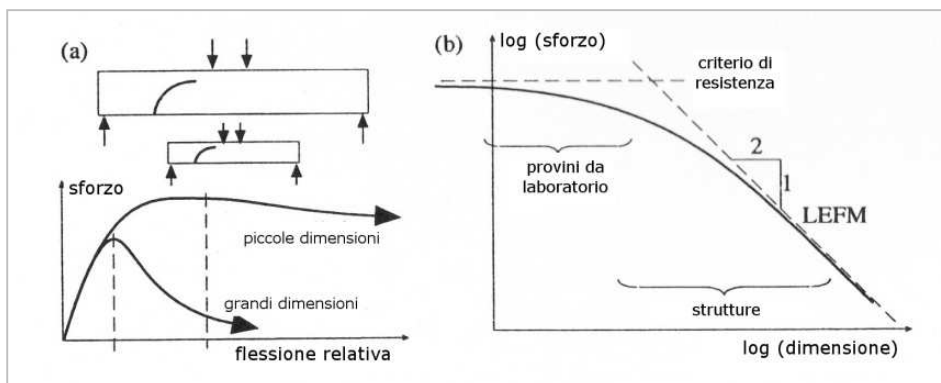


Figura 2.4 Effetto scala: a) curva sforzo normale-curvatura relativa, b) grafico bilogaritmico sforzo-dimensione

Il “size effect” si evidenzia dall'analisi a collasso di strutture di simile geometria ma di differenti dimensioni. È caratterizzato in termini di sforzo nominale ultimo  $\sigma_{Nu}$ , che rappresenta lo sforzo nominale  $\sigma_N$  al carico ultimo  $P_u$ . Secondo le teorie basate sull'analisi elastica,  $\sigma_{Nu}$  è costante e indipendente dalle dimensioni e dalla

geometria della struttura per provini intagliati e non. Se si considerano le formule utili per calcolare lo stato di sforzo in campo elastico o plastico, nel caso di travi soggette a flessione, taglio o torsione, le formule risultano essere coincidenti a meno di un fattore moltiplicativo. Riportando i dati in un grafico  $\log \sigma_{Nu} - \log D$  è chiaro che i valori dello sforzo nominale a collasso sono individuati da una retta orizzontale (linea tratteggiata in figura 2.4) e si nota che non risente del size effect. All'aumentare della dimensione  $D$ , secondo la meccanica della frattura, la capacità ultima risente molto dell'effetto scala, e segue la linea inclinata di pendenza pari a  $-0.5$ . Nella realtà il comportamento di una struttura in calcestruzzo, rappresentato dalla linea piena di figura 2.4, si avvicina a quello basato sul criterio della resistenza solo nel caso in cui la struttura sia di dimensioni ridotte, mentre per dimensioni maggiori è governato dalla meccanica della frattura.

C'è inoltre un altro effetto scala relativo alla duttilità della struttura. Può essere considerato come l'opposto della fragilità e può essere definito come la deformazione a cui la struttura cede sotto un dato tipo di carico. Per prove effettuate a controllo di carico, la struttura cede al carico massimo, mentre per prove in controllo di spostamento, la struttura cede nel post-picco, tratto della deformazione di softening.

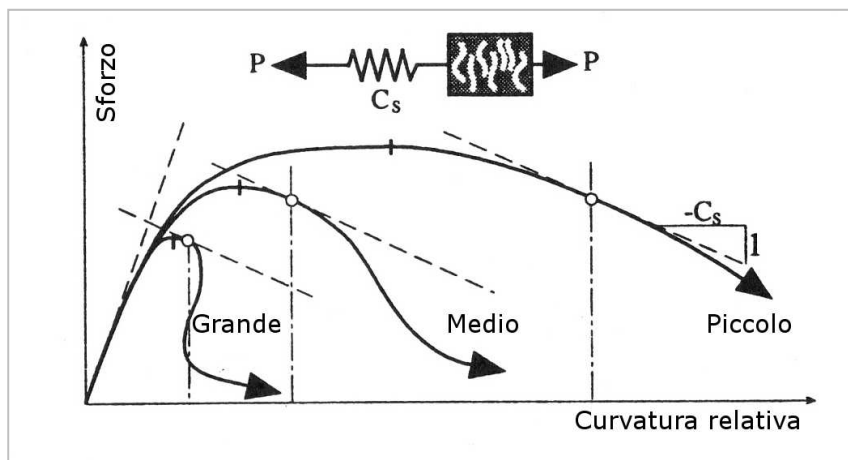


Figura 2.5 Effetto scala sulla duttilità della struttura

Se si disegna un grafico  $\sigma_N - flessione$ , figura 2.5, il punto di rottura è rappresentato dalla tangente relativa ad una certa costante, inversa all'inclinazione  $-C_s$ , dove  $C_s$  è la rigidezza dell'apparecchio di carico. Strutture geometricamente simili ma con dimensioni diverse mostrano curve sforzo-curvatura del tipo rappresentato in figura 2.5. Si nota che la rottura avviene in un punto man mano più vicino al picco all'aumentare delle dimensioni. Questo effetto viene generalmente previsto dalla meccanica della frattura, ed è dovuto al fatto che nelle strutture più grandi serve più energia per la propagazione della zona di rottura.

### 2.3. Fondamenti della LEFM

La LEFM è una teoria altamente semplificata e sofisticata che affronta il tema di fessure sottili in corpi elastici. Questa legge è applicabile ad ogni tipo di materiale tenendo in considerazione alcune condizioni che si riferiscono alla situazione ideale di base della LEFM, nel quale si presuppone che tutti i materiali siano elastici eccetto in una piccola regione, cioè nell'intorno dell'apice della fessura. In questa zona, gli sforzi sono così elevati che possono dar luogo ad alcune inelasticità. Se la dimensione della zona inelastica è piccola rispetto alle dimensioni del corpo il disturbo derivato da questa zona è poco influente, e di conseguenza la LEFM risulta essere verificata.

In questo capitolo verranno analizzati i concetti essenziali su cui si basa la LEFM tra cui: il concetto di energia rilasciata  $G$ , che rappresenta l'energia disponibile per la frattura, e l'energia di frattura o forza di resistenza della fessura  $R$ , che rappresenta l'energia richiesta per la frattura.

#### 2.3.1. Energia liberata e energia di frattura

La formazione di una cricca, all'interno di un solido elastico e inizialmente soggetto ad una tensione uniassiale uniforme, interrompe le traiettorie dello sforzo massimo principale, come rappresentato in figura 2.6.

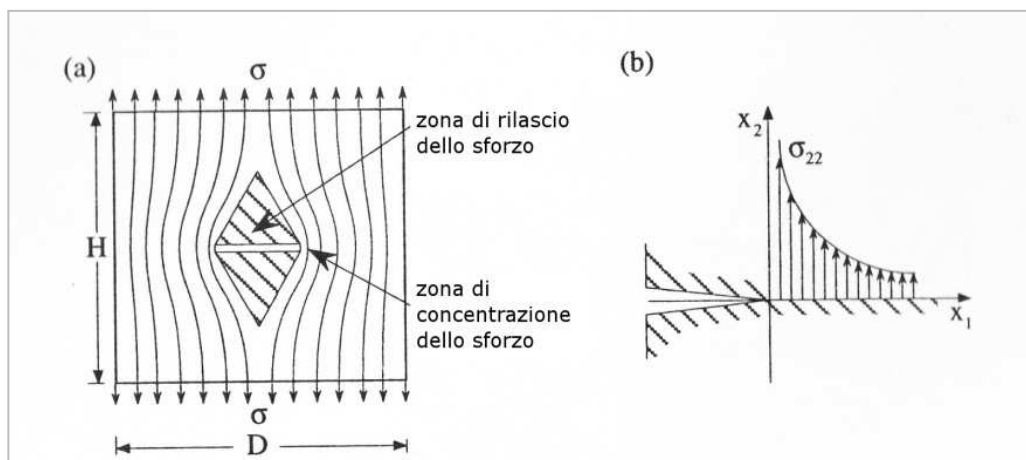


Figura 2.6 a) Distribuzione delle traiettorie degli sforzi principali massimi. b) Distribuzione dello sforzo normale attorno all'apice della fessura

La concentrazione dello sforzo, di conseguenza, aumenta in prossimità dell'apice della fessura mentre quando ci si allontana non risulta essere disturbata. La soluzione proposta da Inglis prevede che, la forza all'apice di una cricca sottile sia infinita, indipendentemente da quanto piccolo sia il carico applicato. Griffith concluse che il criterio della resistenza di Inglis non poteva essere applicato e notò che per avere la formazione e per la propagazione della fessura fosse necessaria una certa quantità di energia per unità di area, utile per vincere la resistenza di coesione presente tra le

molecole ai due lati della fessura. Tale energia risulta essere, nell'ambito della LEFM, una caratteristica del materiale. Un problema fondamentale della LEFM è quello di valutare i valori relativi all'energia disponibile per l'avanzamento della frattura e quella necessaria per l'evoluzione del processo.

### Il bilancio di energia generale

Si considera una lastra di spessore  $b$  nel quale è presente una fessura di lunghezza  $a$ , figura 2.7. L'energia necessaria per far avanzare la fessura di un certo valore  $\delta a$ , diventando un elemento di area  $\delta A = b \delta a$  è:

$$\delta W^F = G_f b \delta a \quad (2.1)$$

Dove  $G_f$  è l'energia critica rilasciata, o energia di frattura, che, come già precedentemente accennato, risulta essere una proprietà del materiale ed è indipendente dal processo fessurativo.

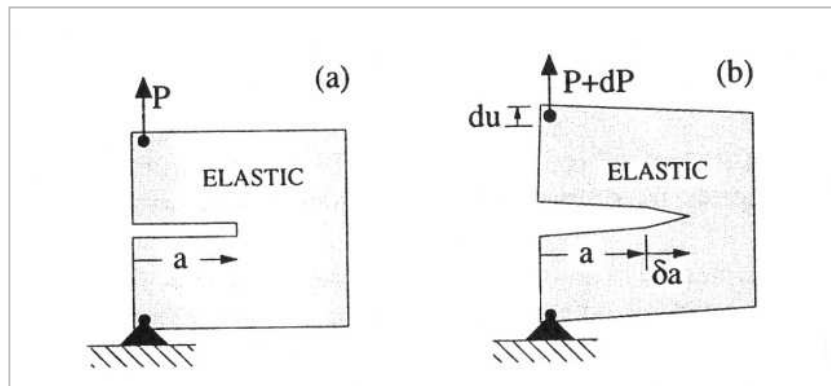


Figura 2.7 Propagazione della fessura: a) situazione iniziale, b) situazione dopo l'applicazione di un carico

L'energia totale fornita alla struttura in un processo infinitesimo, posta pari al lavoro delle forze esterne  $\delta W$ , viene divisa in due componenti, di cui una immagazzinata come energia elastica,  $\delta U$ , e l'altra lasciata per gli altri processi e per generare l'energia cinetica  $\delta K$ . Quando l'unico processo che consuma energia è la frattura, e, quindi, quando il processo è quasi statico, si ha che  $\delta K = 0$ . Quest'ultima rappresenta l'energia a disposizione oppure l'energia elementare rilasciata  $\delta W^R$ :

$$\delta W - \delta U = \delta W^R = G \delta a b \quad (2.2)$$

Dove  $G$  è l'energia specifica rilasciata. Il vantaggio sostanziale di utilizzare  $G$  è il fatto che rappresenta una funzione di stato. Questo significa che  $G$  dipende solo dalla geometria e dalle condizioni al contorno istantanee, ma non da come variano durante la frattura.

Il bilancio energetico deve essere imposto considerando che:

$$G \delta a = R \delta a \quad (2.3)$$

Dove con  $R$  si è indicato l'energia necessaria per l'avanzamento della fessura di una unità. La situazione iniziale generale (energia cinetica iniziale  $K = 0$ , con  $\delta K > 0$ ) è:



$$G \delta a = R \delta a + \delta K/b \quad (2.4)$$

Per  $\delta K > 0$  l'equazione del criterio di Griffith ha la seguente formulazione:

- $G < R$  che porta a  $\delta a = 0$  e  $\delta K = 0 \Rightarrow$  Assenza di propagazione (stabile);
- $G = R$  che porta a  $\delta a \geq 0$  e  $\delta K = 0 \Rightarrow$  Propagazione quasi-statica;
- $G > R$  che porta a  $\delta a > 0$  e  $\delta K > 0 \Rightarrow$  Propagazione dinamica (instabile)

Queste condizioni riassumono il discorso precedente. Se l'energia disponibile risulta essere inferiore a quella richiesta, la fessura non si propaga, mentre nel caso in cui le due energie fossero uguali la fessura può propagarsi staticamente con forze di inerzia trascurabili. Infine, se l'energia disponibile supera quella richiesta, la struttura è instabile e la cricca può espandersi in maniera dinamica.

### Potenziale elastico e energia rilasciata

Si considera nuovamente la lastra piana con intaglio iniziale  $a$  di figura 2.7 e si assume  $P$  il carico applicato e  $u$  lo spostamento del punto di applicazione del carico. Per poter riscrivere l'equazione (2.2) si introducono alcuni concetti:

- $\delta W = P\delta u$ : rappresenta il lavoro elementare ed è valida per qualsiasi processo di tipo incrementale;
- $P = P(u, a)$ : relazione univoca tra la forza di equilibrio e lo spostamento, dove  $P(u, a)$  può essere determinato attraverso l'analisi dell'equilibrio elastico della struttura;
- $U = U(u, a)$ : è l'energia immagazzinata, per qualsiasi valore di  $u$  e  $a$ ;
- $\delta W - [\delta U]_a = 0$ : situazione in cui, il corpo elastico sia soggetto ad uno spostamento  $\delta u$ , senza alcuna crescita della fessura.

Considerando un processo generale, dove sia  $u$  che  $a$  possono variare si può riscrivere l'equazione (2.2) nella seguente maniera:

$$G b \delta a = \delta W - \delta U = P(u, a)\delta u - \left\{ \left[ \frac{\delta U(u, a)}{\delta u} \right]_a \delta u + \left[ \frac{\delta U(u, a)}{\delta a} \right]_u \delta a \right\} \quad (2.5)$$

Dove  $\delta a$ ,  $\delta u$ ,  $\delta W$  e  $\delta U$  sono le variazioni, rispettivamente, della lunghezza della fessura, dello spostamento, del lavoro dei carichi esterni e dell'energia di deformazione. Se si considera la situazione  $\delta a = 0$  si ottiene il teorema di Castigliano:

$$P(u, a) = \left[ \frac{\delta U(u, a)}{\delta u} \right]_a \quad (2.6)$$

In questo processo di equilibrio i due termini dell'equazione precedente si annullano e di conseguenza si ottiene:

$$G = G(u, a) = -\frac{1}{b} \left[ \frac{\delta U(u, a)}{\delta a} \right]_u \quad (2.7)$$

$G$  è una funzione di stato, perché dipende solo dalle condizioni al contorno istantanee e dalla geometria, ed inoltre è pari alla derivata dell'energia elastica  $U$  rispetto alla lunghezza della fessura  $a$ , con spostamento costante.

A volte si preferisce utilizzare il carico  $P$  come variabile indipendente. Si introduce a questo proposito l'energia complementare  $U^*(P, a)$ , definita come:

$$\delta U^* = Pu - U \quad (2.8)$$

Si può calcolare l'energia di rilascio come derivata dell'energia complementare  $U^*$  rispetto ad  $a$  e mantenendo costante il carico applicato  $P$ :

$$u(P, a) = \left[ \frac{\delta U^*(P, a)}{\delta P} \right]_a \quad (2.9)$$

$$G = G(P, a) = \frac{1}{b} \left[ \frac{\delta U^*(P, a)}{\delta a} \right]_P \quad (2.10)$$

Le equazioni (2.9) e (2.7) sono equivalenti. In questo problema, che considera il carico applicato puntualmente, sono presenti quattro variabili,  $P$ ,  $u$ ,  $a$  e  $G$ , ma solo due di queste sono variabili indipendenti.

### Il caso lineare elastico

I risultati ottenuti sin qui si semplificano nel caso dell'elasticità lineare, proprio per la relazione lineare che lega  $u$  e  $P$  alla costante  $a$ . Questa situazione viene rappresentata dalla seguente equazione:

$$u = C(a)P \quad (2.11)$$

Dopo aver sostituito  $u$  all'interno dell'equazione (2.9) si ottiene l'energia complementare:

$$U^* = \frac{1}{2} C(a)P^2 \quad (2.12)$$

Sostituendo questa equazione all'interno della (2.10) si ottiene la quantità di energia liberata:

$$G(P, a) = \frac{P^2}{2b} \frac{dC(a)}{da} = \frac{P^2}{2b} C'(a) \quad (2.13)$$

Dove si è indicato con  $C'(a)$  la derivata prima della viscosità. Sostituendo  $P$  dall'equazione (2.13) nella (2.6) si ottiene che l'energia elastica deve essere:

$$U(u, a) = \frac{u^2}{2C(a)} \quad (2.14)$$

Ora, dall'equazione (2.10), la quantità di energia liberata risulta essere:

$$G(u, a) = \frac{u^2}{2bC^2(a)} \frac{dC(a)}{da} = \frac{u^2}{2bC^2(a)} C'(a) \quad (2.15)$$

Questa equazione, tenendo in considerazione l'equazione (2.11) risulta essere identica all'equazione (2.13).

Nell'elasticità lineare l'energia elastica e l'energia complementare hanno sempre lo stesso valore. Si può quindi scrivere:

$$U = U^* = \frac{1}{2} P u \quad (2.16)$$

### Rappresentazione grafica del processo di frattura

Le equazioni energetiche forniscono alcune interpretazioni grafiche che, in molte situazioni, permettono di ottenere grafici che risultano essere d'aiuto alla risoluzione e

alla spiegazione di alcune problematiche. Un processo di carico di un provino o di una struttura viene caratterizzato attraverso l'individuazione del grafico carico-spostamento. Nel caso di un carico semplice  $P$ , lo spostamento da considerare è lo spostamento del punto di applicazione del carico  $u$ .

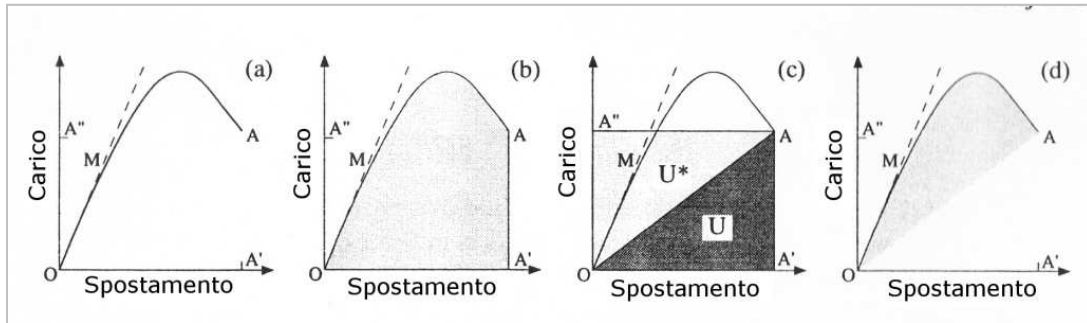


Figura 2.8 a) curva carico quasi statico-spostamento. b) Area che rappresenta il lavoro totale. c) Area che rappresenta l'energia elastica di deformazione e la sua complementare. d) Area che rappresenta l'energia fornita e dissipata per la frattura

Viene riportato in figura 2.8a il grafico  $P - u$  per un dato provino. Si può osservare che il lavoro fornito al provino nella fase iniziale di carico, dal punto 0 fino al punto A, è l'integrale di  $P du$ , che risulta essere uguale all'area OMAA'O, figura 2.8b. L'area che complementa questa zona in un rettangolo è OA''AA', che rappresenta l'integrale di  $u dP$  e viene chiamata lavoro complementare. Se tutti i materiali rimanessero nel regime lineare elastico l'energia della deformazione  $U$  sarebbe rappresentata dall'area del triangolo OAA', figura 2.8c. L'energia complementare  $U^*$  è invece l'area del triangolo OAA'' che è complementare a OAA' e formano il rettangolo OA''AA'', di area  $Pu$ .

L'energia fornita per la frattura è la differenza tra il lavoro e l'energia di frattura, e quindi è rappresentata dall'area OMAO, figura 2.8d. Se la curva corrispondesse ad un processo di frattura quasi-statico, l'energia fornita per la frattura coinciderebbe con l'energia consumata per la frattura; perciò, l'area OMAO rappresenta anche l'energia che viene consumata per la frattura.

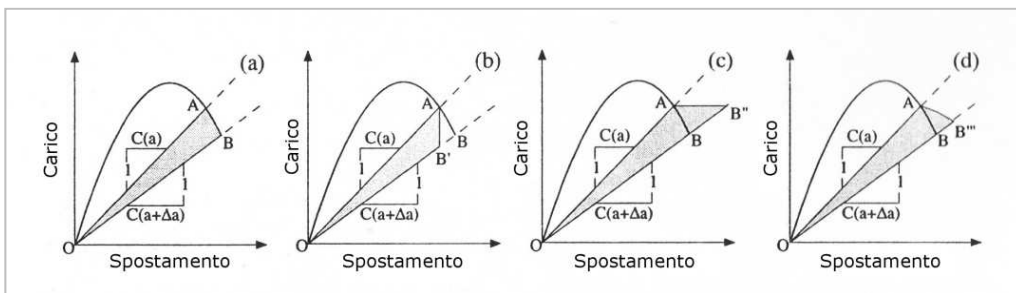


Figura 2.9 a) Processo di frattura incrementale. b-d) processo di frattura incrementale virtuale: b) spostamento costante, c) carico costante, d)  $\Delta P/\Delta u$  arbitrario

La figura 2.9a mostra un processo di equilibrio che parte dal punto A, dove la lunghezza della fessura è  $a$ , ed arriva al vicino punto B, dove la lunghezza è aumentata di un valore  $\Delta a$ . L'energia disponibile per la frattura è l'area del triangolo OAB. Questa area coincide, eccetto per il piccolo termine del secondo ordine, con i casi raffigurati nelle figure 2.9b, c e d che corrispondono rispettivamente ad una situazione di spostamento costante, di carico costante e di rapporto arbitrario fra  $\Delta P/\Delta u$ . Il valore di energia liberata  $G$  è il limite del rapporto tra l'area di qualsiasi triangolo ombreggiato con l'estensione della cricca.  $G$  è indipendente dal percorso ed è una funzione di stato. Quando si utilizza la figura 2.9b si ottiene l'equazione (2.7). Al contrario, quando si utilizza la figura 2.9c si ottiene l'equazione (2.10). Prendendo in considerazione il triangolo in figura 2.9c, si può esprimere l'energia di frattura come:

$$G b \Delta a = \text{area} (OAB'') = \frac{1}{2} P (\overline{AB''}) = \frac{1}{2} P [PC(a + \Delta a) - PC(a)] \frac{1}{2} P^2 C'(a) \Delta a \quad (2.17)$$

Solo due delle quattro variabili possono essere prese come variabili indipendenti. Ogni coppia può essere utilizzata per definire l'intero processo di frattura. Solitamente si considerano coppie di variabili coniugate perché, in questo modo, le aree delle rappresentazioni grafiche portano in maniera diretta ad un'interpretazione energetica. Si potrebbe scegliere  $P - u$  oppure  $G - a$ , con il vantaggio del fatto che  $G$  è la forza che guida la propagazione della fessura che è direttamente correlata alle proprietà del materiale  $R$ .

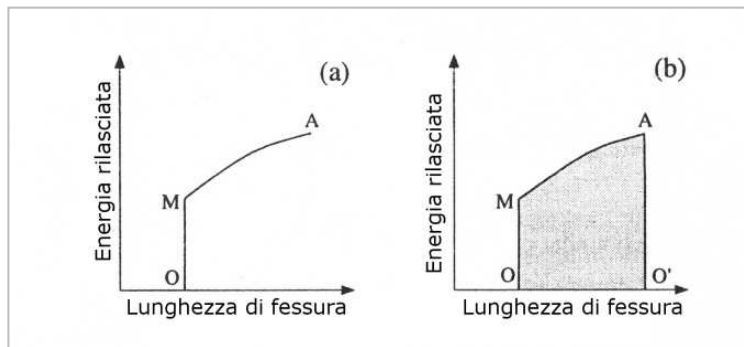


Figura 2.10 a) Piano di carico in grafico  $G - a$ . b) Area che rappresenta l'energia fornita e dissipata per la frattura

Il grafico di figura 2.10a riporta un processo di carico secondo le variabili  $G - a$ . OM è il carico a lunghezza di fessura costante con aumento  $G$ . In corrispondenza del punto M inizia la propagazione della fessura mentre  $G$  continua ad aumentare fino al punto A. L'energia totale di rilascio è rappresentata dall'integrale di  $G da$ , uguale all'area OMAO'O di figura 2.10b. Inoltre, se il processo di frattura è quasi-statico, quest'area coincide con l'energia totale di frattura.

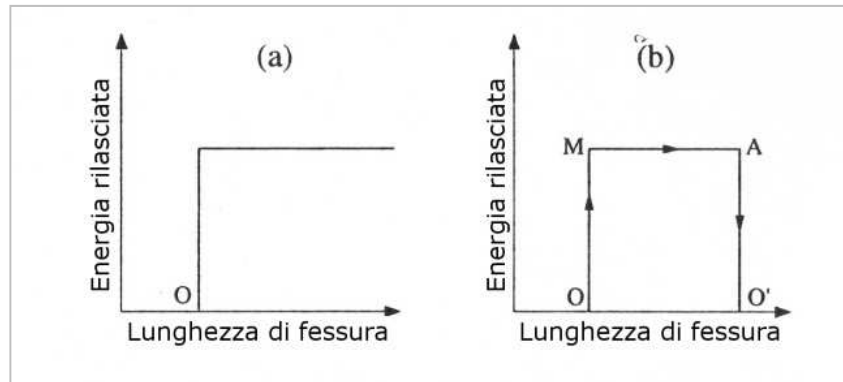


Figura 2.11 a) Propagazione della fessura con  $G$  costante. b) Processo di carico e scarico di un provino LEFM

Nella teoria LEFM il comportamento non lineare e la frattura avvengono in un singolo punto matematico e la fessura deve propagarsi con un valore di  $G$  costante per il fatto che il materiale non ha memoria delle precedenti situazioni di carico. La resistenza alla propagazione della cricca è una costante e quindi  $R = G_f$ , figura 2.11.

L'andamento rappresentato con il percorso di carico di figura 2.11b porta ad avere un aumento di  $G$  lungo il segmento OM, mentre la lunghezza iniziale della fessura rimane inalterata ( $a_0$ ). Lungo il tratto MA si ha la formazione della fessura con  $G = G_f$  costante. Se, quando ci si trova al punto A, il provino fosse scarico, la fessura non verrebbe recuperata ed il tratto AO', tratto di scarico, avanzerebbe con una lunghezza di fessura costante  $a = a_1$  fino a quando il carico non arriva a zero.

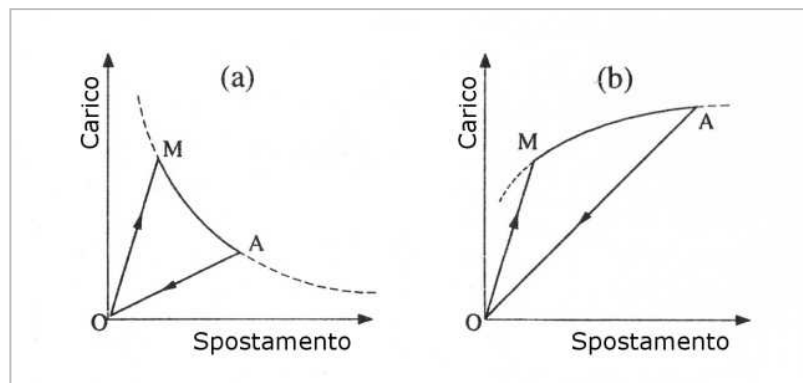


Figura 2.12 Grafico carico-spostamento in un processo di carico scarico: a) per una struttura dove le curve iso- $G$  mostrano inclinazione verso il basso, b) verso l'alto

Questo processo può essere visto anche nel grafico  $P - u$  di figura 2.12. I segmenti OM e AO', diventano linee rettilinee passanti per l'origine. Il segmento MA è un curva iso- $G$  che corrisponde alla situazione in cui  $G = G_f$ . Si può scrivere che:

$$u = C(a)P \quad (2.18)$$

$$G_f = \frac{P^2}{2b} C'(a) \quad (2.19)$$

Il processo mostrato in figura 2.11b tipicamente viene rappresentato come mostrato in figura 2.12a, con inclinazione negativa della curva iso- $G$ . Ad ogni modo esistono alcune geometrie per cui la curva iso- $G$  presenta un'inclinazione positiva, figura 2.12b.

### 2.3.2. LEFM e il fattore di intensità dello sforzo

Il problema della LEFM è stato anche formulato da Irwin in termini di stato di tensioni nel materiale nell'intorno dell'apice della fessura. Irwin mostrò che, quando un corpo ha una fessura, nell'intorno dell'apice di questa si sviluppa una forte concentrazione di sforzi, che creano un cambiamento del comportamento elastico ed isotropo. Ne deriva che l'andamento della concentrazione dello sforzo è influenzato dall'intensità e non dalle dimensioni, dalla forma e dalle condizioni al contorno. Gli sforzi nell'intorno dell'apice della cricca coincidono quando si hanno valori uguali di intensità.

Per risolvere i problemi relativi alla fessurazione di strutture di interesse ingegneristico sono stati sviluppati, all'interno della teoria dell'elasticità, alcuni ragionamenti di tipo matematico. Il problema che ci si trova ad affrontare risulta essere molto complicato, da un punto di vista matematico, ed è possibile arrivare a soluzioni in forma chiusa solo in casi semplici, come per esempio il caso di solidi bidimensionali infinitamente estesi.

#### Soluzione di un solido bidimensionale infinito

Si considera un solido bidimensionale infinito soggetto ad uno stato piano di tensioni  $\sigma_\infty$  e si assume un sistema di riferimento  $x_1 - x_2$ , come indicato in figura 2.13.

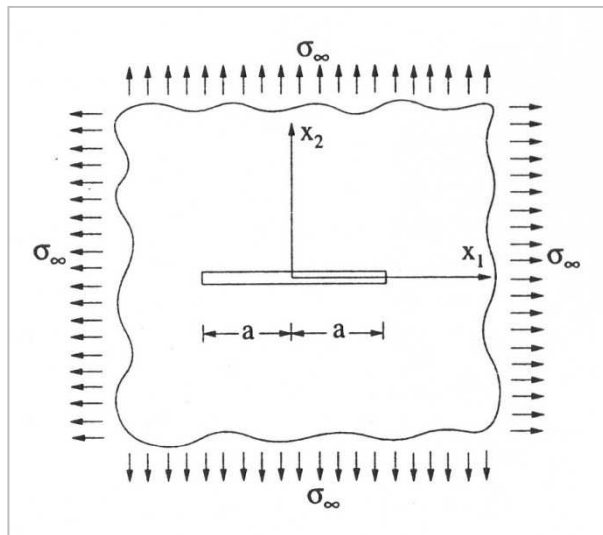


Figura 2.13 Pannello infinito soggetto a tensione uniassiale

All'interno del corpo è presente una fessura di lunghezza  $2a$ . La soluzione di questo problema venne trovata da Griffith. Utilizzando l'asse centrale, gli sforzi normali  $\sigma_{22}$  lungo la parte non danneggiata del piano della fessura ( $x_2 = 0, x_1^2 - a^2 > 0$ ) sono rappresentati dall'equazione:

$$\sigma_{22} = \sigma_{\infty} \frac{|x_1|}{\sqrt{x_1^2 - a^2}} \quad (2.20)$$

Per determinare il campo di sforzo asintotico all'intorno dell'apice della fessura si introducono gli sforzi in funzione della distanza  $r$ . Sostituendo  $x_1 - a$  con  $r$  si ha che:

$$\sigma_{22} = \frac{\sigma_{\infty}\sqrt{a}}{\sqrt{2r}} \left[ 1 + \frac{3r}{4a} - \frac{5r^2}{32a^2} + \dots \right] \quad (2.21)$$

Il fattore in parentesi corrisponde allo sviluppo di Taylor che tende a 1 per valori di  $r \ll a$ . Si pone quindi:

$$K_I = \sigma_{\infty}\sqrt{\pi a} \quad (2.22)$$

Il fattore,  $K_I$ , rappresenta il fattore di intensificazione dello sforzo. Quindi l'espressione per  $\sigma_{22}$  diventa:

$$\sigma_{22} = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \quad (2.23)$$

Questa equazione mostra che lo sforzo ha un andamento asintotico con una singolarità dell'ordine di  $r^{-1/2}$ . Si deve sottolineare inoltre che le espressioni delle componenti della tensione sono valide solo in prossimità della fessura cioè quando il rapporto  $r/a$  tende a zero.

Da notare che, mentre l'andamento delle tensioni risulta asintotico in tutti i corpi fessurati, indipendentemente dalla loro geometria, il fattore di intensificazione delle tensioni dipende dalla configurazione geometrica e dalle condizioni al contorno.

Si può introdurre il criterio di Irwin per la frattura di materiali fragili. Secondo questo criterio la fessura si propaga quando il fattore di intensificazione delle tensioni  $K_I$ , che definisce il campo tensionale, raggiunge un valore critico  $K_{IC}$ . Il fattore di intensità critica  $K_{IC}$ , detto anche "resistenza della frattura", è una costante del materiale. Il criterio è espresso dalla seguenti formule:

- $K_I < K_{IC} \Rightarrow$  Assenza di propagazione (stabile)
- $K_I = K_{IC} \Rightarrow$  Propagazione quasi-statica
- $K_I > K_{IC} \Rightarrow$  Propagazione dinamica (instabile)

#### 2.4. Effetto scala (size effect)

Al paragrafo 1.2 si è parlato del fatto che l'analisi strutturale non deve prescindere dall'effetto scala, il quale è la ragione determinante per l'utilizzo di criteri progettuali basati sulla meccanica della frattura. Il motivo che porta a queste considerazioni è la dipendenza della capacità portante di una struttura dalle dimensioni della stessa. Di conseguenza, variando le dimensioni, la reale capacità portante si discosta da quella calcolata attraverso un'analisi limite, proprio perché interviene l'effetto scala.



### 2.4.1. Cause che determinano l'effetto scala

I fenomeni che determinano la dipendenza della capacità portante dalle sue dimensioni possono essere individuati in questi sei punti:

1. *Boundary layer effect*: questo tipo di effetto viene anche chiamato effetto parete. È dovuto al fatto che lo strato di calcestruzzo in prossimità della superficie ha un contenuto minore di aggregati di grandi dimensioni e un maggiore contenuto di cemento e malta rispetto alle parti più interne. Di conseguenza si può pensare che, lo strato superficiale, il cui spessore è indipendente dalle dimensioni della struttura ed è, allo stesso tempo, dell'ordine di grandezza del più grande aggregato, abbia proprietà diverse. L'effetto forma è dovuto al fatto che, in un elemento più piccolo, lo strato superficiale occupa una porzione maggiore rispetto alla sezione trasversale comparato con un elemento più grande. In molte situazioni questo effetto può essere considerato trascurabile.

Un secondo tipo di boundary layer effect si presenta per il fatto che, sotto uno stato di sforzo parallelo alla superficie, la discrepanza tra le proprietà elastiche dell'aggregato e della matrice cementizia causano sforzi trasversali interni, mentre in superficie questi sforzi sono nulli.

Un terzo tipo inoltre è dovuto all'effetto di Poisson che considera il fatto che, sullo strato superficiale, sia presente uno stato piano di sforzo, mentre all'interno risulta essere tridimensionale.

2. *Fenomeni diffusivi*: ne sono esempio la conduzione di calore o il trasferimento di acqua nei pori. Il size effect è dovuto al fatto che la velocità di diffusione è inversamente proporzionale al quadrato delle dimensioni della struttura. Allo stesso tempo, il processo di diffusione cambia le proprietà del materiale e produce sforzi residui che possono produrre deformazioni inelastiche e fessurazioni.
3. *Calore di idratazione o altri fenomeni associati alle reazioni chimiche*: questo effetto è correlato al precedente per il fatto che il gradiente termico dipende dalle dimensioni di una struttura in modo proporzionale al quadrato o allo spessore dell'elemento. Quindi gli elementi più spessi si scaldano a temperature più alte. Un'altra considerazione può essere fatta sul fatto che l'aumento di temperatura avviene in modo non uniforme e può causare fenomeni di fessurazione e di alterazioni significative delle proprietà del materiale.
4. *Effetti scala di tipo statistici*: sono causati dalla eterogeneità del materiale. Si basano sul fatto che maggiori sono le dimensioni di una struttura e maggiore è la possibilità che sia presente un difetto (Weibull, 1939). Questo tipo di effetto spiega la maggior parte degli effetti scala nelle strutture in calcestruzzo. Il modello dedotto da Weibull si basa sul modello di una catena. Il carico di rottura di una catena viene determinato dal minimo valore della resistenza dell'anello della



catena, e l'effetto scala è dovuto al fatto che più è lunga la catena e più è piccolo il valore di resistenza che può essere raggiunto. Questo tipo di spiegazione è ad ogni modo inapplicabile alla maggior parte delle rotture delle strutture in calcestruzzo rinforzato. L'inapplicabilità è dovuta proprio al fatto che rispetto alle strutture metalliche e altri tipi di strutture, che arrivano a rottura durante la fase iniziale di una fessura macroscopica, le strutture in calcestruzzo si rompono solo dopo una propagazione stabile e consistente della zona di frattura. La propagazione stabile della fessura provoca una redistribuzione degli sforzi ed un rilascio di energia immagazzinata, che porta ad un effetto scala più forte, che domina ogni effetto scala statistico possibile. Allo stesso tempo, il meccanismo di rottura limita la localizzazione della fessurazione, al momento della rottura, ad una zona molto piccola.

5. *Effetto scala del meccanismo di rottura*: è dovuto al rilascio dell'energia immagazzinata dalla struttura all'interno della zona di rottura.
6. *Natura frattale delle superfici di rottura*: se da un lato la frattalità gioca un ruolo importante nel processo di formazione di una nuova superficie di rottura, dall'altro si assiste ad una modificazione dei meccanismi di effetto scala. Probabilmente questo tipo di effetto scala è solo una congettura.

#### 2.4.2. Quantificazione dell'effetto scala del meccanismo di rottura

Nelle teorie classiche, basate sulla plasticità o sull'analisi limite, la resistenza di strutture geometricamente simili non dipende dalle dimensioni della struttura. Le strutture in calcestruzzo, e più in generale le strutture composte da materiali fragili o quasi-fragili, non seguono questo andamento. Si analizza in questo momento la resistenza e le dimensioni di un elemento strutturale per poi esaminare la dipendenza che le lega.

##### Sforzo e resistenza nominali

L'effetto scala è conosciuto come la dipendenza della resistenza strutturale dalle dimensioni. La resistenza viene comunemente definita come il valore dello sforzo nominale al carico di picco. Lo sforzo nominale è un parametro di carico definito proporzionale al carico e inversamente proporzionale all'area:

$$\sigma_N = c_N \frac{P}{bD} \quad 2D \quad (2.24)$$

$$\sigma_N = c_N \frac{P}{D^2} \quad 3D \quad (2.25)$$

Dove si è indicato con  $P$  il carico applicato, con  $b$  lo spessore di una struttura bidimensionale (solitamente questo parametro viene mantenuto costante), con  $D$  la caratteristica dimensionale della struttura o del provino ed infine, con  $c_N$  un coefficiente introdotto per convenienza, che può essere posto uguale a 1. Se si pone  $P = P_u$ , con  $P_u$  carico massimo, si ottiene la resistenza nominale  $\sigma_{Nu}$ . Il coefficiente  $c_N$  può essere

scelto appositamente per fare in modo che le equazioni (2.24) e (2.25) coincidano con l'espressione dello sforzo calcolato in un certo punto della struttura, in accordo ad una certa particolare teoria.

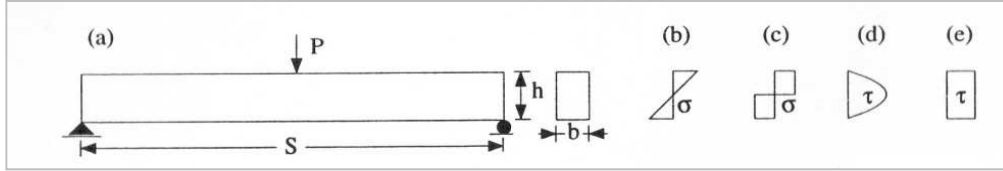


Figura 2.14 a) Trave in una prova TPB. b) Distribuzione degli sforzi in fase elastica. c) Distribuzione degli sforzi in fase plastica. d) Distribuzione degli sforzi di taglio in fase elastica. e) Distribuzione degli sforzi in fase plastica

A titolo di esempio si consideri la trave in semplice appoggio in figura 2.14a, di lunghezza  $S$  e altezza  $h$ , caricata al centro attraverso un carico  $P$ . Si pone, per esempio,  $\sigma_N$  coincidente con l'espressione elastica del momento elastico dovuto allo sforzo normale massimo nella trave, figura 2.14b, e la profondità della trave come caratteristica dimensionale ( $D = h$ ).

Poste queste condizioni si ottiene:

$$\sigma_N = \frac{3PS}{2bh^2} = c_N \frac{P}{bD}, \text{ con } c_N = 1,5 \frac{S}{h} \quad (2.26)$$

Si nota che  $c_N$  dipende dal rapporto luce-altezza, il quale può variare per i diversi tipi di travi. È importante notare che l'effetto scala può essere definito consistentemente solo considerando provini geometricamente simili ma di diverse dimensioni, con intagli o fessure iniziali geometricamente simili. Se non ci fosse una similitudine geometrica si potrebbe avere una contaminazione degli effetti a causa della variazione della forma della struttura. Assunta questa restrizione, si deduce che il coefficiente  $c_N$  viene assunto costante perché, per strutture geometricamente simili, il rapporto  $S/h$  è costante per definizione.

La definizione precedente data di  $\sigma_N$  non è l'unica possibile. Si può infatti impostare in alternativa un valore di  $\sigma_N$  che corrisponda con l'espressione del momento plastico dovuto allo sforzo massimo, figura 2.14c. Si ottiene come risultato:

$$\sigma_N = \frac{PS}{bh^2} = c_N \frac{P}{bD}, \text{ con } c_N = \frac{S}{h} = \text{costante} \quad (2.27)$$

Si può scegliere inoltre come caratteristica dimensionale la luce della trave invece della profondità della trave, ( $D = S$ ), ottenendo:

$$\sigma_N = \frac{3PS}{2bh^2} = c_N \frac{P}{bD}, \text{ con } c_N = 1,5 \frac{S^2}{h^2} = \text{costante} \quad (2.28)$$

Altri casi significativi sono i casi derivanti dal fatto che  $\sigma_N$  sia coincidente con l'espressione del massimo sforzo di taglio in prossimità dell'appoggio (in accordo con la teoria elastica), 2.14d.

- Con  $D = h$ :

$$\sigma_N = \frac{3P}{4bh} = c_N \frac{P}{bD}, \text{ con } c_N = 0,75 = \text{costante} \quad (2.29)$$

- Con  $D = S$ :

$$\sigma_N = \frac{3P}{4bh} = c_N \frac{P}{bD}, \text{ con } c_N = \frac{3S}{4h} = \text{costante} \quad (2.30)$$

Tutte le formule precedenti sono definizioni valide della resistenza nominale per travi soggette ad una prova di flessione su tre punti, tra cui la più comunemente utilizzata è rappresentata dall'equazione (2.26).

### Equazione dell'effetto scala

Utilizzando le definizioni date in precedenza si può dedurre che l'effetto scala consiste nella variazione della resistenza nominale  $\sigma_{Nu}$  in funzione di  $D$ . Uno dei grafici maggiormente utilizzati per rappresentare gli aspetti fondamentali degli effetti scala è quello che è già stato proposto in precedenza, di tipo in bilogaritmico nel quale vengono plottati assieme  $\log \sigma_{Nu}$  con  $\log D$ , figura 2.4.

L'effetto scala in alcuni casi viene rappresentato, osservando il grafico di figura 2.4, come una linea inclinata di  $-1/2$ . Il comportamento reale di effetto scala viene descritto in maniera migliore da una curva che ha due linee rette come asintoto, Fig. 2.4b.

Nel 1984 Bažant presentò una forma della legge di effetto scala che risultava essere corretta ed applicabile per un modesto numero di casi. L'equazione di Bažant dell'effetto scala considera l'energia necessaria per la propagazione della fessura. L'espressione finale può essere scritta come una funzione che dipende da soli due parametri:

$$\sigma_{Nu} = \frac{Bf'_t}{\sqrt{1+\frac{D}{D_0}}} \quad (2.31)$$

Dove  $f'_t$  è la resistenza di trazione del materiale, introdotta solo per motivi dimensionali,  $B$  è una costante dimensionale,  $D_0$  è costante con la dimensione della lunghezza. Sia  $B$  che  $D_0$  dipendono dalle proprietà di frattura del materiale e dalla geometria della struttura, ma non dalla forma della struttura.

Una semplice spiegazione della meccanica della frattura dell'effetto scala

Consideriamo ora una trave come quella mostrata in figura 2.15.

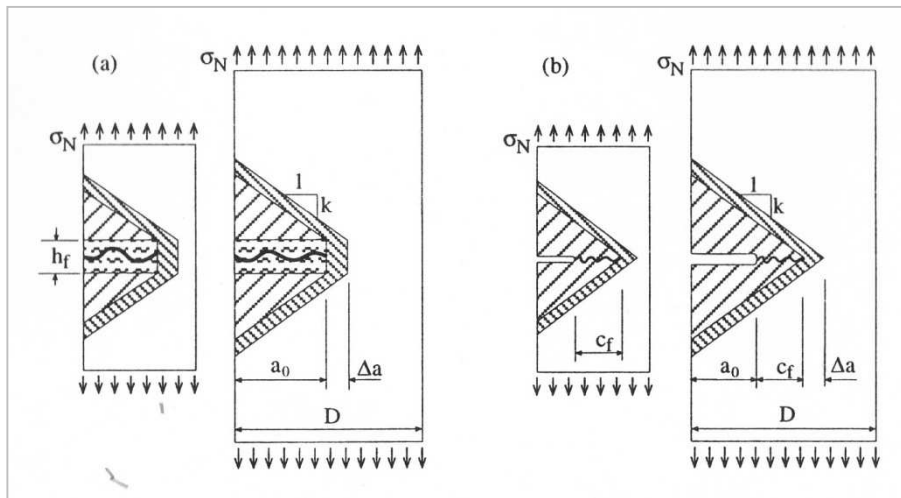


Figura 2.15 Schemi per spiegare l'effetto scala e la propagazione della frattura

Si immagini innanzitutto che la frattura proceda con la formazione di una banda di fessure di spessore  $h_f$  nella zona centrale della trave. L'estensione di questa banda, di un'unità di lunghezza, richiede una certa quantità di energia che, per unità di spessore del provino, viene chiamata energia di frattura e viene denominata  $G_f$ .  $G_f$  può essere considerata una costante del materiale. Per determinare il carico richiesto per la propagazione della fessura si deve imporre una condizione di equilibrio di bilancio energetico. L'energia disponibile deve essere posta uguale all'energia richiesta per l'estensione di questa banda. L'energia liberata dalla struttura, alla costante  $\sigma_N$ , (che rappresenta la condizione di carico massimo) viene utilizzata per il propagarsi del gruppo di fessure. Come approssimazione, si può assumere che, in prossimità della zona dove è presente la banda di fessure di spessore  $h_f$ , l'energia specifica passi da un valore di  $\sigma_N^2/2E$  (per il provino intatto) a zero. Dove si è indicato con  $E$  il modulo elastico del materiale.

Nella fase iniziale, l'area della sezione è limitata da due linee di inclinazione  $k$ , e ci si trova in una situazione di sforzo nullo. Quando si verifica la propagazione della banda, che si estende di un valore pari a  $\Delta a$ , si ha una zona scarica di dimensioni molto maggiori, portando l'energia rilasciata, durante il processo di carico, ad un valore di  $\sigma_N^2/2E$  moltiplicato per l'incremento di superficie.

Si valuta ora l'energia liberata per unità di spessore del pannello:

- area della regione tratteggiata in modo fitto:

$$(h_f \Delta a + 2 k a_0 \Delta a) \quad (2.32)$$

- rilascio di energia dalla striscia (dove  $b$  è lo spessore del pannello):

$$b (h_f \Delta a + 2 k a_0 \Delta a) \sigma_N^2 / 2E \quad (2.33)$$

Questo valore deve essere eguagliato all'energia richiesta per creare la frattura, che è  $G_f b \Delta a$ . Quindi si ottiene:

$$b (h_f \Delta a + 2 k a_0 \Delta a) \frac{\sigma_N^2}{2E} = G_f b \Delta a \quad (2.34)$$

Si risolve l'espressione precedente per lo sforzo nominale e si ottiene la legge dell'effetto scala nel quale:

$$B f_t' = \sqrt{\frac{2G_f E}{h_f}} = \text{costante}, e D_0 = \frac{h_f D}{2k a_0} = \text{costante} \quad (2.35)$$

Si nota che  $D_0$  dipende dalla forma della struttura attraverso la costante  $k$  ma è indipendente dalle dimensioni della struttura nel caso in cui le strutture siano geometricamente simili ( $D/a_0 = \text{costante}$ );  $f_t'$  è la resistenza a trazione del materiale;  $h_f$  è la larghezza del fronte della banda di fessure, indipendente dalla dimensione della struttura.

La trattazione appena espressa potrebbe dare l'impressione che ci sia effetto scala solo per una banda di fessure ma non per un'unica fessura. Nel calcestruzzo è sempre presente una zona di processo della frattura, abbastanza grande, al di sopra dell'apice della fessura, di lunghezza finita, la quale può essere considerata costante. Quando ci si trova in una posizione esterna a questa zona, la resistenza normale trasversale gradualmente cala da  $f_t'$  a 0.

Quando la cricca assume una lunghezza pari a  $\Delta a$ , la zona di processo della frattura si sposta assieme all'apice della cricca. L'area dalla quale si ha il rilascio di energia consiste nella striscia orizzontale di dimensione  $\Delta a$ , rappresentata in figura 2.15 dalla regione tratteggiata.

- area regione tratteggiata in modo fitto:

$$2 k (a_0 + c_f) \Delta a \quad (2.36)$$

- rilascio di energia:

$$b 2 k (a_0 + c_f) \Delta a \sigma_N^2 / 2E \quad (2.37)$$

Si eguaglia con l'energia necessaria per l'estensione della cricca,  $b G_f \Delta a$ , arrivando all'equazione:

$$b 2 k (a_0 + c_f) \Delta a \frac{\sigma_N^2}{2E} = b G_f \Delta a \quad (2.38)$$

Risolvendo, ancora una volta, in funzione di  $\sigma_N$  si ottiene la legge dell'effetto scala:

$$B f_t' = \sqrt{\frac{G_f E}{k c_f}} = \text{costante}, e D_0 = c_f \frac{D}{a_0} = \text{costante} \quad (2.39)$$

Le equazioni precedenti sono state approssimate per il fatto che sono state utilizzate assunzioni semplificate nel determinare l'energia strutturale. Nonostante ciò la loro struttura è corretta.

**Evidenze sperimentali per gli effetti scala**

La legge dell'effetto scala proposta da Bažant, l'equazione (2.31), è stata verificata attraverso una serie di prove sperimentali.

Series	Material	$d_a^a$ (mm)	Strength <sup>b</sup> (MPa)	Elastic Modulus (GPa)	Size Range (mm)	$Bf_t'$ (MPa)	$D_0$ (mm)
A1	concrete	12.7	23.1	n.a.	76-381	4.5 ± 0.9	36 ± 17
A2	concrete	12.7	35.4	n.a.	76-381	2.8 ± 0.5	157 ± 99
A3	concrete	12.7	14.3	n.a.	76-381	3.2 ± 2.1	34 ± 52
A4	concrete	12.7	15.6	n.a.	76-381	1.7 ± 0.3	126 ± 78
A5	concrete	12.7	46.8	n.a.	76-381	2.9 ± 0.4	212 ± 114
A6	concrete	12.7	32.7	n.a.	76-381	4.1 ± 0.7	55 ± 23
B1	concrete	12.7	34.1	n.a.	76-305	6.0 ± 0.3	60 ± 10
B2	concrete	12.7	37.4	n.a.	76-305	3.9 ± 0.2	54 ± 10
B3	concrete	12.7	29.1	n.a.	76-152	2.7 ± 0.1	184 ± 38
B4	concrete	12.7	39.7	n.a.	76-305	4.6 ± 0.1	719 ± 130
C1	mortar	4.83	48.4	n.a.	76-305	14 ± 4	7.7 ± 4.4
C2	mortar	4.83	48.1	n.a.	76-305	6.6 ± 1.3	10 ± 5
C3	mortar	4.83	46.4	n.a.	76-152	3.3 ± 0.1	95 ± 17
C4	mortar	4.83	49.0	n.a.	76-305	5.9 ± 0.2	190 ± 25
D1	HSC	9.5	96.0	n.a.	38-152	32 ± 8	19 ± 11
E1	marble	4	7.7 <sup>c</sup>	36	12.5-100	3.7 ± 0.2	47 ± 10
E2	granite	2	12.3 <sup>c</sup>	39	12.5-100	5.1 ± 0.2	35 ± 5
F1	limestone	1.5	3.45 <sup>c</sup>	30.5	13-102	3.3 ± 0.1	45 ± 6
G1	SiO <sub>2</sub>	0.02	—	58	5-32	17 ± 3	2.6 ± 1.2
G2	SiC CN-137	2	—	130	7-37	36 ± 4	101 ± 157
G3	SiC CN-163	2	—	140	7-37	35 ± 3	7.3 ± 2.2
H1	concrete	9.5	33.3	n.a.	76-610	2.7 ± 0.1	352 ± 63
H2	concrete	9.5	23.6	n.a.	76-1219	1.95 ± 0.05	601 ± 83
I1	microcon.	6.35	45.8	13-51	45.9	36 ± 14	6 ± 6
J1	mortar	4.83	43.7	n.a.	38-152	5.4 ± 0.3	37 ± 6
J2	mortar	4.83	43.6	n.a.	38-152	6.2 ± 2.1	23 ± 20
K1	mortar	4.83	46.8	n.a.	41-163	2.2 ± 0.1	151 ± 40
K2	mortar	4.83	46.2	n.a.	21-330	4.6 ± 1	11 ± 6
L1	microcon.	6.35	na	48-53	25-102	10.3 ± 1.3	178 ± 178

Tabella 2.1 Dati relativi a prove sperimentali per la valutazione degli effetti scala

Si possono analizzare i risultati visualizzando la tabella 2.1 che riporta una serie di 23 test corrispondenti a vari autori, a vari materiali e vari tipi di provini. Nelle diverse trattazioni le forme dei provini utilizzati sono diverse tenendo riguardo, ad ogni modo, al coefficiente  $c_N$  che corrisponde alle equazioni (2.24) e (2.25). Diverse sono anche le procedure di sperimentazione utilizzate nella letteratura per ottenere un andamento ottimale dell'effetto scala. In questa trattazione la regressione non lineare è rappresentata direttamente come un diagramma bilogarithmico. Per fare ciò viene chiamato  $v = \ln \sigma_{Nu}$ , e preso  $v$  come:

$$v = \ln(B f_t') - 0,5 \ln\left(1 + \frac{D}{D_0}\right) \tag{2.40}$$

**2.4.3. Effetti scala nella plasticità e nella LEFM**

In questo paragrafo si riporta il tentativo di derivazione dei fenomeni di effetto scala utilizzando le teorie di base, come per esempio quella della plasticità e la LEFM, che non prevedono questi effetti. Per far ciò, innanzitutto, sono state studiate le implicazioni delle analisi per gli effetti scala e successivamente è stata sviluppata la forma generale delle espressioni di  $K_I$  e  $G$ .

L'effetto scala è definito comparando strutture geometricamente simili ma con differenti dimensioni. Inoltre si fa riferimento all'espressione (2.24) che definisce la resistenza nominale  $\sigma_{Nu}$ .

### Implicazioni derivanti dalle analisi

Si considera quindi una famiglia di strutture geometricamente simili soggette a un carico proporzionale caratterizzato da una resistenza nominale  $\sigma_N$ . Si assume che la risposta del materiale possa essere pienamente descritta da una certa equazione costitutiva che lega i tensori di sforzo e di deformazione. L'equazione può essere del tipo lineare elastica, inelastica, elastoplastica, oppure di altro tipo. Il punto da prendere in considerazione è che le equazioni costitutive e i criteri di frattura contengono parametri che sono adimensionali o che hanno la dimensione di uno sforzo, ma non contengono parametri della dimensione di una lunghezza. In altre parole, non esistono caratteristiche di scala, cioè dimensionali.

Si considera una struttura di riferimento di dimensione  $D$  e una struttura geometricamente simile di dimensione  $D' = \lambda D$ . Si assume che, per la struttura di riferimento (quella di dimensione  $D$ ) lo sforzo in un punto arbitrario di coordinate  $(x_1, x_2)$ , per un dato carico caratterizzato da  $\sigma_N$ , sia dato da  $\sigma_{ij}(\sigma_N, x_1, x_2)$ . Questa distribuzione degli sforzi soddisfa l'equazione di equilibrio e le condizioni al contorno. Considerando ora la struttura scalata, si ricava che, se gli sforzi considerati in punti omologhi  $x'_1 = \lambda x_1$  e  $x'_2 = \lambda x_2$  sono uguali a quelli della struttura di riferimento, la soluzione è uguale anche per la seconda struttura. Questa corrispondenza può essere mostrata analiticamente come segue:

$$\sigma'_{ij}(\sigma_N, x'_1, x'_2) = \sigma_{ij}(\sigma_N, x_1, x_2) \quad (2.41)$$

È facile dimostrare che, con questa condizione, le condizioni al contorno sono automaticamente soddisfatte. Risulta verificata anche la condizione di equilibrio  $\sigma_{ij} = 0$ :

$$\varepsilon'_{ij}(\sigma_N, x'_1, x'_2) = \varepsilon_{ij}(\sigma_N, x_1, x_2) \quad (2.42)$$

Si considera in questa equazione  $x'_1 = \lambda x_1$  e  $x'_2 = \lambda x_2$ , mentre  $\varepsilon_{ij}$  e  $\varepsilon'_{ij}$  sono i tensori di deformazione per le strutture di dimensione rispettivamente  $D$  e  $D'$ . L'ultima equazione è verificata se la legge di similitudine per lo spostamento è data dalle seguente relazione:

$$u'_i(\sigma_N, x'_1, x'_2) = \lambda u_i(\sigma_N, x_1, x_2) \quad (2.43)$$

Che viene dimostrata come segue:

$$\varepsilon'_{ij}(\sigma_N, x'_1, x'_2) = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u'_i}{\partial x'_j} + \frac{\partial u'_j}{\partial x'_i} \right) = \frac{1}{2} \left( \frac{\lambda \partial u_i}{\partial (\lambda x_j)} + \frac{\lambda \partial u_j}{\partial (\lambda x_i)} \right) = \varepsilon_{ij}(\sigma_N, x_1, x_2) \quad (2.44)$$

Quindi, le leggi (2.41) e (2.42) esprimono il fatto che per un dato sforzo  $\sigma_N$ , gli sforzi e le deformazioni relativi a punti omologhi di due strutture diverse sono identici. Questo implica che lo sforzo e la deformazione massima e minima avvengono nello stesso punto. Se si assume che la frattura avviene quando lo sforzo, la deformazione o, in generale, una certa funzione  $\Phi(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij})$  giunge al suo valore critico si ha che:

$$\Phi(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}) = \Phi_c \quad (2.45)$$

dove  $\Phi_c$  è un dato valore critico. Le due strutture cederanno allo stesso valore di sforzo nominale. Si intuisce che per teorie quali la plasticità o l'elasticità, la resistenza nominale, delle due strutture simili di dimensioni  $D$  e  $D'$ , è identica:

$$\sigma'_{Nu} = \sigma_{Nu} \quad (2.46)$$

Si può quindi affermare che, in questo caso, non risulta esserci l'effetto scala.

I risultati appena mostrati possono essere ottenuti anche da analisi dimensionali. Proprio in questo tipo di problema, il carico esterno viene completamente determinato con  $\sigma_{Nu}$ ,  $D$  ed un numero di rapporti geometrici  $\gamma_i$  (che definiscono la forma, per esempio il rapporto luce-spessore). La risposta del materiale è determinata da un certo sforzo critico  $\sigma_c$  e da un numero di rapporti adimensionali  $\mu_i$  (parametri di deformazioni e rapporti fra moduli elastici sforzo disponibile  $E/\sigma_c$ ). Con queste variabili, l'unica espressione adimensionale corretta per la resistenza nominale è:

$$\sigma_{Nu} = \sigma_c \phi(\gamma_i, \mu_i) \quad (2.47)$$

Dove  $\phi(\gamma_i, \mu_i)$  è una funzione adimensionale. Gli argomenti  $\gamma_i$  sono rapporti geometrici che rimangono costanti per strutture geometricamente simili e  $\mu_i$  sono costanti per dati materiali.

#### Espressione di $K_I$ e $G$ :

Si giunge al calcolo delle espressioni che definiscono  $K_I$  e  $G$ . Secondo la LEFM, la formazione di una fessura viene definita attraverso la condizione  $G = G_f$  oppure da  $K_I = K_{Ic}$ . Si vuole conoscere la struttura dell'equazione di  $K_I$  e  $G$  per investigare sull'influenza della dimensione. È conveniente quindi esprimere la dimensione  $D$  in maniera esplicita. Lo scopo delle analisi è quello di ottenere l'espressione generale per  $G$  e  $K_I$ , mostrando in maniera esplicita la dipendenza dalle variabili  $P$  (oppure  $\sigma_N$ ),  $D$  e  $\alpha = a/D$ .

Per quanto riguarda il caso del pannello danneggiato al centro con una cricca piccola ( $\alpha = \frac{a}{D} \ll 1$ ) l'espressione del fattore di intensità dello sforzo può essere scritta nella seguente forma:

$$K_I = \sigma_N \sqrt{D} \sqrt{\pi\alpha} = \frac{P}{b\sqrt{D}} \sqrt{\pi\alpha} \quad (2.48)$$

Dove si pone  $\sigma_N = \sigma = P/bD$ , e  $b$  spessore del pannello.

Si considera quindi la famiglia di strutture danneggiate, geometricamente simili caricate con un carico centrale. Si pone  $a_0$  come la lunghezza iniziale della cricca e  $\alpha_0 = a_0/D$  come lunghezza relativa della fessura iniziale. Utilizzando la relazione (2.48) la condizione di formazione della cricca,  $K = K_{Ic}$  è soddisfatta quando  $\sigma_N$  raggiunge il valore  $\sigma_{Ni}$  dato dall'equazione:

$$\sigma_{Ni} = \frac{K_{Ic}}{\sqrt{D}k(\alpha_0)} \quad (2.49)$$

Arrivati a questo punto, la cricca può propagarsi e lo sforzo nominale può variare da  $K_I = K_{Ic}$ ,



$$\sigma_N = \frac{K_{Ic}}{\sqrt{D}k(\alpha)} \text{ per } \alpha > \alpha_0 \quad (2.50)$$

Ovviamente, se  $k(\alpha)$  aumenta con  $\alpha$ , allora  $\sigma_N$  diminuisce in seguito al propagarsi della fessura. Se invece  $k(\alpha)$  diminuisce con  $\alpha$ , il valore di  $\sigma_N$  aumenta solo in seguito alla formazione della fessura e, eventualmente, raggiunge il massimo quando  $k(\alpha)$  raggiunge il valore minimo. Il primo caso corrisponde al caso così chiamato di “geometrie positive” (Planas e Elices 1989) e per questo si ha che:

$$\sigma_{Nu} = \sigma_{Ni} = \frac{K_{Ic}}{\sqrt{D}k(\alpha_0)} \text{ per } k'(\alpha_0) > 0 \quad (2.51)$$

Dove si è indicato con  $k'(\alpha)$  la derivata di  $k(\alpha)$  con  $\alpha = \alpha_0$ . Per “geometrie negative”, si raggiunge il carico di picco quando la lunghezza della fessura raggiunge il valore  $\alpha_M$  per il quale  $k(\alpha)$  si porta al minimo:

$$\sigma_{Nu} = \frac{K_{Ic}}{\sqrt{D}k(\alpha_M)} \text{ se } k'(\alpha_0) > 0 \text{ e } k(\alpha_M) = \text{minimo} \quad (2.52)$$

Nel caso in cui sia  $\alpha_0$  che  $\alpha_M$  risultino costanti, la resistenza nominale è inversamente proporzionale al quadrato della dimensione. Per strutture di dimensioni  $D_1$  e  $D = \lambda D_1$  da ora in poi si indicheranno le resistenze nominali correlate dalla seguente relazione:

$$\sigma_{Nu} = \sigma_{Nu1} \sqrt{\frac{D_1}{D}} = \lambda^{-1/2} \sigma_{Nu1} \propto D^{-1/2} \quad (2.53)$$

### Presenza di fessure di piccola dimensione

Le analisi effettuate precedentemente si applicano sempre a strutture nelle quali la lunghezza della cricca, al carico massimo, è proporzionale alla dimensione della struttura. Questo tipo di effetto scala, tuttavia, differisce da quello trovato nei normali tipi di metalli e in altre strutture nelle quali si verifica un’instabilità. Queste strutture arrivano a rottura con la presenza di una piccola imperfezione, rappresentata da una microfessura, che può diventare una macrofessura di significativa lunghezza comparata alla dimensione della struttura.

Se la fessura è di piccole dimensioni, si può facilmente dimostrare che il fattore di intensità di sforzo prende la forma seguente:

$$K_I = k_0 \sigma \sqrt{a} \quad (2.54)$$

Dove  $\sigma$  è lo sforzo normale nel piano della microfessura,  $a$  è la metà della lunghezza o il raggio della microcricca e  $k_0$  una costante che dipende dalla forma e dalla posizione della fessura. Se si considerano ora due strutture che sono simili e che contengono microcricche identiche in uguali posizioni e posto che gli sforzi in posizioni analoghe siano identici, segue che la microfessura in un punto specifico inizia a crescere in entrambe le strutture allo stesso livello di sforzo nominale. Se si assume che la frattura globale avviene immediatamente dopo che la fessura inizia la sua propagazione, si può supporre che le due strutture cederanno allo stesso livello di sforzo nominale. In questo tipo di similitudine non è presente alcun tipo di effetto scala. Avere strutture simili con identica distribuzione di microfessure è praticamente impossibile. Le strutture reali sono

simili solo da un punto di vista macroscopico. La resistenza della struttura può essere definita solo in campo statistico e l'effetto scala appare solo per il fatto che la probabilità di avere imperfezioni di grandi dimensioni nelle regioni maggiormente stressate aumenta con la dimensione della struttura.

Per quanto riguarda i materiali quasi fragili, e in particolare il calcestruzzo, è importante notare che contengono molte microfessure, ma la frattura non avviene quando una di queste inizia a propagarsi. La frattura avviene solo dopo la propagazione delle microfessure e dopo la loro coesione per formare una zona di processo.

## 2.5. Determinazione delle proprietà dagli effetti scala

Gli effetti scala strutturali sono uno dei più importanti fenomeni che riguardano la frattura, almeno da un punto di vista ingegneristico. È importante mettere in relazione il comportamento dell'effetto scala alle proprietà di frattura del materiale, come per esempio  $K_{Ic}$  e  $G_f$ .

Una volta analizzato l'effetto scala previsto dai modelli equivalenti di rottura elastica si arriva a dimostrare che tutti i modelli tendono ad un effetto scala asintotico. Questo fatto, oltre a portare un'ulteriore giustificazione della legge di effetto scala di Bažant, fornisce anche l'equazione base relativa ai parametri di questa legge rispetto ai parametri fondamentali della frattura.

### 2.5.1. Effetto scala in provini di grande dimensionale

Prendendo in considerazione un provino grande, ma non infinito, si può definire la fessura critica equivalente. La sua estensione tende ad un valore limite costante  $c_f$ ;  $\Delta a_{ec} \rightarrow c_f$  per  $D \rightarrow \infty$ . Si ricava dalla teoria la seguente espressione:

$$K_{Ic} = \sigma_{Nu} \sqrt{D} k(\alpha_{ec}) \quad (2.55)$$

Impostando  $\alpha_{ec} = \alpha_0 + c_f/D$  si ricava che:

$$\sigma_{Nu} = \frac{K_{Ic}}{\sqrt{D k^2(\alpha_0 + c_f/D)}} \quad (2.56)$$

Si esprime  $k^2(\alpha_0 + c_f/D)$  secondo la serie di Taylor rispetto a  $\alpha_0$ ,  $k_0 = k(\alpha_0)$  e  $k'_0 = k'(\alpha_0)$  per valori di  $k(\alpha)$  e si ottiene il seguente risultato:

$$\sigma_{Nu} = \frac{K_{Ic}}{\sqrt{k_0^2 D + 2 k_0 k'_0 c_f}} = \frac{K_{Ic}}{\sqrt{2 k_0 k'_0 c_f} \sqrt{1 + D/(2 k'_0 c_f / k_0)}} = \sqrt{\frac{E' G_f}{g'_0 c_f + g_0 D}} \quad (2.57)$$

Nel quale  $g_0 = g(\alpha_0) = k_0^2$  e  $g'_0 = g'_0(\alpha_0) = 2 k_0 k'_0$ . Si pone ora che:

$$B f'_t = \frac{K_{Ic}}{\sqrt{2 k_0 k'_0 c_f}} = \frac{K_{Ic}}{\sqrt{g'_0 c_f}} \quad D_0 = 2 \frac{k'_0}{k_0} c_f = \frac{g'_0}{g_0} c_f \quad (2.58)$$

e si ottiene la classica forma della legge dell'effetto scala di Bažant:

$$\sigma_{Nu} = \frac{B f'_t}{\sqrt{1 + D/D_0}} \quad (2.59)$$

Si è mostrato che tutti i modelli equivalenti di fessura convergono asintoticamente a questa equazione nel caso di provini di grandi dimensioni. Le relazioni contenute nell'equazione (2.58) sono alla base della determinazione sperimentale delle proprietà di frattura del calcestruzzo basate sugli effetti scala.

### 2.5.2. Effetto scala in relazione alle caratteristiche di rottura

L'esperienza mostra che attraverso differenti tecniche sperimentali o differenti tipologie di analisi si possono ottenere diversi valori dei parametri di frattura, i quali, teoricamente, risultano essere identici: resistenza alla frattura, energia di frattura, dimensione della zona di processo della frattura, etc. Esiste tuttavia un modo per definire univocamente questi parametri utilizzando i valori dei parametri che rappresentano l'estrapolazione della dimensione dei provini all'infinito. In un provino di grandezza infinita, la zona di processo della frattura occupa una frazione infinitamente piccola rispetto al volume del provino. Tuttavia, tutti i provini si trovano in uno stato elastico e, visto che dalla meccanica della frattura lineare elastica si sa che il campo asintotico delle deformazioni e degli sforzi all'intorno della fessura è uguale, indipendentemente dalla forma e dalla dimensione del provino e della struttura, si ricava che la zona di processo della frattura, in un provino infinitamente grande, è esposta, lungo i suoi contorni, allo stesso campo di deformazione e di sforzo, indipendentemente dalla forma del provino. In particolare si deve avere la stessa distribuzione di deformazioni e di microfessure, la stessa lunghezza e larghezza e la stessa dissipazione di energia. Di conseguenza segue la seguente definizione:

*L'energia di frattura  $G_f$  e la lunghezza effettiva della zona di processo  $c_f$  sono, rispettivamente, l'aliquota dell'energia rilasciata necessaria per la propagazione della fessura e la distanza dall'apice della fessura rispetto all'apice della fessura secondo la LEFM in un provino grande infinitamente e di qualsiasi forma.*

Senza questa definizione il problema di definire e determinare le caratteristiche di frattura del materiale diventa ambigua e difficile. La lunghezza della zona di processo e il suo spessore dipende dalla forma del provino perché è influenzata dalla vicinanza al contorno. È impossibile eliminare con grande accuratezza, dalle misurazioni, queste influenze parassite senza fare un'estrapolazione.

Poiché la frattura del provino può essere dedotta dalle caratteristiche del materiale, si possono determinare queste caratteristiche dalla misurazione degli effetti scala.

### 2.5.3. Determinazione dei parametri di frattura dall'effetto scala

L'effetto scala, per provini grandi, converge alla legge di effetto scala di Bažant, e sono state determinate le relazioni dei parametri  $D_0$  e  $Bf_t'$  dai parametri di frattura asintotici.

Così, se si assume che  $D_0$  e  $Bf'_t$  vengano determinati dalle prove sperimentali, si può risolvere per  $K_{Ic}$  e  $c_f$  e ottenere:

$$K_{Ic} = Bf'_t \sqrt{D_0} k_0 \quad (2.60)$$

$$c_f = \frac{k_0}{2k'_0} D_0 \quad (2.61)$$

Per dimensioni infinite e in accordo alla relazione di Irwin,  $G_f = K_{Ic}^2/E'$ , si può ottenere:

$$G_f = \frac{(Bf'_t)^2 D_0 k_0^2}{E'} \quad (2.62)$$

#### 2.5.4. Rappresentazione implicita della legge di effetto scala

La dimensione del provino  $D$ , fino ad ora, è stata utilizzata solo come una dimensione arbitraria. Possono essere utilizzati diversi parametri di effetto scala che non sono intrinseci e quindi non possono essere comparati direttamente.

Il concetto di dimensione intrinseca, permette di riscrivere la legge di effetto scala di Bažant utilizzando una forma intrinseca nella quale si disaccoppiano le proprietà geometriche e del materiale. Quindi se si imposta all'interno della definizione (2.57)  $D/(2k'_0/k_0) = \bar{D}$  si ottiene:

$$\sigma_{Nu} = \frac{K_{Ic}}{\sqrt{2k_0 k'_0 (c_f + \bar{D})}} \quad (2.63)$$

Introducendo la resistenza nominale intrinseca  $\bar{\sigma}_{Nu} = \sigma_{Nu} \sqrt{2k_0 k'_0}$  si ottiene la legge di effetto scala modificata, nella quale i parametri dipendono solo dalle proprietà del materiale:

$$\bar{\sigma}_{Nu} = \frac{\bar{B} f'_t}{\sqrt{1 + \bar{D}/\bar{D}_0}} \quad (2.64)$$

Nel quale si è indicato:

$$\bar{B} f'_t = \frac{K_{Ic}}{\sqrt{c_f}} \quad \bar{D}_0 = c_f \quad (2.65)$$

In questo modo, se l'effetto scala viene espresso in termini di resistenza intrinseca  $\sigma_{Nu}$  e di dimensione intrinseca  $\bar{D}$ , la struttura dell'equazione viene conservata, ma la dipendenza dalla geometria del provino viene eliminata. Questo permette di utilizzare i dati di provini di differente forma e dimensione in un unico grafico, che può essere utilizzato per confrontare risultati dissimili.

## 2.6. Procedure sperimentali del metodo dell'effetto scala

### 2.6.1. Generale sul metodo

Quando si effettua una sperimentazione utilizzando il metodo dell'effetto scala si testano al carico di picco un certo numero di provini intagliati e geometricamente simili. Si valuta la resistenza nominale, utilizzando un grafico che mette in mostra le diverse

dimensioni utilizzate, e si ottengono i valori dei parametri  $Bf'_t$  e  $D_0$ . Infine si ottengono attraverso le equazioni mostrate precedentemente i valori di  $K_{IC}$ ,  $G_f$  e  $c_f$ .

Si deve notare che il metodo di effetto scala è applicabile solo a provini di “geometria positiva”, cioè quelli per il quale  $k'(\alpha_0)$  è positivo. Quando invece  $k'(\alpha_0)$  è approssimativamente zero oppure negativo, il metodo non è applicabile. Una ragione per cui il metodo dell'effetto scala non è applicabile è perché, in alcuni provini, la lunghezza della fessura al carico massimo, può essere molto più lunga dell'intaglio, a causa di una propagazione stabile della fessura, ed in questo modo le lunghezze delle cricche ai carichi massimi dei provini di differente dimensioni non sono simili.

Le equazioni (2.60) e (2.62) vengono utilizzate per le regressioni basate sulla legge di effetto scala nella sua forma ordinaria (2.59). Si può tuttavia utilizzare la legge di effetto scala scritta nella sua forma intrinseca (2.64), che riguarda direttamente le proprietà del materiale  $G_f$  e  $c_f$ . In questo caso, i parametri possono essere ottenuti direttamente fittando in modo ottimale la (2.64) per misurare il valore di  $\bar{\sigma}_{Nu}$  per diversi valori di  $\bar{D}$ . Quando viene utilizzato questo metodo, le forme dei provini non devono essere necessariamente simili da un punto di vista geometrico, e i risultati sperimentali per diverse geometrie di provini possono essere inseriti nella stessa regressione. Il parametro che prende in considerazione la forma del provino, chiamato rapporto  $k'(\alpha_0)/k(\alpha_0)$ , è conosciuto in modo approssimato e questo può portare ad alcuni errori. Per eliminare questo errore è preferibile utilizzare provini di forma simile.

In entrambi i casi il fitting può essere compiuto in maniera semplice attraverso una regressione non lineare utilizzando una ottimizzazione non lineare come per esempio quella di Levenberg - Marquardt. Un vantaggio di questa procedura è quello di ottenere direttamente i coefficienti di variazione  $G_f$  e  $c_f$ .

### 2.6.2. Relazioni di regressione

Il miglior approccio per identificare  $D_0$  e  $Bf'_t$  attraverso la sperimentazione è l'ottimizzazione non lineare, ottenuta con il calcolo dell'algoritmo di Levenberg-Marquardt. Dalle misurazioni si può ottenere una serie di valori relativi alla resistenza nominale  $\sigma_{Nuk}$  che corrisponde alle dimensioni  $D_k (k = 1, 2, \dots)$ . I valori  $D_0$  e  $Bf'_t$  vengono ricercati in modo che la somma delle deviazioni quadrate in un grafico logaritmico sia la minima, figura 2.16.

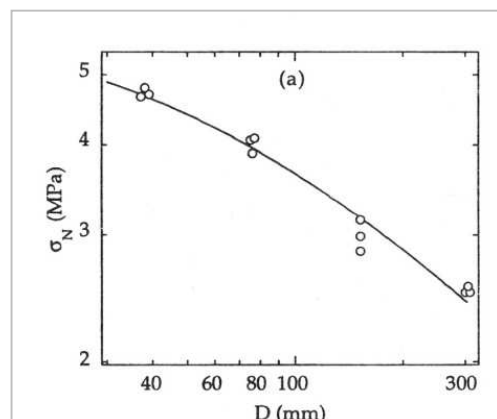


Figura 2.16 Grafico di regressione bilogarithmico

## 2. Meccanica della frattura ed effetto scala

Questo è equivalente ad un fitting effettuato utilizzando le coordinate classiche  $(x, y)$  nella quale la curva si scrive come:

$$y = \ln \frac{M}{\sqrt{N+e^x}} \quad (2.66)$$

Dove:

$$x = \ln D, \quad y = \ln \sigma_{Nu}, \quad Bf'_t \sqrt{D_0} = M, \quad D_0 = N \quad (2.67)$$

Si può ottenere direttamente  $K_{Ic}$ ,  $G_f$  e  $c_f$  in termini di parametri del miglior fitting  $M$  e  $N$  dall'equazioni (2.60) e (2.62):

$$K_{Ic} = k_0 M, \quad G_f = \frac{k_0^2}{E'} M^2, \quad c_f = \frac{k_0}{2k'_0} N \quad (2.68)$$

Da notare che  $M$  e  $N$  devono essere scelti in modo che  $G_f$  dipenda solo da  $M$  e  $c_f$  solo da  $N$ . In questo modo, gli errori per i parametri fittati, computati automaticamente, possono essere utilizzati direttamente per stimare gli errori per  $G_f$  e  $c_f$ . Se vengono usati altri parametri si devono calcolare i coefficienti di correlazione.

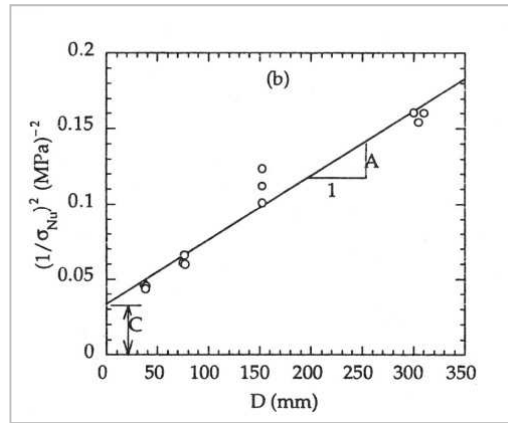


Figura 2.17 Grafico di regressione lineare di tipo I

Se non si dispone di un programma di ottimizzazione non lineare, gli effetti scala possono essere calcolati algebricamente arrangiando ad una regressione lineare, figura 2.17:

$$Y = AX + C \text{ (Regressione lineare I)} \quad (2.69)$$

Nel quale:

$$X = D, \quad Y = \left( \frac{1}{\sigma_{Nu}^2} \right), \quad Bf'_t = 1/\sqrt{C}, \quad D_0 = \frac{C}{A} \quad (2.70)$$

Come prima,  $K_{Ic}$ ,  $G_f$  e  $c_f$  seguono dalle equazioni (2.60) e (2.62):

$$K_{Ic} = k_0 \frac{1}{\sqrt{A}}, \quad G_f = \frac{k_0^2}{E'} \frac{1}{A}, \quad c_f = \frac{k_0}{2k'_0} \frac{C}{A} \quad (2.71)$$

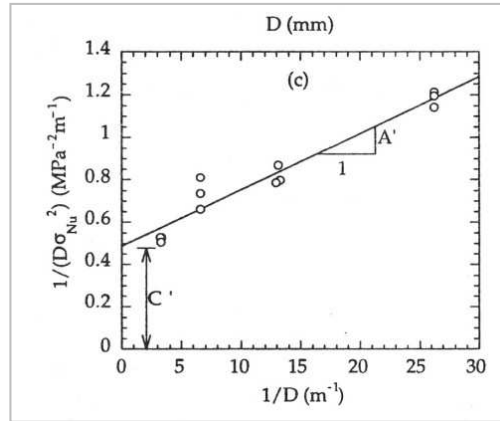


Figura 2.18 Grafico di regressione lineare di tipo II

Un altro arrangiamento algebrico dell'equazione (2.31) porta ad una regressione lineare alternativa, figura 2.18:

$$Y' = A'X' + C' \text{ (Regressione lineare II)} \quad (2.72)$$

Nel quale:

$$X' = \frac{1}{D}, \quad Y' = \frac{1}{\sigma_{Nu}^2 D}, \quad Bf_t' = \frac{1}{\sqrt{A'}}, \quad D_0 = \frac{A'}{C'} \quad (2.73)$$

Le espressioni per  $K_{Ic}$ ,  $G_f$  e  $c_f$  sono:

$$K_{Ic} = k_0 \frac{1}{\sqrt{C'}}, \quad G_f = \frac{k_0^2}{E'} \frac{1}{C'}, \quad c_f = \frac{k_0}{2k_0'} \frac{A'}{C'} \quad (2.74)$$

Si nota che, nella prima regressione lineare, l'energia di frattura è inversamente proporzionale all'inclinazione della regressione, e nel secondo tipo di regressione, è inversamente proporzionale all'intercetta. La regressione lineare del tipo I dà una miglior visuale dei dati dei test per provini di piccole dimensioni mentre la regressione di secondo tipo dà una miglior visualizzazione dell'estrapolazione delle infinite dimensioni. La LEFM corrisponde a  $c_f \rightarrow 0$ , che corrisponde a  $C = 0$  nella regressione di primo tipo (linea che passa per l'origine) e  $A' = 0$  in quella del secondo tipo (linea orizzontale).

Le regressioni nelle equazioni (2.66), (2.69) e (2.72) non sono completamente equivalenti e non forniscono correttamente gli stessi risultati.

### 2.6.3. RILEM: procedura sperimentale

Con il termine RILEM si intendono tutte le raccomandazione nell'utilizzo del metodo dell'effetto scala.

Una delle raccomandazioni sulla frattura del calcestruzzo suggerisce di determinare le caratteristiche di frattura del materiale dall'effetto scala. L'idea di questo metodo, proposta da Bažant (1987) e da Bažant e Pfeiffer (1987), è quella di determinare prima i parametri della legge di effetto scala attraverso la regressione di tipo I e poi i parametri di frattura del materiale attraverso l'equazione (2.71).

I passaggi da seguire sono gli stessi per un grande numero di geometrie possibili (sempre che siano di tipo positivo) ma sono da preferire, come prove di laboratorio, quelle di flessioni su tre punti che sono raccomandate per lo scopo della standardizzazione. I carichi e le reazioni vengono applicati attraverso uno schema cerniera-carrello con una minima possibilità di generarsi di uno sforzo torsionale. La distanza tra la parte terminale della trave e il supporto deve essere sufficiente per prevenire cedimenti o il generarsi di fessure in prossimità dell'appoggio. Il rapporto lunghezza/altezza del provino,  $S/D$ , non deve eccedere il valore di 2,5. Il rapporto fra l'intaglio e l'altezza della trave,  $a_0/D$ , deve essere compreso fra i valori 0,15 e 0,5. L'intaglio all'apice deve essere il più piccolo possibile e non deve superare il valore  $0,5 d_a$ , dove per  $d_a$  si intende la dimensione massima dell'aggregato. Lo spessore della trave  $b$  e l'altezza  $d$  non devono essere inferiori a  $3d_a$ .

Un punto molto importante è la scelta della dimensione  $D_k (i = 1, 2, \dots, n)$  del provino. Se vengono utilizzate solo due dimensioni, la linea di regressione potrebbe passare attraverso la media dei valori di  $\sigma_{Nu}$ . Possono essere utilizzate tre diverse dimensioni. I loro valori vengono scelti come regressioni geometriche, come per esempio  $D_1/D_2 = D_2/D_3 = \text{costanti}$ .

Brevemente si può dire che la raccomandazione indica che devono essere testati i provini con un minimo di tre dimensioni caratterizzati da:

- un'altezza di trave  $D = D_1, \dots, D_n$ ;
- La più piccola altezza,  $D_n$ , non deve però essere inferiore a  $10d_a$ ;
- Il rapporto  $D_n/D_1$  deve essere minimo di 4;
- Il rapporto di dimensioni adiacenti,  $D_{i+1}/D_k$ , può essere approssimativamente costante;
- Il range di dimensione dovrebbe essere tanto ampio quanto flessibile.

Per ragioni di tipo statistico, dovrebbero essere testati come minimo tre provini per ogni dimensione. Tutti i provini di tutte le dimensioni devono essere presi dallo stesso blocco di calcestruzzo e la qualità del calcestruzzo deve essere il più omogenea possibile. Inoltre bisogna prestare attenzione alle condizioni di esposizione cercando di fare in modo che siano le stesse per tutti i provini.

A parte per il carico massimo  $P_1, \dots, P_n$  misurato per provini di dimensioni  $D_1, \dots, D_n$ , devono essere ottenuti i seguenti dati:

- Il modulo di Young  $E_c$ ;
- La resistenza di compressione  $f'_c$ ;
- Tutte le dimensioni dei provini;
- La massima dimensione degli aggregati;
- Il rapporto acqua/cemento;



- Tutte le proprietà relative al mix di calcestruzzo utilizzato.

#### 2.6.4. RILEM: procedura di calcolo

I dati utili per i calcoli sono le dimensioni dei provini, con particolare riferimento all'altezza  $D_k$  e alla misura relativa al carico massimo  $P_{uk}^0$  ( $k = 1, 2, \dots, n; n$ ). Il primo passo da effettuare è quello di calcolare  $\sigma_{Nu}$  per tutti i provini. Per i provini pesanti si deve prendere in considerazione anche il peso proprio. Al tal fine, la misura dei carichi massimi,  $P_{u1}^0, \dots, P_{un}^0$  deve essere appurata dal peso proprio per ottenere il carico corretto  $P_{u1}, \dots, P_{un}$  che dà lo stesso fattore di intensità di sforzo in accordo con la LEFM.

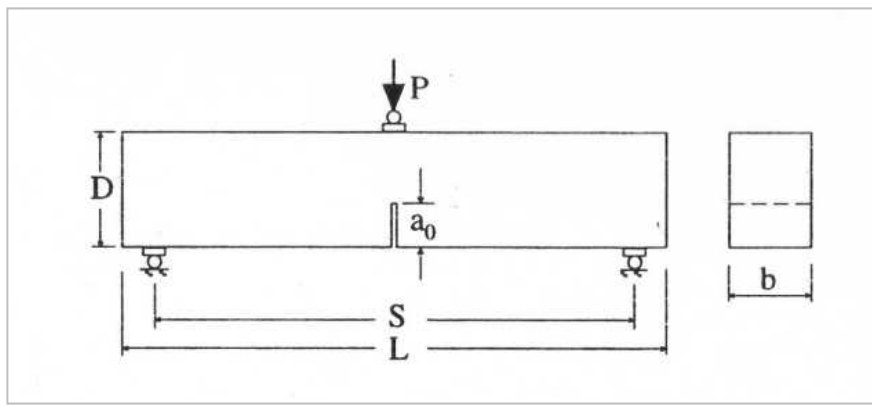


Figura 2.19 Indicazioni dimensionali di un provino della RILEM

Se si è di fronte ad una normale configurazione dei carichi nel quale l'intaglio è posizionato nella parte inferiore della trave, e se la lunghezza del provino  $L_k$  è quasi uguale alla luce  $S_k$ , e nessun altro apparecchio è appoggiato sul provino, il carico può essere ottenuto prendendo  $P_k = P_{uk}^0 + (m_{kg}/2)$ , dove si indica con  $g$  l'accelerazione di gravità e con  $m_{kg}$  i pesi individuali dei provini. Se invece  $L_k$  è diverso da  $S_k$  si ha sostanzialmente  $P_{uk} = P_{uk}^0 + m_{kg}(2S_k - L_k)/2S_k$ .

Basandosi su questi carichi, si calcola la resistenza nominale. Nelle raccomandazioni originali si imposta un valore di  $c_N = 1$ . L'equazione della resistenza nominale viene quindi espressa come segue:

$$\sigma_{Nuk} = \frac{3P_{uk}S_k}{2b_kD_k^2} \quad (2.75)$$

Infine, si calcolano le coordinate dei punti nella regressione lineare I,  $X_d = D_k$  e  $Y_k = (1/\sigma_{Nuk})^2$  dove  $D_k$  è la dimensione corrispondente a  $P_{uk}$ .

L'inclinazione di  $A$  e l'intercetta  $C$  della linea di regressione può essere ora calcolata dall'equazione di regressione lineare. In questa trattazione l'equazione verrà presentata in maniera leggermente diversa da quella proposta dalle RILEM:

$$\Sigma = \sum_{k=1}^n 1^k = n; \quad \Sigma_x = \sum_{k=1}^n X_k; \quad \Sigma_y = \sum_{k=1}^n Y_k; \quad \Sigma_{xx} = \sum_{k=1}^n (X_k)^2;$$

$$\sum_{xy} = \sum_{k=1}^n Y_k X_k; \quad \sum_{yy} = \sum_{k=1}^n (Y_k)^2 \quad (2.76)$$

E così i coefficienti di regressione  $A$  e  $C$  sono:

$$A = \frac{\sum \sum_{xy} - \sum x \sum y}{\Delta}; \quad C = \frac{\sum_{xx} \sum y - \sum x \sum_{xy}}{\Delta} \quad (2.77)$$

Dove si indica  $\Delta = \sum \sum_{xx} - (\sum x)^2$ .

Dopo aver calcolato i valori di  $A$  e  $C$  bisogna calcolare il fattore di geometria  $k_0 = k(\alpha_0)$  e  $k'_0 = k'(\alpha_0)$  utilizzando la funzione del fattore di forma  $k(\alpha)$  data nelle raccomandazioni. Vengono date tre funzioni di forma, in base al rapporto  $S/D = 2.5, 4$  e  $8$ . Si può utilizzare la formula di Pastor nel quale il fattore di forma, per un dato rapporto  $S/D$ , prende la seguente forma:

$$h_{S/D}(\alpha) = \sqrt{\alpha} \frac{p_{S/D}(\alpha)}{(1+2\alpha)(1-\alpha)^{3/2}} \quad (2.78)$$

$$p_{S/D}(\alpha) = p_\infty(\alpha) + \frac{4D}{5} [p_4(\alpha) - p_\infty(\alpha)] \quad (2.79)$$

Dove i polinomi  $p_4(\alpha)$  e  $p_\infty(\alpha)$  vengono dati dalle equazioni:

$$p_4(\alpha) = 1.900 - \alpha[-0.089 + 0.603(1 - \alpha) - 0.441(1 - \alpha)^2 + 1.223(1 - \alpha)^3] \quad (2.80)$$

$$p_\infty(\alpha) = 1.989 - \alpha(1 - \alpha)[0.448 - 0.458(1 - \alpha) + 1.226(1 - \alpha)^2] \quad (2.81)$$

Con il valore di  $k_0$  e di  $k'_0$  trovati attraverso queste formule, si calcolano i parametri di frattura. Si nota che la differenziazione numerica è il metodo più veloce per ottenere  $k'_0$ ; è anche possibile la derivazione analitica ma la formula risulta molto più lunga da applicare.

## 2.7. Legge universale di effetto scala

Nella frattura coesiva dei materiali quasi fragili si possono distinguere sei semplici casi di modelli asintotici: il comportamento asintotico di strutture molto grandi e molto piccole, la rottura di strutture non intagliate e quelle con un intaglio o con una fessura profonda preesistente, l'effetto scala puramente statistico di Weibull, e l'effetto scala puramente energetico (deterministico). Le leggi del "size effect" governano la transizione fra alcuni di questi casi asintotici. Bažant propone una legge universale regolare che fa da ponte a tutti i casi.

Ci sono due diversi tipi di effetto scala:

- statistico: descritto dalla teoria di Weibull sulla resistenza locale del materiale;
- deterministico: si distinguono i casi dell'effetto scala di Tipo I, per strutture non intagliate, e quello di Tipo II che avviene in strutture con un intaglio o una situazione di sforzo interno stabile prima del raggiungimento del carico massimo.

Il collegamento dei comportamenti asintotici di provini di grandi e piccole dimensioni è stato già affrontato attraverso la legge di effetto scala a forma chiusa, sia per quanto riguarda il tipo puramente energetico (TipoII), che per quello energetico-statistico (Tipo

I). Un problema più complesso è invece quello di collegare gli effetti scala per i casi di non intaglio e intaglio. Questo problema venne affrontato da Bažant (1977) e ne deriva di conseguenza una legge universale sugli effetti scala che mostra tuttavia due limitazioni: (1) è puramente deterministica ed energetica e (2) la dipendenza della resistenza nominale dall'intaglio o dalla profondità della cricca non è regolare.

### 2.7.1. Effetto scala energetico di Tipo I e di Tipo II

Quando una struttura quasi fragile ha un intaglio profondo o una fessura che si è formata prima di raggiungere il carico massimo, l'effetto scala sulla resistenza nominale della struttura è essenzialmente energetico, con una componente statistica trascurabile. Questo effetto scala, chiamato del Tipo II, può essere descritto approssimativamente dalla legge di effetto scala di Bažant (2.31).

Questa equazione venne successivamente derivata di nuovo da Bažant e Kazemi (1990) e Bažant (1997) utilizzando approssimazioni asintotiche della funzione di energia che viene liberata dalla propagazione della fessura, basata sulla LEFM. Si può esprimere la legge di effetto scala in termini di caratteristica della frattura:

$$\sigma_N = \sqrt{\frac{E' G_f}{g'(\alpha_0)c_f + g(\alpha_0)D}} \quad (2.80)$$

Questa equazione era stata già presentata in precedenza (2.57). I parametri che la compongono sono stati già esplicitati nella (2.58).

La legge di effetto scala del Tipo II si applica alla maggior parte dei provini intagliati e anche alla maggior parte delle fratture di strutture in calcestruzzo rinforzato. Strutture che mostrano effetti scala del secondo tipo vengono prese in considerazione per una corretta progettazione strutturale perché una crescita di fessura stabile prima del carico massimo dà alla struttura una grande capacità di dissipare energia e una significativa duttilità.

Molte strutture quasi-fragili, diversamente, cedono nella fase iniziale della formazione della fessura, in modo sempre più veloce in relazione alla velocità di sviluppo della zona di processo della frattura. In questo caso l'effetto scala da considerare è quello di Tipo I. L'effetto scala di Tipo I venne analizzato attraverso gli studi di Bažant e Li (1995). Nel 1997 Bažant dedusse in maniera più generale, in relazione alla meccanica della frattura, l'effetto scala di Tipo I, partendo dal caso limite dell'energia liberata e della dissipazione per una lunghezza di cricca tendente a zero. La funzione  $g(\alpha)$  si annulla per  $\alpha \rightarrow 0$ , mentre la sua derivata prima e seconda no. Il terzo termine della serie espansa asintotica della funzione  $g(\alpha)$ , che tende a 0, deve essere conservato; questo porta all'equazione:

$$\sigma_N = \left( \frac{E' G_f}{g'(0)\bar{c}_f + \frac{g''(0)\bar{c}_f^2}{2D}} \right)^{1/2} = f_r^\infty \left( 1 - 2 \frac{D_b}{D} \right)^{-1/2} \approx f_r^\infty \left( 1 + \frac{r D_b}{D} \right)^{1/r}$$

(2.81)

In questa equazione sono state utilizzate le approssimazioni asintotiche  $(1 - 2x)^{-1/2} \approx 1 + x \approx (1 + rx)^{1/r}$  che valgono per  $x = D_b/D \ll 1$  (con un errore di circa  $x^2$ ) e che danno come risultato le seguenti notazioni:

$$f_r^\infty = \sqrt{\frac{E'G_f}{g'(0)\bar{c}_f}}; \quad D_b = \frac{\langle -g''(0) \rangle}{4g'(0)} c_f; \quad \bar{c}_f = \kappa c_f \quad (2.82)$$

Si prende  $f_r^\infty$ ,  $D_b$  e  $r$  costanti e positivi per provini di geometria simile;  $f_r^\infty$  è la resistenza nominale per strutture molto grandi,  $D_b$  è lo spessore effettivo dello strato limite e  $\bar{c}_f$  è la lunghezza effettiva della zona di processo della frattura per provini non intagliati. L'operatore  $\langle \dots \rangle$  indica la parte positiva,  $\langle x \rangle = \max(x, 0)$  e  $\kappa = \text{costante} \gg 1$  ma resta nell'intorno di 1, e caratterizza il rapporto tra la dimensione effettiva della zona fratturata (FPZ) di un provino non intagliato e all'apice di uno intaglio. Dalle osservazioni, appare che l'FPZ per una situazione non intagliata è maggiore di quello relativo ad una fessura che si propaga da un intaglio profondo. Il coefficiente empirico  $r$  deve essere introdotto perché il caso  $r = 1$  genera uno fra gli infiniti casi che danno gli stessi primi due termini dell'espansione asintotica, uguali da un punto di vista matematico. Considerare  $r = 1$  potrebbe portare a una restrizione arbitraria e non risolvibile. In accordo con i dati sperimentali, il valore ottimale di  $r$  generalmente si trova compreso tra i valori 1/2 e 1.

Da notare inoltre che la seconda espressione dell'equazione (2.81), potrebbe dare valori complessi di  $\sigma_N$  nel caso in cui  $D$  non sia abbastanza grande. Questa situazione è poco realistica ma non ci si deve sorprendere perché questa espressione è stata ottenuta da un'approssimazione asintotica di larga scala.

In accordo con il modello della cricca coesiva, che è un modello continuo, il limite di  $\sigma_N$  per  $D \rightarrow 0$  deve essere finito. Questa condizione potrebbe essere soddisfatta inserendo una variazione che non provoca alcun effetto sull'espansione asintotica di larga scala (Bažant 1997):

$$\sigma_N = f_r^\infty \left( 1 + \frac{rD_b}{D + l_p} \right)^{1/r} \quad (2.83)$$

Dove  $l_p$  rappresenta una caratteristica di lunghezza del materiale e può essere posta pari a circa due o tre volte la dimensione dell'aggregato, ed è circa uguale allo spazio minimo possibile tra fessure coesive parallele, o allo spessore effettivo della zona di processo lungo la direzione di propagazione (Bažant e Pang 2006). Nonostante il fatto che il valore di  $l_p$  sia empirico, la sua introduzione è necessaria per ragioni di tipo matematico. Serve per soddisfare il requisito asintotico per  $D \rightarrow 0$  e controlla che l'effetto di  $l_p$  sia trascurabile per  $D \gg l_p$ . Da notare che  $l_p$  è diverso dalla caratteristica di lunghezza di Irwin  $l_0 = E G_f / f_t^2$ , che caratterizza la lunghezza della zona di processo in direzione della propagazione della stessa.

### 2.7.2. Effetto scala energetico-statistico di Tipo I e di Tipo II

Date le caratteristiche del materiale sotto analisi è possibile che una microfessura inizi a formarsi in diversi punti. L'effetto scala di Tipo I, per il quale  $l_p \rightarrow \infty$ , si avvicina all'effetto scala statistico di Weibull. Viene quindi derivata una generalizzazione dell'equazione precedentemente proposta da Bažant e Novak (2000), basata sulla teoria non locale di Weibull, che combina gli effetti scala statistici ed energetici:

$$\sigma_N = f_r^\infty \left[ \left( \frac{l_s}{D} \right)^{rn/m} + \frac{rD_b}{D} \right]^{1/r} \quad (2.84)$$

Per valori piccoli di  $D$  questa equazione converge all'equazione (2.81), mentre per valori grandi converge all'effetto scala di Weibull  $\sigma_N \propto D^{-n/m}$ . Si può inoltre effettuare un'altra generalizzazione statistica (Bažant 2004; Bažant 2007):

$$\sigma_N = f_r^\infty \left[ \left( \frac{l_s}{l_s + D} \right)^{rn/m} + \frac{rD_b}{l_p + D} \right]^{1/r} \quad (2.85)$$

Dove  $l_s$  è la seconda caratteristica di lunghezza. Anche in questo caso il suo valore è empirico, e deve essere introdotto per le stesse ragioni matematiche viste in precedenza.

Nell'effetto scala del secondo tipo invece la casualità della resistenza del materiale non ha un effetto significativo sulla resistenza nominale della struttura. La casualità controlla solo la distribuzione statistica di  $\sigma_N$ .

### 2.7.3. Condizioni asintotiche nei differenti tipi di effetto scala

Il modello della cricca coesiva è il più realistico fra tutti i modelli per la frattura dei materiali quasi-fragili. In accordo con questo modello deterministico, la frattura coesiva deve avere le seguenti proprietà asintotiche per strutture di dimensione  $D$ :

- Per  $D \rightarrow 0$ :  $\sigma_N \propto 1 - k_0 D + O(D^2) \Rightarrow$  Valida per tutti i tipi
- Per  $D \rightarrow \infty$  e  $\alpha_0 \rightarrow 0$ :  $\sigma_N \propto 1 + k_1 D^{-1} + O(D^{-2}) \Rightarrow$  Valida per il Tipo I
- Per  $D \rightarrow \infty$  e  $\alpha_0$  grande:  $\sigma_N \propto D^{-\frac{1}{2}} (1 - k_2 D^{-1} + O(D^{-2})) \Rightarrow$  Valida per il Tipo II

Dove  $k_1$ ,  $k_2$  e  $k_3$  sono costanti positive. L'effetto scala deterministico all'interno delle equazioni (2.31), (2.83) e (2.80) soddisfa queste proprietà asintotiche. La verifica può essere fatta attraverso la seguente approssimazione del secondo ordine:

$$\sigma_0 (1 + D/D_0)^{-1/2} \xrightarrow{D/D_0 \rightarrow 0} \sigma_0 (1 - D/2D_0) \quad (2.86)$$

$$\sigma_0 (1 + D/D_0)^{-1/2} \xrightarrow{D/D_0 \rightarrow \infty} \sigma_0 \sqrt{D_0/D} (1 - D/2D_0) \quad (2.87)$$

$$f_r^\infty \left( 1 + \frac{rD_b}{l_p + D} \right)^{1/r} \xrightarrow{D/l_p \rightarrow 0} f_r^\infty \left( 1 + \frac{rD_b}{l_p} \right)^{1/r} \left( 1 - \frac{D}{(1 + l_p D_b/r) L_p} \right) \quad (2.88)$$

$$f_r^\infty \left( 1 + \frac{rD_b}{l_p + D} \right)^{1/r} \xrightarrow{D/D_b \rightarrow \infty} f_r^\infty \left( 1 + \frac{D_b}{D} \right) \quad (2.89)$$

Dove si indica con  $L_p$  un valore costante. Queste equazioni mostrano che le formule degli effetti scala del Tipo I e II hanno proprietà asintotiche molto differenti a seconda che  $D \rightarrow 0$  o  $D \rightarrow \infty$ .

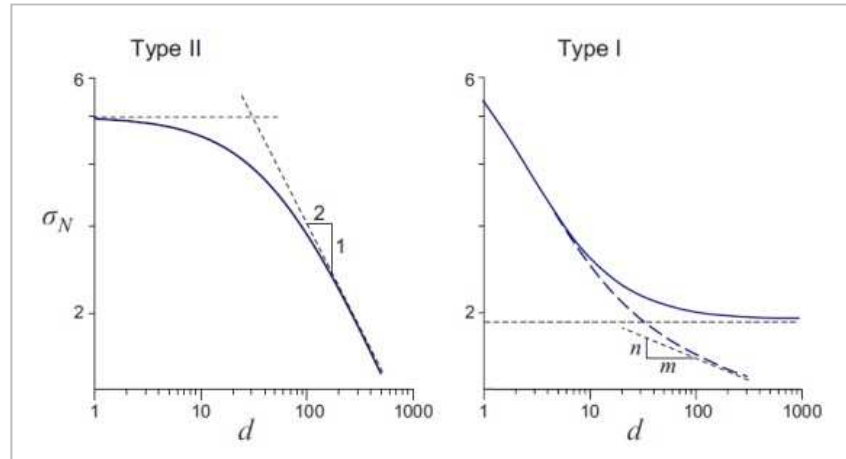


Figura 2.20 Comportamento dei due tipi di effetto scala

Nel Tipo II, l'asintoto per  $D \rightarrow \infty$  è rappresentato da  $\sigma \propto D^{-1/2}$ , che è l'effetto scala per materiale con un comportamento perfettamente fragile. Invece, per  $D \rightarrow 0$ , la curva di effetto scala di  $\sigma_N$  e  $D$  tende ad un asintoto orizzontale, figura 2.20, l'effetto scala scompare, e ci si trova nella classica situazione di plasticità.

Nella situazione  $D \rightarrow \infty$ , per l'effetto scala di Tipo I, la zona di processo della frattura, rappresentata dallo strato di contorno con una forte distribuzione di fessure, diventa trascurabile comparata con la dimensione del provino. Si verifica inoltre una redistribuzione di sforzo trascurabile e la frattura avviene quando lo sforzo massimo, calcolato elasticamente, raggiunge il valore della resistenza del materiale  $f_r^\infty$ . In questo modo, per  $D \rightarrow \infty$  si trascura l'effetto scala con andamento asintotico.

Per strutture con dimensione  $D \rightarrow 0$ , il modello della cricca coesiva implica che la resistenza del materiale viene spostata a tutti i punti della superficie di frattura. Questa situazione è equivalente ad una fessura piena di una colla perfettamente plastica, ed anche in questo caso si trascura l'effetto scala.

Dopo aver analizzato l'espansione asintotica e dopo aver determinato le proprietà asintotiche per i differenti effetti scala, Bažant (1995-1997) derivò una formula per la legge di effetto scala universale, che rappresenta sia il Tipo I che il II nella loro situazione limite:

$$\sigma_N = Bf'_t \left[ 1 + \left( \frac{D}{D_0} \right)^r \right]^{-1/2r} \left[ 1 + s \frac{2l_f D_0}{(2\gamma l_f + D) + (D_0 + D)} \right]^{1/s} \quad (2.90)$$

Nella quale  $r$ ,  $s$  e  $\gamma$  sono dei parametri empirici il cui valore può essere impostato come  $r = s = 1$ . Lo spessore dello strato limite costante  $D_b$  che è stato analizzato

nell'equazione (2.82) può essere riscritto attraverso il parametro  $l_f$  che dipende dalla lunghezza iniziale della cricca:

$$l_f = \frac{\langle -g''(\alpha_0) \rangle}{4g'(0)} \kappa c_f \quad (2.91)$$

Nel precedente tentativo di formulazione dell'effetto scala universale, il primo termine contiene la legge dell'effetto per provino intagliati, mentre il secondo contiene la legge per il secondo Tipo.

Bisogna effettuare alcune considerazioni relative all'equazione (2.90).

Per prima cosa, quando si è nella situazione di  $\alpha = 0$  l'equazione converge, per  $D \rightarrow \infty$ , a un asintoto orizzontale mentre dovrebbe convergere correttamente alla legge di potenza  $D^{-n/m}$  dell'effetto scala statistico di Weibull, cioè alla linea retta di inclinazione  $-n/m$  nella scala logaritmica (dove si indica con  $m$  il modulo di Weibull che per il calcestruzzo vale  $m = 24$ ).

In seconda analisi, l'equazione (2.90) non è regolare, il che risulta evidente nella sua vista tridimensionale illustrata da Bažant e Planas (1998). La superficie ha un brusco cambio di pendenza a  $\alpha \approx 0,1$ , che è causato dal braccio di Macauley dell'equazione (2.91).

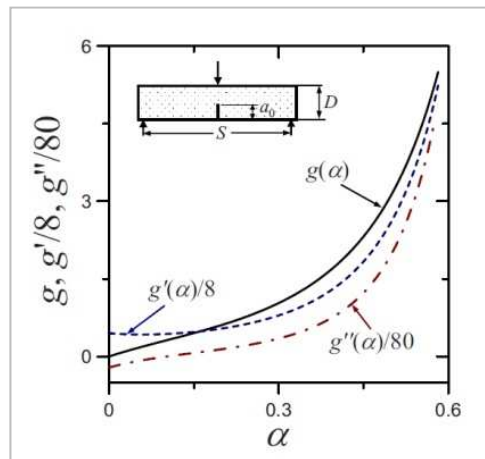


Figura 2.21 Funzione di energia liberata, della derivata prima e seconda per una prova TPB

La figura 2.21 mostra l'andamento relativo alla funzione di energia liberata e le sue derivate prime e seconde per una prova TPB con un provino di rapporto luce-spessore uguale a  $S/D = 4$ . Si utilizzerà la seguente approssimazione che risulta essere più accurata, derivata da Pastor (1995):

$$g(\alpha) = k(\alpha)^2 \quad k(\alpha) = \frac{p_4(\alpha)\sqrt{\alpha}}{(1+2\alpha)(1-\alpha)^{3/2}} \quad (2.92)$$

#### 2.7.4. Legge universale dell'effetto scala

Verrà ora presentata in dettaglio una legge universale di effetto scala basata su argomenti asintotici. Per  $\alpha$  che tende a  $\alpha_0$  la funzione adimensionale di energia liberata

$g(\alpha)$  può essere approssimata attraverso i suoi tre termini della serie di Taylor espansa a  $\alpha_0$ :

$$\sigma_N = \sqrt{\frac{E'G_f}{g(\alpha)D}} \approx \left( \frac{E'G_f}{g_0D + g'_0c_f + \left(\frac{g''_0c_f^2}{2D}\right)} \right)^{1/2} \quad \text{valida per } D \gg \alpha_0 \quad (2.93)$$

Dove si è indicato  $g_0 = g(\alpha_0)$ ,  $g'_0 = g'(\alpha_0)$ ,  $g''_0 = g''(\alpha_0)$ . Per l'effetto scala di tipo I,  $g_0 = g(\alpha_0) = g(0) = 0$ . Per separare questo caso dal quello di Tipo II, per il quale  $g_0 > 0$ , l'ultima espressione, applicabile solo per valori di  $D$  abbastanza grandi, deve essere arrangiata come segue:

$$\sigma_N = \left( \frac{E'G_f}{g_0D + g'_0c_f} \right)^{\frac{1}{2}} \left( 1 + \frac{g''_0c_f^2}{2D(g_0D + g'_0c_f)} \right)^{-1/2} \approx \sqrt{\frac{E'G_f}{g_0D + g'_0c_f}} \left( 1 - \frac{r g''_0c_f^2}{4D(g_0D + g'_0c_f)} \right)^{1/r} \quad (2.94)$$

In questa equazione è stato introdotto un coefficiente arbitrario  $r$ . Questo viene permesso, e anche richiesto, perché le espansioni asintotiche degli ultimi due termini, in termini di potenza di  $(\alpha_0/D)$ , sono indipendenti da  $r$  al termine quadrato, e perché non c'è ragione che  $r$  sia uguale a 1. Tuttavia, si deve notare che sebbene entrambe le espressioni precedenti coincidano esattamente per un valore di  $r = -2$ , non è possibile impostare un valore di  $r$  negativo perché tipicamente si ha che  $g''_0 < 0$ , il che rende  $\sigma_N$  immaginario.

Quando il provino ha un intaglio, (cioè quando  $\alpha_0$  non è trascurabile rispetto alla sezione del provino) la formula precedente deve essere posta identica all'equazione (2.80). In questo modo,  $g''_0$  deve essere sostituito con una funzione tendente a 0 quando  $\alpha_0$  diventa grande abbastanza (cioè quando  $\alpha_0$  non è trascurabile rispetto alla sezione). A questo scopo, si può scrivere  $g''_0 e^{-k\alpha_0^q}$  al posto di  $g''_0$ , dove  $k$  e  $q$  sono costanti empiriche positive che controllano la transizione. L'equazione precedente può essere riscritta nel seguente modo:

$$\sigma_N = \sqrt{\frac{E'G_f}{g_0D + g'_0c_f}} \left( 1 - \frac{rc_f^2 g''_0 e^{-k\alpha_0^q}}{4D(g_0D + g'_0c_f)} \right)^{1/r} \quad (2.95)$$

Per verificare l'applicabilità generale di questa equazione, si scrivono i seguenti casi asintotici relativi a situazioni opposte:

- Per valori grandi di  $\alpha_0$ :

$$e^{-k\alpha_0^q} \rightarrow 0 \quad \sigma_N = \sqrt{\frac{E'G_f}{g_0D + g'_0c_f}} \quad (2.96)$$

- Per  $\alpha_0 \rightarrow 0$ :

$$\sigma_N = \sqrt{\frac{E'G_f}{g'_0c_f}} \left( 1 + \frac{(-g''_0)rc_f}{4g'_0 D} \right)^{1/r} \quad (2.97)$$



Per  $D \rightarrow 0$ , l'equazione (2.95) porta ad una resistenza nominale  $\sigma_N$  infinita, e questo violerebbe il limite asintotico per le piccole dimensioni del modello della cricca coesiva, per il quale è sempre finito. Si può evitare questo problema sostituendo, all'interno dell'equazione,  $4D$  con  $4(D + l_p)$ , dove  $l_p$  rappresenta la caratteristica di lunghezza del materiale, che può essere posta approssimativamente uguale alla massima dimensione dell'aggregato (Bažant e Plan 2006). Per  $D/l_p \rightarrow \infty$  l'equazione converge asintoticamente. Utilizzando questa modifica, i casi asintotici appena analizzati soddisfano le condizioni asintotiche del modello della cricca coesiva, e quindi le equazioni (2.96) e (2.97).

Infine, comparando con i test sperimentali, è possibile impostare il valore  $q = 2$ . In questo modo, se si considera solo l'effetto scala energetico deterministico, e se  $g_0'' < 0$ , la nuova legge universale di effetto scala può essere scritta come segue:

$$\sigma_N = \sqrt{\frac{E'G_f}{g_0'c_f + g_0D}} (1 - rc_f^2 g_0'' e^{k\alpha_0^2})^{1/r} \quad (2.98)$$

Per trovare l'effetto scala statistico di Weibull, che diventa significativo per strutture non intagliate grandi, deve essere aggiunta una parte statistica, analoga all'equazione (2.84), che deve essere imposta all'equazione (2.98):

$$\sigma_N = \sqrt{\frac{E'G_f}{g_0'c_f + g_0D}} \left[ \left( \frac{l_s}{l_s + D e^{-\eta\alpha_0^2}} \right)^{rn/m} - \frac{rc_f^2 g_0'' e^{-k\alpha_0^2}}{4(l_p + D)(g_0D + g_0'c_f)} \right]^{1/r} \quad (2.99)$$

Questa formula finale rappresenta una legge universale generale per l'effetto scala che soddisfa le tre condizioni asintotiche per l'effetto scala ( $\alpha_0 = 0$ ):

- Per provino non intagliati, con  $\alpha_0 \rightarrow 0$  ( $g_0 \rightarrow 0$ ) e per dimensioni abbastanza piccole,  $D \ll l_s$ , l'equazione si avvicina molto alla formula deterministica energetica:

$$\sigma_N = f_r^\infty \left( 1 + \frac{rD_b}{l_p + D} \right)^{1/r} \quad (2.100)$$

- Per provini non intagliati, con  $\alpha_0 \rightarrow 0$  ( $g_0 \rightarrow 0$ ) e per dimensioni grandi abbastanza,  $D \gg \text{Max}(l_s, l_p)$ , l'equazione si avvicina all'effetto scala di Weibull:

$$\sigma_N = f_r^\infty (l_s/D)^{n/m} \quad (2.101)$$

- Per provini  $m \rightarrow \infty$  e per qualsiasi valore di  $D$ , l'equazione coincide con la formula deterministica energetica.

Si riporta nella figura 2.22 la superficie tridimensionale della legge universale di effetto scala.

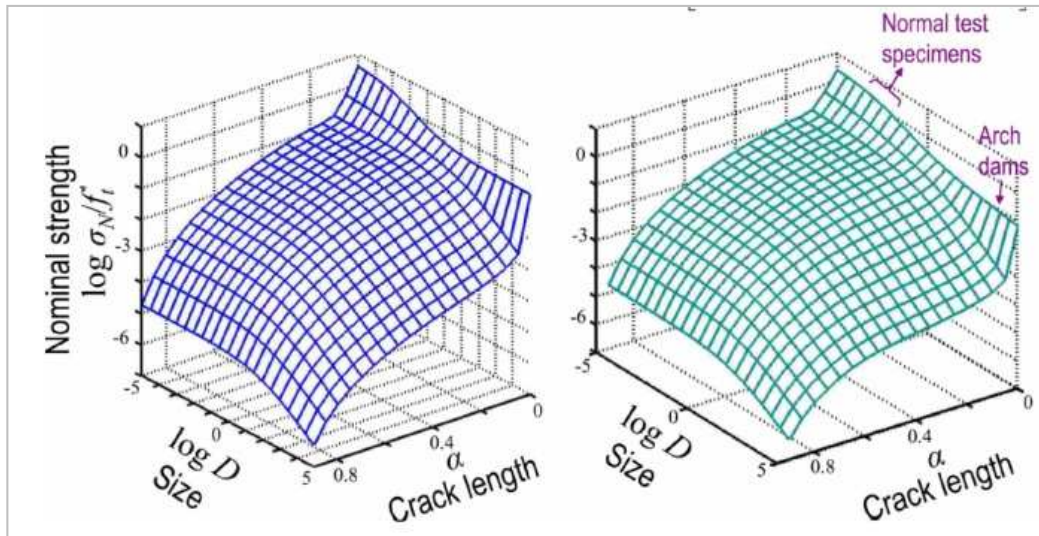


Figura 2.22 Rappresentazione della legge universale di effetto scala.

## 3. Il comportamento del calcestruzzo esposto ad alte temperature

Uno dei maggiori problemi per gli edifici e le strutture riguarda l'esposizione alle alte temperature. Le strutture in calcestruzzo, usate spesso nell'ambito delle costruzioni, sono considerate comunemente avere una buona resistenza al fuoco, ma il materiale in se è sensibile agli effetti termici. A causa delle reazioni chimiche e fisiche, che avvengono a temperature elevate, si verificano variazioni considerevoli nelle proprietà fisiche e meccaniche con perdite irreversibili di resistenza e di rigidità, inclusa la possibilità di incrementare la duttilità nella fase di post-picco del materiale. Sono molti i fattori che devono essere considerati quando si parla di esposizione alle alte temperature, quali per esempio la velocità di riscaldamento, la massima temperatura raggiunta e i materiali costituenti la miscela del calcestruzzo.

I vantaggi dell'utilizzo del calcestruzzo come materiale con proprietà di resistenza al fuoco sono due, in primo luogo è un materiale incombustibile comparato con materiali tipo il legno e inoltre è un ottimo isolante termico che possiede una bassa diffusività comparato con l'acciaio. Ad ogni modo ci sono alcuni problemi legati al suo utilizzo quando esposto a queste condizioni. All'aumentare della temperatura, si verifica un deterioramento delle proprietà meccaniche, causato da cambiamenti fisico-chimici che avvengono all'interno del materiale, e in alcuni casi si assiste ad una frantumazione esplosiva (spalling), che dà come risultato una riduzione della sezione e l'esposizione delle barre d'armatura alle condizioni estreme esterne. Conseguentemente sia la caratteristica d'isolamento che quella di resistenza ai carichi vengono perse. Nel seguente capitolo sarà fatta un'analisi maggiormente dettagliata riguardo questi due aspetti negativi.

Per quanto riguarda la progettazione di una struttura, le misure di sicurezza al fuoco per gli elementi che la compongono sono progettate sul significato della resistenza al fuoco. La resistenza al fuoco è definita come l'abilità dell'elemento strutturale a mantenere la sua funzione portante sotto condizioni di esposizione al fuoco e alle alte temperature. Viene definita come il tempo durante il quale un elemento strutturale mostra resistenza nei confronti dell'integrità strutturale, della stabilità e nei confronti della trasmissione della temperatura. La resistenza al fuoco di un elemento dipende dalla sua geometria, dai materiali utilizzati, dall'intensità dei carichi e dalle caratteristiche del fuoco. Il concetto di resistenza all'esposizione al fuoco è un concetto applicabile agli elementi che fanno parte della struttura e non al materiale che la compone. Tuttavia le proprietà del materiale hanno effetti sulle performance dell'elemento del quale fa parte.

Il calcestruzzo sotto indagine in questo elaborato, come già precedentemente spiegato, è di tipo ad alta resistenza con colorazione bianca. Nelle costruzioni viene spesso utilizzato il calcestruzzo ad alta resistenza per soddisfare i requisiti di servizio e di sicurezza agli stati limiti. La sicurezza al fuoco è appunto uno dei maggiori requisiti. La base logica per cui s'introduce questo requisito è il fatto che, quando vengono meno le misure di contenimento degli incendi, l'integrità strutturale è l'ultimo strumento di difesa utile a questo scopo.

In questo capitolo si affronterà la tematica relativa al comportamento del calcestruzzo esposto al fuoco e quindi alle alte temperature. L'attenzione sarà posta, in particolare, sullo studio delle proprietà meccaniche residue del materiale trattato termicamente a diverse temperature. Verranno inoltre analizzati i fenomeni fisico-chimici che avvengono all'interno del materiale durante l'esposizione, il fenomeno dello spalling ed i metodi studiati per evitare il verificarsi di questo fenomeno. Si farà anche riferimento agli aspetti più teorici, affrontati già nel capitolo precedente, relativi all'effetto scala e al suo andamento in calcestruzzi danneggiati termicamente. I dettami teorici che saranno analizzati saranno utilizzati successivamente all'interno delle simulazioni numeriche al fine di impostare un programma di calcolo che, oltre a simulare il comportamento del materiale a temperatura ambiente, riesca a imitare il comportamento del calcestruzzo in seguito ad un trattamento termico.

#### **3.1. Background sullo studio del comportamento al fuoco**

I primi interessi che spinsero verso lo studio degli effetti delle alte temperature sul calcestruzzo risalgono al 1922. Questi primi studi sono stati condotti in relazione al comportamento delle costruzioni durante l'esposizione. Gli aspetti che sin da subito destarono maggior interesse furono:

- Capire il complesso comportamento del materiale stesso;
- Analizzare il comportamento del materiale in relazione alla sicurezza e all'integrità della stessa durante l'esposizione;
- Valutare le proprietà residue della struttura in seguito all'esposizione.

I primi studi atti alla valutazione di queste tematiche vennero effettuati nel 1940. Sin da subito, l'esposizione alle alte temperature, fece notare dei cambiamenti nelle proprietà meccaniche del calcestruzzo. Questi primi studi furono condotti utilizzando provini di calcestruzzo con una resistenza normale (NSC), mentre solo in un secondo momento, a partire dal 1971, si passò allo studio del comportamento al fuoco di provini di calcestruzzo ad alta resistenza (HSC). Questi studi vennero condotti dapprima da Abrams, e successivamente da Hertz (1984), Diederichs (1988), Castillo e Durani

(1990), Morita (1992), Sullivan e Shansar (1992), Furumura (1995), Hammer (1995), Felicetti e Noumonowe (1996).

Un impulso molto importante fu dato con l'introduzione di reattori nucleari raffreddati a gas in Gran Bretagna nel 1960 e nel 1970. Infatti vennero effettuati vari finanziamenti per la ricerca sugli effetti del fuoco sul calcestruzzo, sebbene in relazione alle condizioni di servizio dei reattori nucleari, utilizzando ad ogni modo tecnologie utili da trasferire alle applicazioni con il fuoco. Molti risultati di queste ricerche furono pubblicati in una serie di conferenze biennali "SMIRT" del 1971 e nel giornale "Nuclear engineering and design". In questi studi vennero utilizzate curve tempo-temperatura. Le analisi individuarono tre categorie:

- Edifici: la curva dello scenario del fuoco per gli edifici rappresenta un tipico edificio nel quale i combustibili sono carta, legno, etc. La temperatura secondo la BS476 passa da 20°C a 842°C nei primi trenta minuti. Questo profilo ha un lento incremento di temperatura fino a 1000°C in un periodo oltre i 120 minuti. Queste curve rappresentano solo una delle possibili condizioni di esposizione e non include un finale decadimento del fuoco. Questa curva di temperatura-tempo corrisponde a un fuoco severo ma non il più severo possibile.
- Spazi aperti o industrie petrolchimiche: negli anni 70 la compagnia petrolifera Mobil studiò gli incendi prodotti con combustibili d'idrocarburi e sviluppò una curva temperatura-tempo con un rapido incremento nei primi cinque minuti fino a 900°C con picchi di 1100°C.
- Tunnel: curva con una crescita fino a 1200°C con picchi di 1350°C nei primi 60 minuti per poi presentare una diminuzione graduale a 1200°C per 120 minuti. La curva appena presentata rappresenta la peggiore forma d'incendio in tunnel in termini sia di riscaldamento iniziale e sia di massime temperature.

Sono stati riportati questi dati, relativi alle curve temperatura-tempo, per far notare le temperature utilizzate in questi studi. L'approccio di questo elaborato non fa riferimento a queste curve e non arriva a trattare temperature che superano i 750°. Ad ogni modo è utile far notare gli scenari di temperatura per avere un'idea di quali sono le condizioni di esposizione cui è sottoposto un materiale durante un incendio. Di conseguenza si capisce l'importanza dello studio di questa tema, sia per valutare il comportamento generale del materiale sottoposto a diverse temperature, sia per valutare quelle che sono le proprietà residue del calcestruzzo. Per proprietà residue s'intende quelle che il calcestruzzo mostra in seguito al danneggiamento termico, e quindi, in seguito ad un incendio. Valutare queste proprietà serve per capire se il materiale è ancora in grado di sorreggere i carichi per cui è stato progettato.

Fino a una decina di anni prima a queste pubblicazioni, le ricerche sul fuoco erano concentrate sul comportamento della resistenza normale del calcestruzzo alle alte

temperature. I metodi utilizzati dagli ingegneri per la progettazione delle strutture, in sicurezza rispetto all'esposizione al fuoco, erano solo di tipo prescrittivo. In seguito ci furono due cause che portarono a un approfondimento dello studio di questa problematica.

- L'incremento dell'utilizzo di calcestruzzo ad alte prestazioni HPC negli edifici, tunnel e ponti: il calcestruzzo HPC presentava una tendenza a esplodere frantumandosi quando esposto ad alte temperature. Si sono verificati una serie d'incidenti molto gravosi all'interno di tunnel, che hanno portato alla necessità di urgenti ricerche rivolte a una maggior conoscenza e risoluzione di questa seria problematica;
- I metodi tradizionali prescrittivi di progettazione risultarono essere molto limitati. Ne consegue un impeto per lo sviluppo di analisi strutturali performanti e una crescente approvazione dell'uso di analisi strutturali e di progettazioni contro il fuoco.

Nel proseguo del capitolo verranno presentati alcuni studi che sono stati effettuati riguardanti la problematica in esame. Questi studi forniscono dati molto importanti per quanto riguarda il comportamento del materiale quando esposto ad alte temperature. Servono da una parte per dare una spiegazione del comportamento, attraverso dati ricavati dalle sperimentazioni passate, e dall'altra come testimonianze che danno un'ulteriore visione del background sullo studio della tematica.

#### **3.2. Reazioni chimiche e fisiche**

Il calcestruzzo è comunemente considerato un materiale con una buona resistenza al fuoco ma, ad ogni modo, quando esposto ad alte temperature è soggetto a reazioni chimiche e fisiche al suo interno. La conseguenza è una variazione delle proprietà fisiche e chimiche con un'irreversibile perdita di resistenza e di rigidezza. Questo comportamento è influenzato dal generarsi di microfratture, prodotte dall'incompatibilità termica dei vari componenti, dal tipo di aggregato, dalla velocità del riscaldamento, dal contenuto iniziale di umidità e dalla permeabilità.

L'esposizione alle alte temperature può causare un aumento del volume a causa delle dilatazione termiche, formazione di microfessure dovute alla perdita di acqua all'interno del materiale. Il fatto che ci sia una variazione del volume può significare che all'interno del materiale si sia formato uno stato di sforzo, una serie di microfessure e di fratture. I fenomeni che avvengono dipendono dalla velocità del riscaldamento, dalle condizioni idrometriche al contorno, dalla temperatura massima raggiunta e dalla composizione del calcestruzzo.

Si verifica di conseguenza uno spostamento di acqua, un aumento dell'essiccazione del materiale, un'incompatibilità ed una decomposizione chimica fra la pasta di cemento e gli aggregati. Questi fenomeni generano una diminuzione di resistenza e di rigidità e un aumento di deformazioni irreversibili.

Per valutare ciò che accade nel calcestruzzo è opportuno rifarsi ai cambiamenti di natura fisica e chimica che avvengono nei suoi componenti. Verranno in seguito analizzati gli effetti sulla pasta di cemento, sugli inerti e sull'acqua contenuta e quali effetti provocano, a livello di materiale composto, sul calcestruzzo stesso.

### 3.2.1. Effetti sulla pasta di cemento

L'aumento della temperatura provoca nella pasta di cemento delle modificazioni strutturali di natura chimica, fisica e chimico-fisica, i cui effetti si manifestano attraverso la modifica di alcune proprietà come per esempio una variazione dimensionale, della resistenza meccanica e di conducibilità termica.

La pasta è costituita essenzialmente da gel idrosilicatico di natura porosa e di particelle cristalline (idrossido di calcio, alluminati idrati, solfo alluminati idrati, carbonato di calcio) tra le quali sono disseminati i pori capillari. Sia i pori del gel che i pori capillari sono solitamente pieni di acqua. Se si aumenta la temperatura, l'acqua fuoriesce provocando una contrazione del sistema. Prima viene eliminata l'acqua contenuta nei pori capillari, e successivamente quella nei pori del gel, dove le molecole di  $H_2O$  sono maggiormente adsorbite dalla superficie delle particelle di gel idrosilicatico. In generale, l'eliminazione di questa acqua avviene già a temperatura ambiente se l'umidità relativa è sufficientemente bassa e l'effetto macroscopico sulla pasta, e quindi sul calcestruzzo, è quello ben noto del ritiro igrometrico. Ovviamente la fuoriuscita d'acqua e il conseguente ritiro del cemento sono favoriti dall'aumento di temperatura. Quando ci si trova a una temperatura maggiore di  $120^\circ\text{C}$  oltre all'acqua contenuta nei pori del gel, avvengono anche delle reazioni chimiche consistenti in disidratazione dei prodotti idrati del cemento.

Vediamo quali sono le reazioni che avvengono nella pasta di cemento quando esposta alle alte temperature:

- $100^\circ\text{C}$ - $150^\circ\text{C}$ : eliminazione dell'acqua combinata all'idrosilicato di calcio;
- $150^\circ\text{C}$ - $250^\circ\text{C}$ : eliminazione dell'acqua combinata ai solfoalluminati idrati;
- $450^\circ\text{C}$ - $500^\circ\text{C}$ : decomposizione dell'idrossido di calcio,  $C_a(OH)_2$ , in ossido di calcio,  $C_aO$ ;
- $700^\circ\text{C}$ - $1000^\circ\text{C}$ : trasformazione del carbonato di calcio,  $C_aCO_3$ , in ossido di calcio.

Qualora non sia avvenuta la carbonatazione dell'aria, le reazioni di decomposizione termica terminano a  $500^\circ\text{C}$  con la disidratazione dell'idrossido di calcio. Un successivo aumento di temperatura provoca un'espansione termica.

Per quanto riguarda le variazioni dimensionali del materiale si può dire che fino a 100°C si ha un'espansione dovuta al fatto che la dilatazione termica è maggiore del ritiro provocato dall'evaporazione dell'acqua, cioè il materiale si riscalda con una velocità più elevata di quella con cui evapora l'acqua. Successivamente la disidratazione dovuta alla decomposizione degli idrosilicati, dei solfoalluminati idrati e dell'idrossido di calcio è così imponente da prendere il sopravvento sull'espansione termica.

Gli effetti di queste variazioni dimensionali, soprattutto se impediti, provocano tensioni tali da superare la resistenza a trazione del materiale e da generare quindi fessure nella pasta cementizia, scollamento tra inerti e pasta, distacchi di materiale.

In particolare, i prodotti di gel d'idratazione vengono decomposti a seguito della rimozione dell'idrossido di calcio. In questo modo si verificano significativi cambiamenti della microstruttura del materiale e, come risultato, delle proprietà del calcestruzzo.

Per quanto riguarda l'umidità contenuta nella pasta cementizia, e quindi nel calcestruzzo, tende a risalire in superficie, e quindi a evaporare assorbendo calore, per effetto della temperatura. La temperatura della superficie viene mantenuta a circa 100°C fino a che tutta l'acqua non sia evaporata. Questa condizione può essere mantenuta fino a che l'aumento di temperatura non sia così rapido da provocare una brusca evaporazione dell'acqua all'interno del calcestruzzo. In questo caso possono verificarsi scoppi e distacchi di materiale perché la pressione del vapore contenuta nel calcestruzzo sottostante può superare improvvisamente la resistenza a trazione del materiale.

In altre parole la presenza di acqua non combinata nella pasta di cemento fa aumentare la resistenza al fuoco nel caso che l'acqua stessa possa fuoriuscire lentamente dalla pasta di cemento. In tal caso, oltre al benefico assorbimento di calore dovuto all'evaporazione dell'acqua, si creerebbe anche una struttura con legami più forti tra le particelle di cemento idratato e quindi si formerebbe una pasta di cemento meccanicamente più resistente.

La presenza dell'ossido di calcio,  $C_aO$ , formatosi durante il riscaldamento dalla decomposizione dell'idrossido di calcio  $C_a(OH)_2$  ed eventualmente dal carbonato di calcio  $C_aCO_3$ , dà luogo di nuovo all'idrossido di calcio. La trasformazione dell'idrossido avviene con un forte aumento di volume che può danneggiare ulteriormente la struttura della pasta di cemento.

L'effetto del trattamento termico, subito durante un incendio, sulle proprietà della pasta di cemento si estende anche alla conducibilità termica. Infatti, la pasta di cemento diventa meno conducibile alle alte temperature.

#### 3.2.2. Effetto sugli inerti

Gli effetti delle alte temperature sugli inerti dipendono sostanzialmente da quattro fattori:



- Il coefficiente di espansione lineare: gli inerti che hanno un basso coefficiente si comportano meglio nei riguardi delle alte temperature. Con il crescere della temperatura, infatti, sono soggetti a forti tensioni che possono causare fessurazioni e disgregamento. Poiché la pasta di cemento si contrae ad alte temperature, più bassa è la dilatazione termica degli inerti, minori sono gli sforzi di contrasto fra i due materiali e minori sono le tensioni cui essi sono sottoposti. Il coefficiente termico lineare degli inerti cambia con il crescere della temperatura.
- Conducibilità termica e capacità termica: giocano un ruolo importante alle alte temperature per il fatto che indicano la capacità che gli inerti hanno di assorbire il calore e di dissiparlo. Alcuni inerti aumentano la resistenza al fuoco a causa della loro decomposizione, arrestando l'aumento di temperatura e prolungando il tempo necessario perché questa si propaghi all'interno della massa.
- Trasformazioni di stato: il quarzo, che è il principale minerale delle sabbie silicee e di moltissime ghiaie, presenta una trasformazione cristallina, a 573°C, da una modificazione più densa ad una più leggera, accompagnata da un'espansione di circa lo 0,85%. Per questo motivo i calcestruzzi che contengono aggregati ricchi di quarzo sono da considerare tra i meno resistenti al fuoco, perché mostrano la tendenza a distaccarsi a causa dell'azione dirompente del quarzo. Anche nell'arenaria è presente il quarzo sotto forma di microcristalli cementati da altri minerali che si ritirano per decomposizione termica e che controbilanciano in parte l'espansione del calcio.

### 3.2.3. Effetto sulla composizione del calcestruzzo

È stato esaminato fino ad ora l'effetto del riscaldamento sui componenti del calcestruzzo. Si passa quindi alla valutazione della variazione delle proprietà del calcestruzzo.

Il riscaldamento provoca, come precedentemente detto, delle trasformazioni chimiche negli inerti e nella pasta di cemento che avvengono a certi intervalli di temperatura. La presenza di due materiali diversi fa capire che all'interno del materiale, durante il riscaldamento, si possono verificare alcuni fenomeni proprio nelle zone di separazione fra un componente e l'altro, dovute al diverso comportamento dei due materiali. Durante il riscaldamento, infatti, la pasta di cemento si contrae mentre l'inerte si dilata. Questo aspetto è particolarmente importante per le sue conseguenze sulla resistenza del materiale, poiché, qualora le microfessure raggiungano notevoli dimensioni, viene favorita la penetrazione di fumi caldi attraverso il calcestruzzo. Da un punto di vista macroscopico le contrazioni della pasta si traducono in microfessure, e il calcestruzzo nel suo insieme risulterà dilatato tanto più è il contenuto di inerte.

All'interno di una struttura esistono dei gradienti termici in base all'esposizione della stessa. È presente quindi una parte più calda, quella esposta alle fiamme, e una più

fredda, quella non esposta alle fiamme. Si creano di conseguenza delle dilatazioni che portano a sollecitazioni di trazione nello spessore del calcestruzzo più esposto al calore. Quando queste superano la resistenza a trazione del materiale, si verifica il distacco esplosivo del calcestruzzo che è favorito inoltre dagli inerti silicei che presentano una brusca trasformazione di stato e una dilatazione termica in generale superiore a quelli degli inerti.

Sono stati fatti in aggiunta alcuni studi che mostrano quali inerti è meglio utilizzare per il calcestruzzo. In linea di massima un inerte calcareo è da preferirsi ad uno siliceo per la minore dilatazione termica. Il calcestruzzo con inerte siliceo presenta un'espansione maggiore che aumenta sensibilmente nell'intervallo tra i 500°C e i 600°C a causa della trasformazione di stato del quarzo. Il conglomerato con inerte calcareo presenta un'espansione leggermente inferiore ma soprattutto non mostra la brusca variazione dimensionale. Infine il calcestruzzo con inerte leggero naturale presenta un'espansione termica trascurabile.

Ai fini della protezione del calcestruzzo più interno è preferibile disporre di un calcestruzzo con minore conducibilità termica. Anche questa dipende dal tipo di inerte, ed inoltre dal rapporto acqua/cemento, dall'umidità e dalla temperatura. I calcestruzzi con inerti quarzosi mostrano valori più elevati di conducibilità, mentre quelli basaltici valori più bassi. Valori intermedi li troviamo per conglomerati con inerti calcarei.

Per quanto riguarda la conducibilità termica si può dire che aumentando la temperatura si ha una diminuzione per i calcestruzzi ordinari. L'effetto della temperatura sulla conducibilità è da attribuire al contenuto di umidità. Un calcestruzzo asciutto è sensibilmente più isolante di uno saturo d'acqua. Per esempio un'umidità dell'1% in volume nel calcestruzzo fa aumentare la conducibilità termica di circa il 30% rispetto a quello asciutto.

#### **3.3. Tipologie di indagini sul calcestruzzo esposto al fuoco**

I primi studi effettuati sugli effetti dell'esposizione alle alte temperature del calcestruzzo risalgono a molti anni fa. Diverse sono le sperimentazioni che sono state effettuate e diversi sono i metodi per ottenere i risultati. Le campagne di studio si basano su studi sperimentali che prevedono una simulazione delle condizioni di esposizioni presenti durante un incendio.

Nei prossimi paragrafi si affronteranno tematiche riguardanti prove e campagne sperimentali che trattano appunto del comportamento al fuoco del materiale. Gli approcci per affrontare queste tematiche sono diversi e i risultati che si ottengono anche. I differenti approcci prendono in considerazione aspetti relativi al comportamento del materiale durante l'esposizione e dopo. Prendono in oltre in considerazione il fatto che,

prima dell'esposizione, gli elementi strutturali sostengono dei carichi. A seconda del tipo di risultato che si vuole ottenere si utilizza un metodo piuttosto che un altro.

Si analizzano ora le varie tipologie di campagne sperimentali che possono essere impiegate per lo studio della problematica. Ognuno di questi metodi di test fornisce risultati che riguardano le condizioni interne di stress di specifici elementi strutturali in calcestruzzo. Sono tre i diversi metodi di indagine che possono essere utilizzati:

- “Stressed test”: i risultati di questi test sono molto utili per rappresentare le performance al fuoco del calcestruzzo di un pilastro o della zona compressa di una trave. In questo test viene applicato un pre-carico, prima del riscaldamento, e viene sostenuto durante il periodo di riscaldamento, nel range di 20-40% della resistenza a compressione ultima a temperatura ambiente. Il calore viene applicato a velocità costante fino a che non si raggiunge una data temperatura che viene mantenuta fino a che non si raggiunge lo stato termico stazionario. Si aumenta successivamente il carico o la deformazione per valori prescritti fino a che il provino arriva a rottura.
- “Unstressed test”: I risultati di questi test sono molto utili per rappresentare il comportamento al fuoco del calcestruzzo nella zona di trazione della trave o in un elemento in calcestruzzo che ha un basso carico di compressione. In questi test il provino viene riscaldato, senza l'applicazione di pre-carico, ad una velocità costante fino al raggiungimento di una temperatura prefissata. Il provino viene di conseguenza mantenuto a questa temperatura fino allo stato termico stazionario. Successivamente si procede con l'applicazione del carico o della deformazione fino al raggiungimento della rottura.
- “Unstressed residual-strength”: si tratta di test per la valutazione delle proprietà residue utili del materiale in seguito al riscaldamento. In questi test il provino viene riscaldato, senza un pre-carico, a una velocità prescritta fino al raggiungimento della temperatura voluta. Viene mantenuto a questa temperatura fino a quando non si raggiunge lo stato termico stazionario. Il provino viene poi raffreddato ad una certa velocità fino a temperatura ambiente. Il carico o la deformazione vengono applicati a temperatura ambiente fino a che non avviene la rottura.

Questa trattazione si basa sull'utilizzo di quest'ultima tipologia di indagine, appunto la valutazione delle proprietà residue del calcestruzzo. Attraverso questo tipo di indagine si può determinare quali sono le risorse utili del materiale in seguito al trattamento e quindi capire se queste sono sufficienti per sorreggere i carichi di progetto.

#### 3.4. Comportamento al fuoco di calcestruzzi HSC e NSC

È stato spiegato precedentemente che gli studi effettuati su calcestruzzi HSC furono successivi a quelli effettuati sui normali calcestruzzi. I calcestruzzi HSC vengono utilizzati proprio per le loro migliori qualità in termini di resistenza ai carichi applicati. Sono quindi calcestruzzi maggiormente performanti. I due tipi di calcestruzzo hanno ad ogni modo un comportamento simile quando esposti alle temperature abituali, mentre quando esposti a temperature gravose presentano diversità non trascurabili. Si analizzano ora gli studi effettuati sul confronto del calcestruzzo NSC e dell'HSC con particolare riguardo al loro comportamento quando esposti ad alte temperature. Vengono quindi analizzate alcune differenze del loro comportamento.

Le proprietà dell'HSC variano in modo differente in funzione della temperatura rispetto ai normali calcestruzzi. Le differenze sono molto pronunciate nel range di temperatura che va da 25°C a 400°C dove i calcestruzzi con maggiore resistenza subiscono una perdita di resistenza maggiore rispetto ai normali. Questa differenza diviene meno significativa quando si opera a temperature superiori a 400°C.

Nei test “unstressed” e quelli “stressed” la resistenza a compressione dell'HSC è caratterizzata da tre tratti. Un'iniziale perdita di resistenza (tra i 20°C e i 100°C), una fase stabile caratterizzata anche da recupero di resistenza (tra 100°C e 400°C) e una fase finale costituita da una perdita monotonica di resistenza in funzione dell'aumento di temperatura. Il recupero di resistenza avviene a temperature più elevate nei calcestruzzi ad alta resistenza rispetto a quelli NSC.

Per quanto riguarda i test “unstressed residual” la relazione che si viene a generare fra la temperatura e la resistenza a compressione è caratterizzata da un tratto iniziale, compreso tra 25°C e 200°C, di minor perdita di resistenza, ed uno secondario, oltre i 200°C, nel quale la resistenza diminuisce con l'aumento della temperatura.

La resistenza a compressione dell'HSC che si ottiene con i test “stressed” è maggiore di quella che si ottiene con le altre due tipologie di test, quando si opera tra i 25°C e i 400°C. L'applicazione di un pre-carico riduce la perdita di resistenza in questo range di temperature.

Altre differenze di comportamento le si possono trovare per esempio quando si lavora con calcestruzzi con miscela di fumo di silice. Gli HSC, in questo caso, presentano una maggiore perdita di resistenza a compressione con l'aumento della temperatura rispetto ai normali calcestruzzi.

Per quanto riguarda invece la resistenza a trazione, diversamente dalla resistenza a compressione, mostra un andamento decrescente simile e quasi praticamente lineare per entrambi i calcestruzzi, sempre in funzione di un aumento della temperatura. Infatti, si può valutare che, a 500°C, se da una parte l'HSC mantiene circa il 50% della sua resistenza a trazione iniziale, dall'altra l'NSC ne mantiene il 45%.

Una tematica che deve essere affrontata a fondo è invece quella riguardante il fenomeno dello spalling (rottura per esplosione del materiale). L'HSC è suscettibile all'esplosione per spalling quando viene esposto a temperature oltre i 300°C. Nel paragrafo successivo si tratterà appunto della tematica dello spalling cercando di spiegare i fenomeni che la causano, quali sono i fattori che portano al suo verificarsi e quali sono le precauzioni che possono essere prese per evitare il suo manifestarsi.

Ultimo cenno sulle differenze del comportamento alle alte temperature, fra NSC e HSC riguarda le modalità di frattura. La rottura del calcestruzzo HSC avviene in maniera più fragile e, con un aumento di temperatura, i provini mostrano una modalità di rottura più duttile.

Si riporta ora un esempio di studio sperimentale che mostra alcune di queste considerazioni appena descritte portando dati numerici e grafici esplicativi.

#### **3.4.1. Esperienza di Bo Wu, Xiao-ping Su, Hui Li e Jie Yuan**

Lo studio si basa sull'analisi delle proprietà residue di un calcestruzzo ad alta resistenza (HSC) confinato o non confinato (Effect of high temperature on residual mechanical properties of confined and unconfined high-strength concrete – 2002). L'analisi prende vita dalla considerazione che, in quegli anni, il calcestruzzo HSC rappresentava un materiale che veniva utilizzato sempre più spesso all'interno delle costruzioni in funzione delle sue performance superiori rispetto ai calcestruzzi normali (NSC). Di conseguenza il rischio di esposizione alle alte temperature, per esempio nel caso di un incendio, aumentò notevolmente. La necessità era quella di saper prevedere la risposta della struttura in HSC ai carichi termici. In quei periodi queste informazioni erano esaustive per quanto riguardava i calcestruzzi normali, avendo tutta una serie di dati utili alla progettazione in sicurezza nei confronti degli incendi. Per quanto riguarda i calcestruzzi HSC, invece, si avevano molte meno informazioni. La necessità di effettuare una sperimentazione in questo senso, come si capisce, era molto importante.

Vengono studiati calcestruzzi confinati lateralmente e non confinati.

#### ***Differenze di comportamento fra NSC e HSC***

L'HSC è molto sensibile alle alte temperature per il fatto che ha una porosità molto bassa, con pori grandi e interconnessi al suo interno. Ad ogni modo il valore di 100°C rappresenta un'importante soglia per il materiale, perché la permeabilità del materiale aumenta di due ordini di grandezza. Per l'NSC si assiste ad un comportamento in compressione molto influenzato dalla temperatura (da 100 a 800°C), sia nella condizione stazionaria che in quella transitoria. Quando si valutano le proprietà residue, oltre a prendere in considerazione il rapporto aggregati-cemento, il tipo di aggregato e le condizioni, bisogna considerare la velocità del raffreddamento e il tipo di legante. Le stesse considerazioni valgono per l'HSC, con la sola differenza che la resistenza a compressione diminuisce più rapidamente perché:

### 3. Il comportamento del calcestruzzo esposto ad alte temperature

---

- Ha una pasta di cemento più densa, che si secca più lentamente con picchi di pressione di vapore più alti;
- Presenta una maggiore espansione della pasta di cemento oltre i 200°C;
- Genera una redistribuzione degli sforzi causata dall'indebolimento della malta, a danno delle particelle di aggregato che diventano sovraccaricate.

Si nota il ruolo fondamentale che gioca la pasta di cemento nei calcestruzzi HSC rispetto a quelli NSC. Da una parte nell'HSC si osserva un braccio discendente della curva sforzo-deformazione più lineare ed esteso, mentre dall'altra si osserva una rottura della pasta di cemento allo stesso valore di quella degli aggregati. Ne risulta un tratto di post-picco più ripido nell'HSC che nell'NSC.

#### *Materiale, provini sotto indagine e cicli di temperatura*

Si tratta di un calcestruzzo con una resistenza a compressione di 70 MPa, con aggregato massimo di 20 mm.

I provini sono di forma prismatica con dimensioni in sezione di 100 x 100 mm e altezza di 315 mm. Ci sono tre tipi di provini: gruppo A, non sono previste traverse laterali, gruppo B, 5 traverse laterali di 6 mm di diametro e gruppo C, con 9 traverse sempre di 6 mm di diametro.

Le temperature di riferimento sono: 20°C, 100°C, 200°C, 300°C, 400°C, 500°C, 600°C, 700°C, 800°C e 900°C. Il ciclo termico prevede una velocità di aumento della temperatura di 10°C/min. Al raggiungimento della temperatura di soglia questa viene mantenuta per quattro ore per poi diminuire fino a 200°C, all'interno del forno, e a temperatura ambiente, all'esterno.

La scelta di questa sperimentazione è stata dettata anche dal fatto che lo studio prende in considerazione temperature che vanno da 20°C a 900°C, caratterizzando il comportamento del materiale ad ogni passo di 100°C. Ne risulta, di conseguenza, un'indagine approfondita, dettagliata e completa rispetto ai risultati sulla valutazione del comportamento al fuoco di questi calcestruzzi.

#### *Risultati sperimentali*

Si riportano innanzitutto in tabella 3.1 i risultati sperimentali ottenuti dopo un ciclo termico, dello sforzo massimo, della deformazione relativa allo sforzo massimo e del modulo secante di elasticità ottenuto al 40% del carico massimo previsto.

T, °C	$f_c(T)$ , MPa			$\varepsilon_0(T)$ , $\mu\varepsilon$			$E_c(T)$ , $\times 10^4$ MPa		
	Group A	Group B	Group C	Group A	Group B	Group C	Group A	Group B	Group C
20	70.0	78.0	89.1	2100	2800	2950	3.81	3.95	4.16
100	68.3	77.3	90.4	2100	2800	3000	3.71	4.03	4.07
200	67.4	73.5	90.7	2200	2900	3200	3.57	3.46	3.44
300	65.8	80.0	85.4	2300	2900	3500	2.98	3.06	3.23
400	56.5	69.1	77.0	2400	3500	4500	2.43	1.91	1.92
500	39.6	54.1	66.7	3100	4300	5700	1.48	1.37	1.38
600	—	36.5	52.1	—	4900	7070	—	0.79	1.05
700	—	32.7	43.2	—	5500	9000	—	0.71	0.86
800	—	20.1	28.9	—	7500	11,200	—	0.52	0.62
900	—	18.0	25.8	—	9200	11,700	—	0.31	0.54

Tabella 3.1 Risultati della campagna di sperimentazione

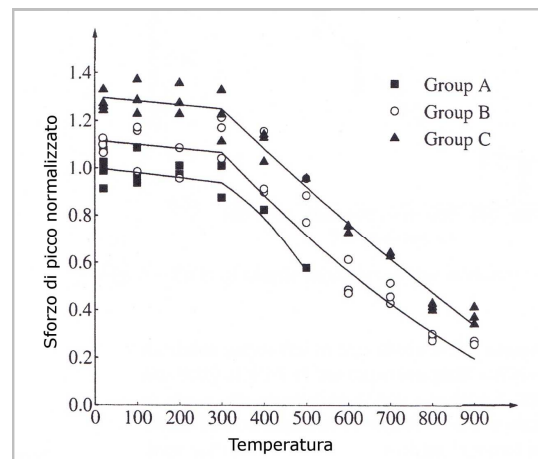
### Sforzo di compressione massimo

I dati relativi agli sforzi massimi vengono rappresentati nel grafico in figura 3.1.

Ogni punto rappresenta lo sforzo massimo normalizzato ottenuto dalla media dei risultati sperimentali dei provini testati.

Dalla figura 3.1 si può notare che:

- Lo sforzo massimo residuo segue lo stesso andamento sia per i provini confinati che non;
- Fino a quando si lavora con temperature comprese tra 100°C e 300°C lo sforzo di picco non cambia significativamente;
- Nel range di temperatura compreso tra 300°C e 900°C il picco cala in modo marcato. Per il fatto che la pasta di cemento tende a restringersi, mentre gli aggregati ad espandersi, alle alte temperature, il legame fra l'aggregato e la pasta viene indebolito, e questo gradualmente riduce la resistenza residua del calcestruzzo;
- Con l'aumento del rapporto di confinamento laterale lo sforzo residuo massimo aumenta.



orzo di



### 3. Il comportamento del calcestruzzo esposto ad alte temperature

#### Deformazione corrispondente allo sforzo massimo

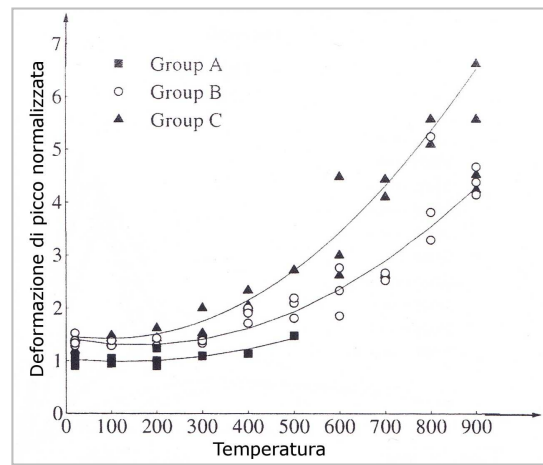


Figura 3.2 Grafico deformazione di picco normalizzata-temperatura

Vengono riportati i risultati in figura 3.2. Ogni punto rappresenta la deformazione di picco normalizzata ottenuta dalla media della prove effettuate. Si può affermare che:

- La deformazione di picco dei provini confinati e non segue lo stesso andamento;
- Non si ha una variazione significativa per temperature da 100°C a 300°C;
- Tra i 300°C e i 900°C la deformazione di picco aumenta notevolmente;
- Se si aumenta di un certo valore il rapporto del confinamento aumenta la deformazione di picco.

#### Modulo elastico

I risultati relativi al modulo elastico vengono riportati in figura 3.3.

Ogni punto corrisponde al modulo elastico normalizzato. Osservando la figura 3.4 si può dedurre che:

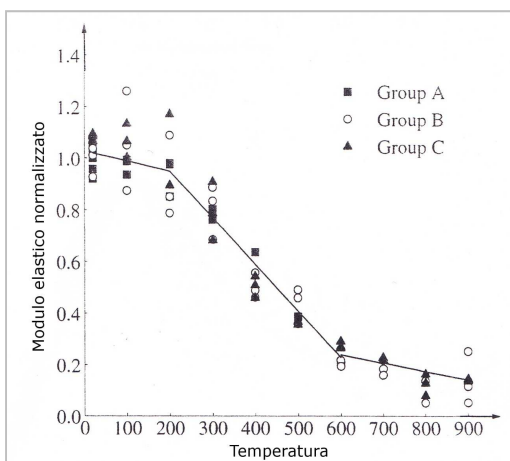


Figura 3.3 Grafico modulo elastico normalizzato-temperatura

- Il modulo elastico relativo ai provini confinati e non segue lo stesso andamento;
- Per entrambi i tipi di provini il modulo elastico ha una diminuzione brusca quando si trova nel range di temperature compreso tra 200°C e 600°C, mentre cala gradualmente nei tratti 100°C e 200°C e 600°C e 900°C;
- Aumentando il rapporto di confinamento il modulo elastico non subisce una variazione significativa.



Curve sforzo-deformazione:

La risposta del materiale è di tipo fragile per i provini non confinati per temperature fino ai 300°C, con un fenomeno di snap-back più o meno pronunciato. Nel range di temperature comprese tra 300°C e 900°C, un aumento della temperature nominale del ciclo termico rende la curva sforzo-deformazione più appiattita.

Inoltre lo sparpagliamento dei punti nel braccio discendente è maggiore rispetto a quello ascendente, e un aumento del confinamento laterale rende il braccio discendente più appiattito. I risultati che si ottengono rispecchiano gli andamenti già precedentemente osservati per le analisi dello sforzo e della deformazione di picco. E quindi:

- Il picco non varia di molto nel range 100°C e 300°C, mentre tra 400°C e 700°C diminuisce bruscamente;
- L'effetto di danneggiamento termico sul picco del calcestruzzo NSC è simile a quello dell'HSC.

### **3.5. Il fenomeno dello spalling**

Si è precedentemente accennato al fatto che i calcestruzzi ad alta resistenza sono soggetti al fenomeno dello spalling (rottura per esplosione) quando esposti alle alte temperature. Inizialmente la previsione di questo fenomeno è stata molto difficoltosa. Successivamente è stato ipotizzato che, una delle cause dello spalling era rappresentata dalla bassa permeabilità dell'HSC, che limita la fuoriuscita dell'umidità prodotta dal riscaldamento, producendo un aumento della pressione nei pori. Questo aumento di pressione dei pori continua fino a quando gli sforzi interni diventano così grandi da causare un'esplosione del calcestruzzo riscaldato.

Nel corso degli anni, sono state offerte diverse spiegazioni riguardo le principali cause dello spalling ed il fenomeno è stato attribuito agli stress termici così come al gradiente di temperatura, alla presenza di carichi eccessivi e di rinforzi inadeguati. Nonostante ciò, riveste una grande influenza la spiegazione relativa alla pressione presente nei pori che aumenta con l'aumentare della temperatura. Il fenomeno viene innescato da questa pressione nei pori ma comunque dipende da effetti cumulativi di diversi fattori che agiscono contemporaneamente, se presenti.

Si capisce che il fenomeno assume un carattere importante all'interno della progettazione strutturale perché, nel caso in cui si verifichi lo spalling, una parte della struttura portante verrebbe a mancare, andando a diminuire la sezione resistente e provocando anche l'esposizione delle armature presenti in essa. È quindi necessario capire i meccanismi che lo provocano e come questi si sviluppano durante il processo di riscaldamento.

#### 3.5.1. Cause e fattori che influenzano lo spalling

La tendenza allo spalling superficiale è aumentata da diversi fattori quali:

- Alto contenuto di umidità;
- Alta densità del calcestruzzo, come per esempio per i calcestruzzi HSC;
- Sforzi di compressione da carichi esterni e precompressione;
- Un rapido incremento della temperatura;
- Considerevoli asimmetrie della distribuzione delle temperature.

Si possono identificare i meccanismi principali che, separatamente o in combinazione, possono causare uno spalling superficiale:

- Alti valori di pressione di vapore;
- Stress termici;
- La trasformazione strutturale degli aggregati che costituiscono il calcestruzzo.

In molti dei casi analizzati durante il corso degli anni, il più importante meccanismo che causa lo spalling è costituito dalla pressione di vapore, come già precedentemente accennato. Questa affermazione è sempre valida quando lo spalling coinvolge una vasta parte della superficie e quando avviene in modo esplosivo.

#### 3.5.2. Fenomeni di trasporto di vapore all'interno del materiale

Avvicinandosi maggiormente alla problematica si può dire che l'acqua libera all'interno del materiale si trasforma in vapore man mano che la temperatura aumenta. Se il materiale ha una bassa diffusività, il trasporto del vapore viene intralciato e si arriva ad ottenere una sovrappressione all'interno del materiale. Il valore di questa sovrappressione dipende dal bilancio fra il trasporto e produzione di vapore. Lo spalling infatti avviene quando la pressione di vapore, possibilmente in combinazione con gli stress termici e statici, causa nel materiale delle rotture per trazione.

Si fa riferimento ad un caso monodimensionale di riscaldamento di un calcestruzzo HSC esposto uniformemente al fuoco su di un solo lato. Quando il calcestruzzo viene riscaldato inizia un processo simultaneo di riscaldamento e di trasporto di umidità. L'umidità viene trasportata sia quando è in fase liquida che in fase gassosa. Innanzitutto si nota che l'acqua, in prossimità della superficie calda, viene vaporizzata quando si raggiungono i 100°C. Con l'aumento della temperatura, la zona di vapore si muove verso l'interno del materiale. Nelle vicinanze della superficie calda si crea quindi una zona secca, il cui spessore aumenta più velocemente per il calcestruzzo normale rispetto a quello HSC. Continuando il percorso dall'esterno verso l'interno si incontra una zona, che è più sottile per i calcestruzzi HSC, dove avviene la vaporizzazione dell'acqua libera, ed infine, più all'interno, troviamo una zona dove l'umidità è ancora sotto forma di acqua libera. Il vapore, che viene creato nella seconda zona viene trasportato in

entrambe le direzioni, sia verso la superficie calda e sia verso la parte dove esiste ancora acqua libera. In questa zona il vapore condensa e torna sotto forma di acqua calda. Questo significa un incremento del contenuto di umidità appena all'interno della zona di vapore. Il trasporto del vapore è dovuto alle sovrappressioni che sono massime al fronte di vaporizzazione.

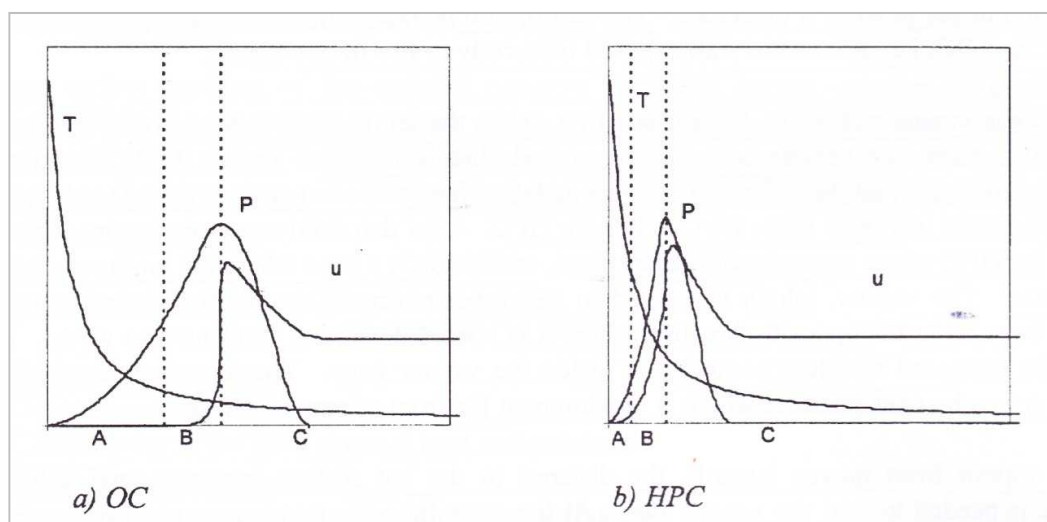


Figura 3.4 Illustrazione schematica della temperatura e delle condizioni di umidità. Si indica con: A) zona secca, B) Zona di vapore, C) Zona umida, T) temperatura, P) Pressione di vapore, u) contenuto di umidità

Come il fronte di vapore si muove verso l'interno, la distanza dalla superficie calda aumenta, e risulta essere necessaria una pressione maggiore per portare il vapore verso l'esterno. Allo stesso tempo il contenuto di umidità aumenta nel dominio interno alla zona di vapore e ciò porta ad una diminuzione di trasporto di vapore verso il lato freddo. Si capisce che quindi la pressione di vapore, nei pressi del fronte di vapore, tende ad aumentare. Durante questo processo l'intensità del riscaldamento diminuisce all'aumentare della distanza dalla superficie calda, il che dà una minore produzione di vapore. Si può comunque assumere che la resistenza idrodinamica della zona secca esterna non aumenta proporzionalmente al suo spessore e quindi la temperatura, in questa zona, aumenta rapidamente ed aumenta anche la diffusività del gas del calcestruzzo. Quando la distanza dalla zona fredda diminuisce viene facilitato lo scorrimento dell'acqua in quella direzione.

Quando la zona di vapore si muove a certe distanze dalla superficie calda si genera una pressione di vapore massima e quando si giunge a distanze maggiori la pressione diminuisce nuovamente. Questa distanza critica è molto minore per il calcestruzzo HSP, circa 5-10 mm, che per i normali calcestruzzi, circa 20-40 mm. Il fatto che la pressione di vapore sviluppata sia sufficiente per causare lo spalling non dipende solo dal valore di umidità ma anche dalla temperatura di riscaldamento, dalla permeabilità, dalla porosità e dalla distribuzione dei pori.

### 3. Il comportamento del calcestruzzo esposto ad alte temperature

La valutazione dello spessore della distanza critica fa capire che c'è un rischio molto maggiore che il calcestruzzo HSC esploda rispetto all'ordinario NSC. Infatti nei calcestruzzi ordinari il vapore può essere trasportato, e quindi espulso, molto più facilmente in superficie e, di conseguenza, il verificarsi del fenomeno viene meno.

È stato osservato dai test di laboratorio che lo spalling dei calcestruzzi HSP è caratterizzato da uno strato di circa 5 mm di calcestruzzo esploso e dopo questo primo processo si sviluppa un nuovo fronte di vapore che può portare ad un nuovo fenomeno di spalling di altri 5 mm. Questo concatenarsi di eventi può portare allo spalling totale fino a valori di profondità considerevoli.

Questa spiegazione fornita è valida solo per calcestruzzi riscaldati e umidi in condizioni ideali. In pratica queste condizioni possono risultare differenti nella realtà. La formazione e la propagazione di cricche, all'interno del materiale, può facilitare il trasporto di vapore e umidità e ridurre la tendenza all'esplosione.

Se si analizza il caso in cui la parete in calcestruzzo fosse esposta su entrambi i lati si arriva alla condizione che la parte centrale della sezione conterrà molta più acqua libera nel caso in cui la diffusività fosse grande abbastanza (NSC). Questo fattore potrebbe portare ad un collasso totale per calcestruzzi di tipo normale. Per i calcestruzzi HSC questo fenomeno non si verifica.

Un'altra considerazione va fatta invece sugli sforzi che si generano all'interno del calcestruzzo durante l'esposizione a fonti di calore. Il calcestruzzo riscaldato è caratterizzato da un forte gradiente termico quando esposto al fuoco a causa della bassa conduttività. Questo produce sforzi termici che generalmente sono bi o tridimensionali. Di conseguenza sorgono sforzi di trazione che possono raggiungere la resistenza a trazione del materiale. Questi sforzi di trazione possono provocare, da soli o in combinazione con la pressione che si genera all'interno dei pori, delle rotture per spalling. Si riportano in figura 3.5 due esempi di rotture per spalling di una parte superficiale di una struttura.

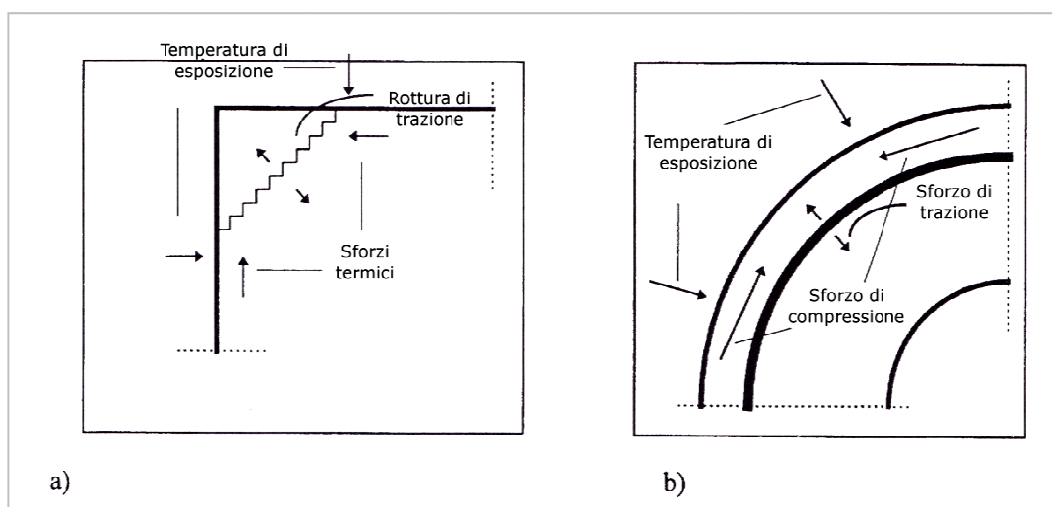


Figura 3.5 Sforzi termici relativi a: a) un angolo, b) una superficie convess

Solitamente si possono generare sforzi di trazione dall'incontro di sforzi termici di compressione negli strati esterni riscaldati, come per esempio negli angoli dell'elemento. Se gli sforzi di trazione raggiungono la resistenza di trazione del materiale si può assistere all'esplosione di un pezzo triangolare d'angolo come indicato in figura 3.5. Lo stesso problema avviene per superfici riscaldate convesse dove si sviluppano sforzi radiali di trazione.

### **3.5.3. Soluzioni alla problematica**

Sono stati studiati nel corso degli anni differenti modalità utili alla diminuzione e all'eliminazione del fenomeno nei calcestruzzi HSC. Un modo potrebbe essere quello di scegliere un mix di calcestruzzo contenente vari additivi per aumentare la permeabilità e la struttura porosa così da favorire il trasporto del vapore negli strati superficiali e garantire la sua espulsione.

I primi studi mostrano che l'aggiunta di fibre polimeriche riducono il fenomeno, mentre quelli effettuati su calcestruzzi ad alte resistenza senza aggiunte di fibre polimeriche mostrano fenomeni di spalling e rotture in seguito ai test. Al contrario, per quelli di tipo rinforzato, il fenomeno non si nota o per lo meno risulta essere molto limitato.

Nella pratica il metodo standard che viene usato per eliminare lo spalling è quello di una pre-condizione del calcestruzzo attraverso uno speciale processo di drenaggio atto alla diminuzione del contenuto di umidità che riduce la possibilità che la pressione nei pori aumenti.

Queste considerazioni fanno capire che, se lo spalling fosse il risultato delle condizioni di carico o degli effetti termici, questi metodi di eliminazione della problematica non sarebbero applicabili. Per quanto riguarda il materiale sotto esame in questa trattazione non ha mostrato alcun tipo di fenomeno di esplosione per rottura durante i trattamenti termici anche quando i provini sono stati trattati a temperature di 750°.

## **3.6. Alcune campagne sperimentali passate**

### **3.6.1. Esperienza di Long T. Phan e Nicholas J. Carino**

Lo studio in questione si basa sull'analisi delle proprietà meccaniche del calcestruzzo HSC trattato termicamente (Review of mechanical properties of HSC at elevated temperature – 1998). Anche in questo studio è stata fatta una comparazione tra il comportamento del calcestruzzo HSC con quello dei calcestruzzi ordinari (NSC). Queste differenze includono diversità sia nelle proprietà meccaniche (modulo elastico e resistenza a compressione) e sia nella tendenza da parte dell'HSC ad arrivare ad una rottura per esplosione (spalling) quando soggetto ad un rapido riscaldamento. La comparazione viene effettuata su tre tipologie di campioni: calcestruzzi normali (NSC),

HSC costituiti da aggregati di peso normale (NWA) e HSC con aggregati alleggeriti (LWA).

Questa campagna sperimentale viene riportata sia per dare un'ulteriore motivazione delle differenze fra un calcestruzzo HSC e uno NSC, di cui già si era parlato in precedenza, e sia per fornire dei dati relativi ad una campagna sperimentale effettuata utilizzando tutti e tre le tipologie di prova precedentemente descritte nel paragrafo 3.3. La pubblicazione proposta nei paragrafi precedenti trattava in modo completo le proprietà del materiale al variare della temperatura del trattamento, questa, invece, è più completa da un punto di vista delle prove sperimentali. Inoltre un'ulteriore motivazione della scelta di questa pubblicazione è che mostra come variano le proprietà di un calcestruzzo HSC in base al tipo di aggregato che si utilizza, di tipo leggero o di tipo pesante.

#### **Materiale, provini sotto indagine e cicli di temperatura**

Sono stati utilizzati provini sia prismatici che cilindrici di dimensione differente. Più precisamente le dimensioni variano da 100 x 100 x 100 mm a 80 x 275 x 500 mm per i provini prismatici e 160 x 275 x 500 mm per quelli cilindrici. I provini sono stati ricavati utilizzando combinazioni di mix differenti di cui alcuni sono cementi portland convenzionali mentre altri includono additivi quali fumo di silice, cenere volante e fibre di acciaio. I provini di NWA sono costituiti da aggregati grezzi, mentre quelli LWA da aggregati calcarei e silicei. La resistenza a compressione ottenuta dalle prove sperimentali varia da 20 MPa a 150 MPa. La sperimentazione risulta essere molto completa nel senso che utilizza tutte e tre le tipologie di prova citate in precedente, per avere un quadro del comportamento del materiale pressoché esaustivo: “stressed”, “unstressed” e residual-strength” test.

#### **Risultati sperimentali**

##### **Fenomeno dello spalling:**

Come si vede in tabella 3.2 lo spalling viene osservato in alcuni provini ma non in tutti. La temperatura più bassa a cui si osserva il verificarsi del fenomeno è 300°C e quella più alta è 650°C. Si nota che, all'interno della stessa tipologia di prova (Tipo I, II o III), non si assiste sempre al verificarsi del fenomeno. Questo perché lo spalling avviene sotto certe combinazioni di condizioni presenti durante i test e i calcestruzzi con una resistenza più alta sono più soggetti a questo tipo di evento.

Test programs (1)	Compressive strength (MPa) (2)	Test Methods Used			Concrete or aggregate type (6)	Specimen size (mm) (7)	Observed explosive spalling (8)
		I (3)	II (4)	III (5)			
Castillo and Durani (1990)	28, 62 <sup>a</sup> 31, 63, 89 <sup>b</sup> 170 <sup>c</sup> 150 <sup>d</sup>	X	X		Conventional portland cement	51 × 102 <sup>e</sup>	320–360°C
Hertz (1984)				X	Silica fume concrete with steel fiber	100 × 200 <sup>f</sup> 57 × 100 <sup>g</sup> 28 × 52 <sup>h</sup>	350–650°C
Diederichs et al. (1988)	33–114 <sup>i</sup>		X		Blast furnace slag, silica fume, fly ash, OPC	100 × 100 × 100 <sup>j</sup>	350°C
Hammer (1995)	69–118 <sup>k</sup>		X		Silica fume concrete with LWA and NWA	80 × 300 <sup>l</sup> 100 × 310 <sup>m</sup>	300°C
Sullivan and Shansar (1992)	38–65 <sup>n</sup>		X	X	Combinations of cement, silica fume, slag, and two types of aggregate	64 × 64 <sup>o</sup>	Not observed
Abrams (1971)	23–45 <sup>p</sup>	X	X	X	NWA (carbonate and siliceous) and LWA	75 × 150 <sup>q</sup>	Not observed
Morita et al. (1992)	20, 39, 59 <sup>r</sup> 20, 74 <sup>s</sup>			X	Conventional portland cement	100 × 200 <sup>t</sup>	Not observed
Furumura et al. (1995)	21, 42, 60 <sup>u</sup> 38, 55, 79 <sup>v</sup>		X	X	Conventional portland cement	50 × 100 <sup>w</sup>	300°C
Felicetti et al. (1996)	72, 95 <sup>x</sup>			X	Silica fume concrete	100 × 300 <sup>y</sup> 100 × 150 <sup>z</sup> 80 × 275 × 500 <sup>aa</sup>	Not observed
Noumowe et al. (1996)	38, 61			X	Silica fume with calcareous aggregate	160 × 320 <sup>ab</sup> 100 × 100 × 400 <sup>ac</sup>	300°C

Tabella 3.2 Riassunto relativo ai dati dei provini testati durante la sperimentazione. Vengono riportati i metodi sperimentali, il tipo di aggregato, le dimensioni e se si è verificato il fenomeno dello spalling

Resistenza a compressione:

In figura 3.6 viene mostrato come il legame resistenza-temperatura dei test “unstressed” sia caratterizzato dai seguenti tratti:

- Una prima fase di perdita di resistenza, che inizia dalla temperatura ambiente fino a temperatura che vanno dai 100°C ai 200°C gradi per calcestruzzi NWA e da temperatura ambiente fino a circa 250°C gradi per i calcestruzzi LWA;
- Una fase di stabilità fino a temperature di 400-450°C gradi per gli NWA e tra i 250°C e 450°C gradi per gli LWA;
- Una fase di perdita permanente di resistenza che parte da 450°C per gli NWA e da 250°C per i calcestruzzi LWA.

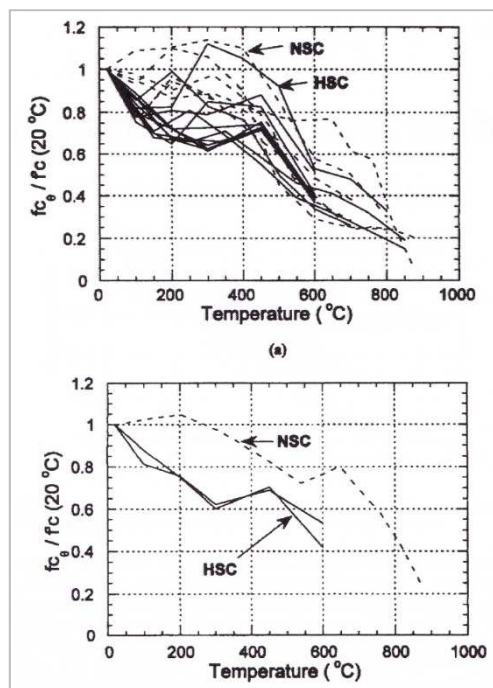


Figura 3.6 Relazione resistenza a compressione-temperatura per: a) calcestruzzi NWA, b) calcestruzzi LWA. (Test unstressed)

La relazione fra resistenza e temperatura per i calcestruzzi HSC appare avere un comportamento simile ai provini NSC, eccetto per il fatto che la perdita di resistenza che si ha da temperature di 25°C a 400°C è notevolmente maggiore rispetto ai calcestruzzi NSC. Questa differenza la si nota nella fase di perdita permanente di resistenza.



### 3. Il comportamento del calcestruzzo esposto ad alte temperature

Per quanto riguarda i test di valutazione delle proprietà residue si fa riferimento alla figura 3.7. In questo caso la relazione che lega la resistenza e la temperatura è caratterizzata dai seguenti tratti:

- Un tratto iniziale dove si assiste ad una minor perdita di resistenza per temperature comprese tra quella ambiente e 200°C per entrambi i tipi di calcestruzzo;
- Una perdita permanente di resistenza che comincia all'incirca verso i 200°C per entrambi i tipi di calcestruzzo.

I risultati ottenuti attraverso la terza tipologia di prova mostrano un comportamento simile dei due tipi di calcestruzzo all'interno di questo range di temperature.

Per quanto riguarda i test "stressed" si hanno pochi dati a disposizione. La relazione fra resistenza e temperatura è caratterizzata dai questi tratti (Figura 3.8):

- Un'iniziale perdita di resistenza da temperatura ambiente fino a circa 100°C per i provini NWA;
- Un tratto di stabilità da 100°C fino a 400°C per gli NWA;
- Un tratto di perdita permanente di resistenza dai 400°C ai 700°C.

Non sono disponibili dati per i calcestruzzi LWA e HSC.

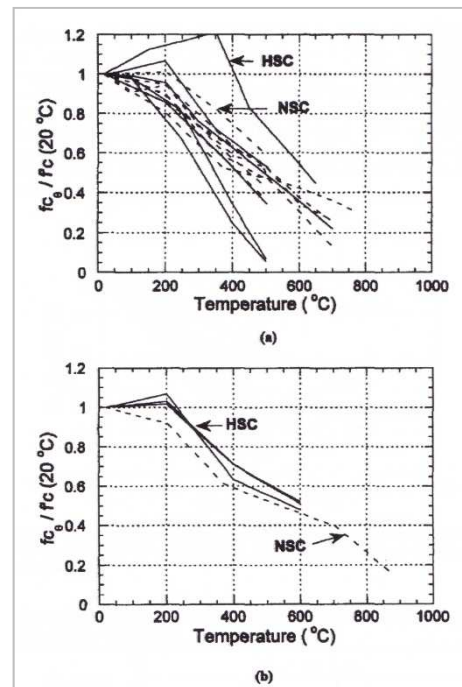


Figura 3.7 Relazione resistenza a compressione-temperatura per: a) calcestruzzi NWA, b) calcestruzzi LWA. (Unstressed residual test)

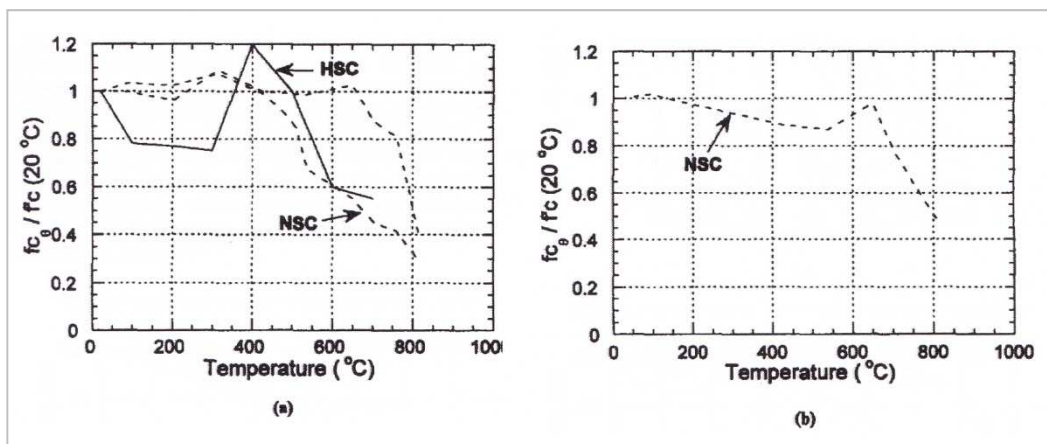


Figura 3.8 Relazione resistenza a compressione-temperatura per: a) calcestruzzi NWA, b) calcestruzzi LWA. (Stressed test)



Modulo elastico:

Per i test di tipo “unstressed” non c’è una particolare differenza nella relazione modulo elastico-temperatura fra i provini di NSC, NWA e LWA, lo si può vedere in figura 3.9.

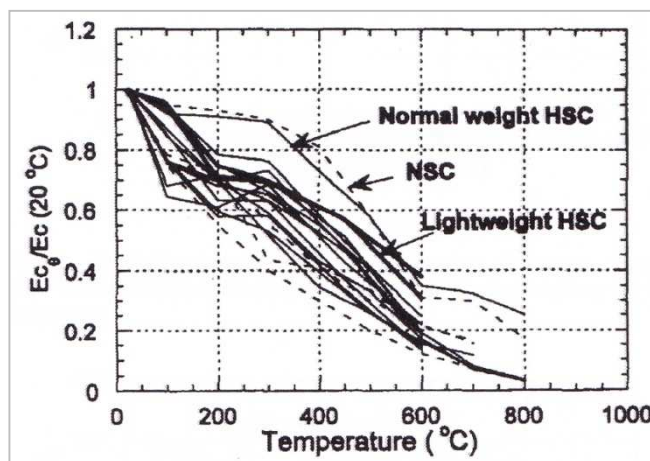


Figura 3.9 Relazione modulo elastico-temperatura per calcestruzzi NWA e LWA. (Unstressed test)

Per i test di valutazione delle proprietà residue non si avvertono anche in questo caso differenze di comportamento fra i provini di NSC e di HSC. Ad ogni modo, i dati ottenuti dai provini LWA mostrano profili molto diversi rispetto a quelli di NWA. Questi risultati sono stati ottenuti da Hertz nel 1984, per i quali utilizzò dei calcestruzzi con una resistenza molto alta (170 MPa).

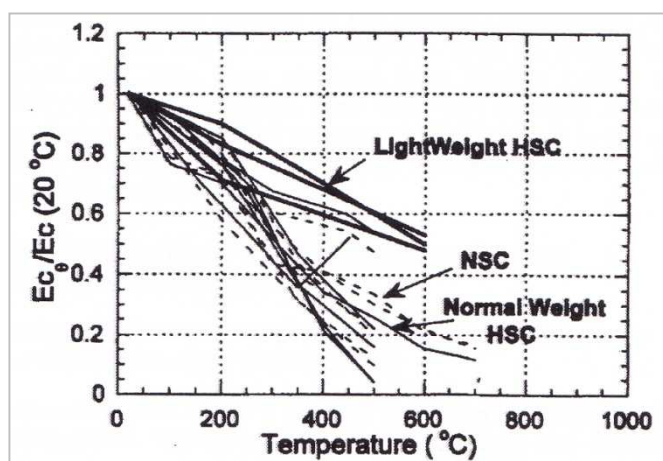


Figura 3.10 Relazione modulo elastico-temperatura per calcestruzzi NWA e LWA. (Unstressed residual test)

Conclusioni

Le proprietà del calcestruzzo HSC variano molto diversamente con la temperatura rispetto a quelle di un normale calcestruzzo. Le differenze sono molto pronunciate in range di temperatura che vanno dai 25°C ai 400°C dove i calcestruzzi HSC hanno una perdita di resistenza molto più veloce rispetto ai normali. Queste differenze si attenuano

oltre i 400°C. La resistenza a compressione dell'HSC a 800°C diminuisce di circa il 30% di quella a temperatura ambiente.

#### **3.6.2. Esperienza di B. Zhang, N. Bicanic, C. J. Pearce e G. Balabanic**

I dati relativi a questa sperimentazione vengono presi dalla pubblicazione “Residual fracture properties of normal and high strength concrete subject to elevated temperatures” uscita nel 2000. La sperimentazione tratta un'analisi comparata delle proprietà residue di frattura di calcestruzzi NSC e HSC. A differenza delle altre indagini, in questa vengono effettuate delle prove di flessione su tre punti (TPB), su provini sottoposti ad un trattamento termico di temperature di 100°C e 600°C. Sono da tenersi in considerazione diversi periodi di trattamento, il  $t_h$  che è il periodo di esposizione alla temperatura e  $t_a$  che è il periodo di conservazione. I parametri che vengono misurati a confronto sono la perdita di peso dei provini ( $\omega$ ), l'energia di frattura  $G_F$ , la resistenza a compressione ( $f_{cu}$ ), la resistenza alla trazione ( $f'_t$ ), il modulo di rottura ( $f_r$ ), i coefficienti di rigidezza (modulo elastico  $E_c$  e coefficiente di Poisson  $\nu_c$ ) ed il parametro di fragilità (lunghezza caratteristica  $l_{ch}$ ). Vediamo più nello specifico i risultati ottenuti da questa indagine sperimentale.

#### **Materiale, provini sotto indagine e cicli di temperatura**

Per condurre questa sperimentazione, come già precedentemente accennato, sono stati utilizzati provini di NSC e HSC delle dimensioni di 500 x 100 x 100 mm, con una luce effettiva di 400 mm ed un intaglio di 50 mm.

Il calcestruzzo è composto da cemento Portland a rapido indurimento, sabbia di fiume e ghiaia con un massimo aggregato di 20 mm. Il calcestruzzo è stato curato in acqua per sette giorni e successivamente rimosso e conservato in una stanza apposita fino al momento della sua sperimentazione.

I provini vennero riscaldati sia attraverso forni ( $100 \pm 1^\circ\text{C}$  e  $200 \pm 1^\circ\text{C}$ ). il riscaldamento massimo  $T_m$  varia fra temperatura di 100°C e 600°C. Dopo che è stata raggiunta la temperatura desiderata vengono raffreddati naturalmente all'aperto per un periodo di 12h.

#### **Risultati sperimentali**

##### **Perdita di peso durante il processo di riscaldamento:**

I provini sono stati tenuti a certe temperature per 12h ed un periodo di conservazione di 14 giorni. Si possono analizzare tre stadi.

- In un primo momento il peso aumenta molto velocemente con la temperatura fino a 200°C per poi aumentare, in un secondo momento, in maniera meno rapida, fino ad uno stato stazionario. Raggiunti i 400°C il peso torna ad aumentare in modo rapido. Nella prima fase l'aumento era dovuto all'evaporazione dell'acqua

capillare all'interno del calcestruzzo. E' una fase che riguarda il processo fisico perché l'evaporazione riguarda l'acqua capillare;

- Quando la temperatura varia da 200°C a 400°C l'evaporazione riguarda i pori di gel. La velocità di evaporazione quindi diventa più lenta perché, in questo caso, è più difficile per l'acqua uscire dai pori. Questa fase può essere descritta come un processo fisico-chimico.
- Nella terza fase invece si assiste alla disgregazione e alla disidratazione della pasta di cemento e degli aggregati, che rappresenta un processo chimico.

Si può vedere dalla figura 3.11 che per l'NSC,  $\omega$ , ha un valore maggiore a 400°C perché nell'HSC il maggior contenuto di cemento riduce la quantità di acqua capillare e produce maggiore presenza di acqua nei pori del gel. Nella terza fase non ci sono differenze sostanziali fra l'NSC e l'HSC.

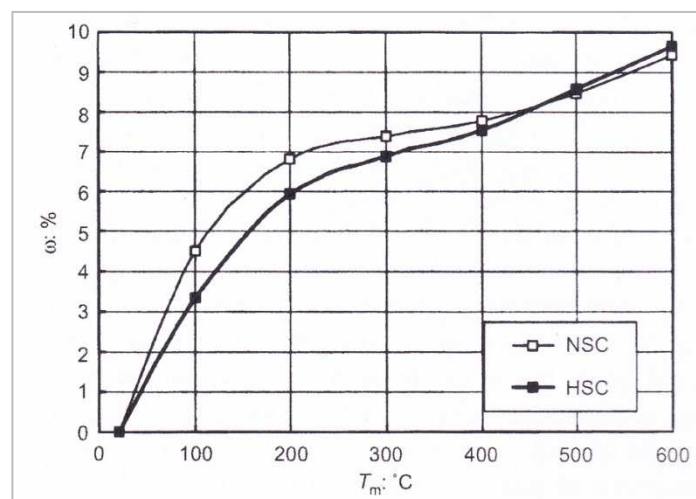


Figura 3.11 Perdita di peso per differenti temperature di riscaldamento

### Energia di frattura:

Si analizzano i casi in cui si mette a confronto l'energia di frattura con la temperatura  $T_m$ , con la durata dell'esposizione  $t_h$  e successivamente con il periodo di conservazione  $t_a$ .

Si osserva in figura 3.12 il comportamento a confronto fra l'NSC e l'HSC per differenti temperature di riscaldamento.  $G_F$  aumenta con la temperatura e, successivamente, diminuisce, con un valore massimo a 300°C. Quando si è a temperatura inferiore a 300°C, l'aumento di  $T_m$  aiuta l'idratazione della pasta di cemento e rafforza l'interfaccia, e così la resistenza alla fessurazione aumenta anche se si iniziano a formare delle microfessure. In questo modo, formandosi delle microfessure, la resistenza subisce un indebolimento. A 300°C  $G_F$  aumenta del 56% per l'NSC e del 62% per l'HSC. A 600°C l'energia di frattura torna verso il suo valore iniziale, con un 16% in meno per l'NSC e del 21% per l'HSC.

### 3. Il comportamento del calcestruzzo esposto ad alte temperature

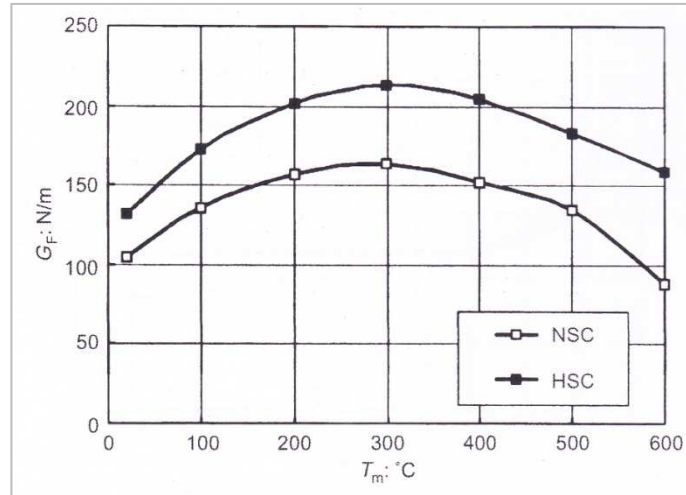


Figura 3.12 Energia di frattura per diverse temperature di riscaldamento

In figura 3.13 invece viene riportato lo studio del comportamento di  $G_F$  in funzione del tempo di esposizione  $t_h$ .

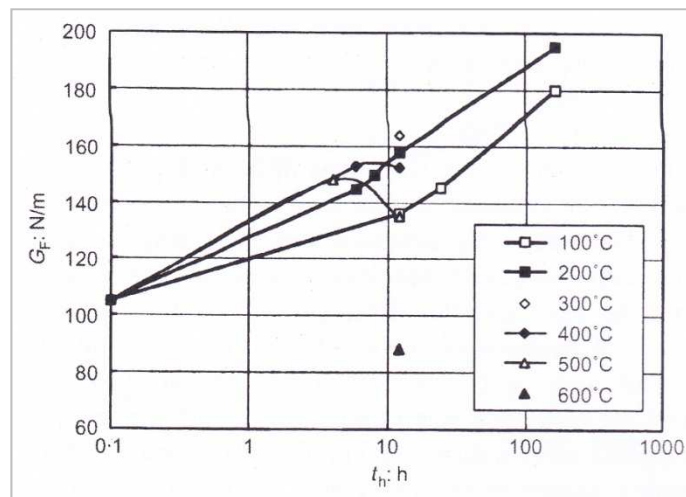


Figura 3.13 Energia di frattura del calcestruzzo NSC per diversi periodi di esposizione

Si vede un diverso comportamento di  $G_F$  rispetto al tempo quando si è a temperatura inferiore ai 300°C. In questa situazione  $G_F$  aumenta in modo monotonicamente. A  $t_h = 168h$   $G_F$  raggiunge il 72% a 100°C e l'86% a 200°C. Anche a 400°C e 500°C  $G_F$  aumenta con  $t_h$  nelle prime ore per poi diminuire successivamente.

#### Resistenze del calcestruzzo:

I risultati vengono riassunti in figura 3.13.

Il valore di  $f_{cu}$  cambia di poco quando la temperatura è sotto i 200°C. Successivamente il suo valore diminuisce a causa del maggiore danneggiamento e quindi a causa della presenza di microfessure. A 600°C il suo valore è del 46% per l'NSC e del 61% per l'HSC.

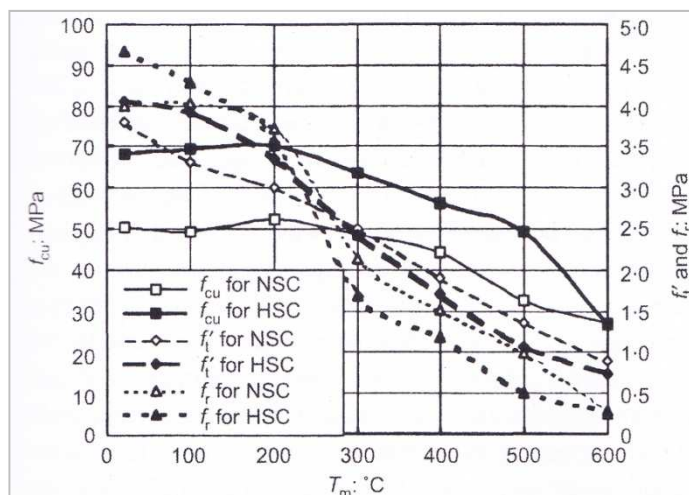


Figura 3.14 Resistenza per diverse temperature di riscaldamento

Il valore di  $f'_t$  diminuisce continuamente con l'aumentare della temperatura per entrambi i calcestruzzi. A 600°C è diminuito del 76% per l'NSC e del 82% per l'HSC. Bisogna tenere in considerazione che a temperatura ambiente il valore di  $f'_t$  era maggiore nell'HSC, anche se poi è diminuito più velocemente con l'aumentare della temperatura arrivando vicino ai valori dell'NSC.

Per il calcestruzzo NSC, a 100°C, il valore di  $f_r$  cambia di poco. Successivamente si assiste ad una diminuzione continua accompagnata dall'aumento di temperatura. A 600°C,  $f_r$  diminuisce del 94% per entrambe i tipi di calcestruzzo. L'unica differenza è che per l'HSC, il suo valore decresce più rapidamente con la temperatura. Il valore iniziale è maggiore rispetto a quello dell'NSC fino ai 200°C ma diventa minore a temperature maggiori di 300°C. Questo fenomeno può essere spiegato perché la temperatura più alta induce, non solo una formazione di microcricche, ma anche un danneggiamento locale nell'intorno dell'apice dell'intaglio.

Parametri di rigidezza:

Per questo tipo di analisi sono stati testati provini delle dimensioni di 200 x 100 x 100 mm.

L'andamento del modulo elastico in funzione della temperatura viene rappresentato in figura 3.15.

Si assiste ad un decremento monotónico con la temperatura  $T_m$ . Fino a 200°C la curva risulta essere piuttosto ripida, fino a

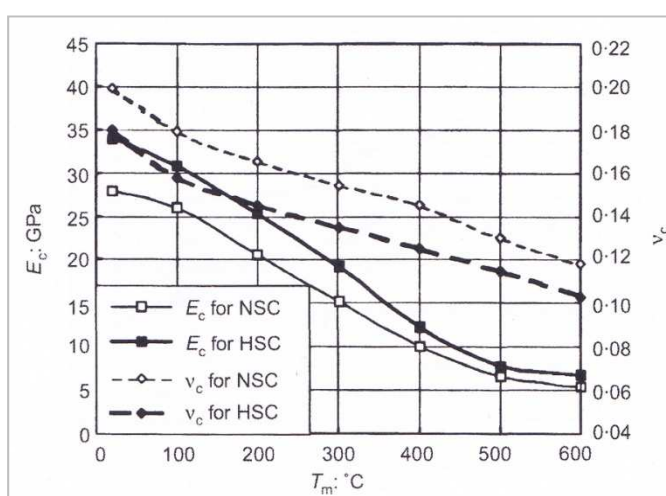


Figura 3.15 Parametri di rigidezza per differenti temperature di riscaldamento

### 3. Il comportamento del calcestruzzo esposto ad alte temperature

200°C, e successivamente assume un'inclinazione costante. Raggiunti i 400°C si nota un graduale appiattimento dell'andamento, e a 600°C  $E_c$  diminuisce dell'80% per entrambe le tipologie di calcestruzzo. Il punto di inflessione della curva è approssimativamente a 300°C. Confrontando i due tipi di calcestruzzi, si nota che, per l'HSC il valore di  $E_c$  è sempre maggiore, diventando prossimo al valore dell'NSC con l'aumento della temperatura.

A differenza della resistenza a compressione, il modulo elastico non è particolarmente sensibile alle microfessure prodotte dalla temperatura, ma dipende in modo consistente dal volume relativo dei componenti del calcestruzzo, la pasta di cemento e gli aggregati.  $E_c$  è molto influenzato dall'evaporazione dell'acqua capillare alle basse temperature e dalla degenerazione delle proprietà elastiche dei componenti individuali.

#### Lunghezza caratteristica:

La fragilità è nota come la tendenza di un materiale o di una struttura di arrivare ad una frattura inaspettata prima che si verifichino deformazioni irreversibili significanti. Per rappresentare la fragilità del calcestruzzo si utilizza un parametro introdotto da Hillerborg, la lunghezza caratteristica, definita come:

$$l_{ch} = \frac{G_F E_c}{f_t^2} \quad (3.1)$$

Dove  $f_t$  è la resistenza a trazione del materiale.

Confrontando il valore della lunghezza caratteristica in base all'andamento della temperatura si ottiene il grafico riportato in figura 3.16.

$l_{ch}$  aumenta in modo monotono con la temperatura  $T_m$ . Aumenta più velocemente per il calcestruzzo HSC e cresce di sei volte a 600°C, confronto all'aumento del doppio per l'NSC. A basse temperature non ci sono differenze tra l'NSC e l'HSC, mentre, questa differenza,

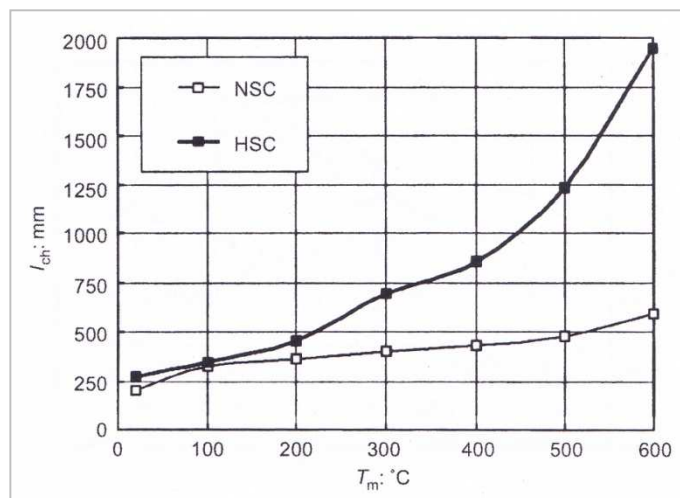


Figura 3.16 Caratteristica di lunghezza per diverse temperature di esposizione

diviene molto marcata a temperature maggiori, come per esempio a 600°C.

La fragilità del calcestruzzo dipende molto dalla composizione del materiale, a basse temperature infatti, la rimozione dell'acqua capillare non causa significanti danni alla struttura, ed in questo modo non ha molta influenza sulla fragilità. Ad alte temperature, invece, avviene la disidratazione e la disgregazione dei componenti che causa una forte



riduzione di fragilità. Questa perdita di fragilità viene associata anche alla perdita di resistenza.

### **3.7. L'effetto scala nel calcestruzzo danneggiato termicamente**

Nel capitolo 2si era affrontato il discorso riguardante gli effetti scala nel calcestruzzo partendo dalle considerazione della LEFM fino alla definizione della “universal size effect law” che lega assieme i casi di effetti scala di strutture intagliate e non. Si propone l'analisi di un lavoro sperimentale intrapreso da Giovanni Di Luzio, Giovanni Muciaccia e Luigi Biolzi effettuato nel 2009 e che studia e valuta gli effetti scala in un calcestruzzo danneggiato termicamente.

Lo scopo di questa pubblicazione è quello di presentare delle osservazioni e di estrarre conclusioni circa la valutazione delle proprietà residue di un calcestruzzo danneggiato termicamente. La sperimentazione viene condotta secondo la tipologia sperimentale “unstressed residual”, monitorando le prove di flessione attraverso interferometria ESPI, che fornisce l'andamento delle frange del campo degli spostamenti.

#### **3.7.1. Size effect in termally damaged concrete**

##### **Materiale, provini e cicli di temperatura**

Il materiale sotto indagine è un calcestruzzo composto da: cemento Portland, un copolimero acrilico superplasticizzante, aggregati calcarei con dimensioni massima di 10mm. Un rapporto aggregato-legante di 2 e di acqua/legante di 0.24.

Per i trattamenti termici è stato utilizzato un forno di tipo elettrico e le temperature di riferimento sono 20°, 300°C e 600°C. I provini subiscono un trattamento termico che ha la velocità di 1°C/min. Raggiunta la temperatura di picco il sistema si ferma per circa due ore per poi essere raffreddato ad una velocità di 0.5°C/min.

Da notare l'utilizzo del sistema di rilevamento ESPI, metodo interferometrico usato per misurare il campo di deformazione di oggetti. Questo metodo si basa sul fatto che quando una superficie scabra viene illuminata da un raggio laser si osserva un disegno di punti regolari o irregolari. In questa tecnica, vengono utilizzati due raggi laser per illuminare l'oggetto, così che, combinando le chiazze dell'oggetto e i raggi, si può ottenere una brillantezza dell'immagine a punti molto sensibile ai movimenti del provino.

##### **Risultati sperimentali**

Per determinare le proprietà di frattura sotto diversi scenari di temperatura vengono effettuate delle prove FPB su provini di diverse dimensioni 300 x 75 x 75, 600 x 150 x 75 mm. I provini, due o più per ogni geometria, hanno un intaglio di profondità relativa uguale a 0.2.

### 3. Il comportamento del calcestruzzo esposto ad alte temperature

Come conseguenza del danno dovuto alla temperatura si osserva, nella fase di pre-picco, un'evoluzione definita nel regime di indurimento e questo, alla fine, definisce la resistenza del materiale oltre a definire la resistenza e l'energia di frattura. Quello che si nota maggiormente sono le differenze nella progressione del danno per le differenti geometrie considerate. In particolare si può osservare che le immagini ESPI al carico di picco portano ad un diverso un campo di deformazioni e perciò ad una chiara influenza della dimensione dei provini. La propagazione della frattura al carico di picco è maggiore nei provini trattati termicamente. Si capisce che i provini più caldi sono caratterizzati da un regime di irrigidimento più lungo.

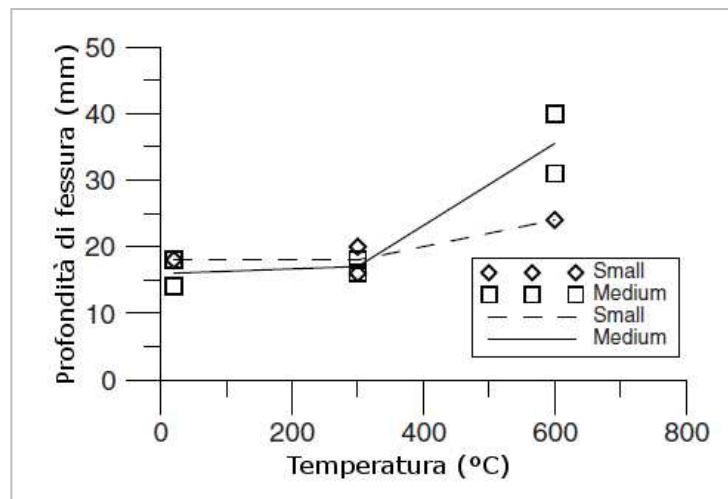


Figura 3.17 Penetrazione di fessura al carico di picco per provini di differente dimensione

I gradienti di sforzo e di deformazione, che non possono prescindere da nessun analisi di sperimentazione dei dati, appaiono meno pronunciati. L'evidenza sperimentale mostra chiaramente che, come conseguenza del trattamento termico, il campo di deformazione al picco risulta essere diverso per i diversi provini. La distribuzione degli sforzi viene alterata a causa delle differenze microstrutturali generate nel materiale dai danni termici. Queste differenze interessano la risposta complessiva dei provini e in particolare la resistenza nominale di flessione che può essere valutata dalla formula:

$$\sigma_N = \frac{M_{max}}{S} \quad (3.2)$$

Dove  $M_{MAX}$  è il momento massimo al carico di picco e  $S$  è il modulo elastico della sezione.

Per il range di temperature considerato in questo studio tutte le resistenze alla flessione subiscono due processi. Nel primo stadio, la resistenza decresce lentamente con l'aumento del trattamento termico, mentre nel secondo stadio questa decresce molto più rapidamente a seconda della severità del trattamento. Per il materiale considerato, le resistenze di flessione cambia di poco a basse temperature e conseguentemente, durante il processo fisico, la rimozione dell'acqua capillare non provoca una significativa



riduzione degli sforzi di flessione. Si può ricordare infatti che a temperature di 300°C non avvengono significativi cambiamenti fisici nel calcestruzzo, in riferimento agli aggregati presenti e alla malta. Oltre questa temperatura il discorso cambia ed infatti l'aumento di resistenza nominale può essere attribuito all'aumento di duttilità e ad una lieve riduzione della resistenza di trazione reale.

### Proprietà di frattura e effetto scala

È già stato precedentemente discusso il fatto che la problematica relativa all'effetto scala è di cruciale importanza per il calcestruzzo o, più in generale, per i materiali così chiamati quasi-friabili, i quali sono incapaci di deformazioni puramente plastiche e con un processo di frattura locale non irrilevante comparati alle caratteristiche della struttura. Come ben si sa, per questi materiali il parametro che definisce la dimensione della zona di processo è la lunghezza caratteristica, dando una spiegazione agli aspetti qualitativi e quantitativi della struttura. Un effetto di tipo qualitativo riguarda l'andamento di picco della curva carico-deformazione nella fase di post-picco, mentre un effetto quantitativo è associato allo sforzo nominale che cambia in funzione della dimensione caratteristica del provino.

Per provini aventi la stessa geometria, ma con una dimensione e una lunghezza di intaglio  $a_0$  differente, si introduce il concetto di lunghezza effettiva di frattura  $a_0 + c_f$  all'interno dell'equazione della LEFM, relativa allo sforzo nominale a rottura, dopo alcune manipolazioni matematiche. Con l'utilizzo della relazione di Irwin, si giunge alla ben nota legge di effetto scala di Bažant (Bažant e Planas, 1998):

$$\sigma_N = \sigma_0 \left(1 + \frac{D}{D_0}\right)^{-1/2} = \sqrt{\frac{EG_f}{g'(\alpha_0)c_f + g(\alpha_0)D}} \quad (3.3)$$

$$\sigma_0 = Bf_t \quad \text{e} \quad D_0 = \frac{EG_f}{(f_t B)^2 g(\sigma_0)} = \frac{l_1}{B^2 g(\sigma_0)} \quad (3.4)$$

In questa equazione:

- $\sigma_N = c_N \frac{P_{MAX}}{b} D$  è lo sforzo nominale della struttura;
- $P_{MAX}$  è il carico massimo;
- $b$  è la larghezza del provino;
- $c_N$  è il coefficiente che dipende dal rapporto geometrico ed è una costante geometrica;
- $\alpha_0 = \frac{a_0}{D}$  è la lunghezza dell'intaglio;
- $g(\alpha) = k^2(\alpha)$  dove  $K(\alpha) = K_I/\sigma_N\sqrt{D}$  è il fattore di intensità di sforzo;
- $E$  è il modulo di Young;
- $D_0$  è la grandezza temporanea;
- $\sigma_0$  è la resistenza nominale estrapolata alla dimensione  $D \rightarrow 0$ ;
- $f_t$  è la resistenza di trazione diretta del materiale;

### 3. Il comportamento del calcestruzzo esposto ad alte temperature

---

- $B$  è una costante geometrica che dipende dalla geometria del provino;
- $c_f$  deve essere considerato come una costante che indipendente da  $D$ .
- Il parametro  $l_1$ , (Cedolin e Cusatis, 2008) rappresenta la lunghezza caratteristica del materiale corrispondente a  $G_f$  (da distinguere dalla lunghezza caratteristica  $l_0 = EG_F/f_t^2$  che corrisponde a  $G_F$ ).

$$l_1 = \frac{EG_f}{f_t^2} = B^2 g'(\alpha_0) c_f \quad (3.5)$$

Attraverso i procedimenti, qui solamente citati, ma espressi nel capitolo 2 al paragrafo 2.6.2 con la regressione lineare di tipo I, possono essere calcolati i parametri SEL  $G_f$  e  $c_f$ . Si considera una legge di frattura lineare coesiva caratterizzata da una resistenza di trazione effettiva  $f_t$  e un'energia di frattura iniziale  $G_f$ .

L'estensione della fessura equivalente aumenta significativamente solo per temperature alte e l'energia di frattura iniziale aumenta per valori moderati del danno termico ed aumenta per valori alti.

La propagazione della frattura diventa più duttile con l'aumento della temperatura. Il danno e la dissipazione di energia risultano essere maggiormente distribuiti per temperature di esposizione maggiori. Come misura della fragilità o della duttilità può essere presa la dimensione della zona di processo della frattura. Un materiale con una zona di processo grande è maggiormente duttile.

Attraverso questo studio si ottiene un nuovo risultato, che è quello dell'aumento del parametro  $c_f$  in base alla temperatura. Questo implica che la duttilità del materiale, e di conseguenza la duttilità della struttura, aumenta a causa degli effetti termici sulla microstruttura del materiale. Questo fenomeno è visibile maggiormente sulla lunghezza caratteristica  $l_1$  che è cinque volte più grande per il calcestruzzo trattato a 600°C rispetto a quello a 20°C. Il motivo è spiegato dal fatto che il volume, nel quale viene dissipata l'energia, aumenta a causa dei cambiamenti microstrutturali e, di conseguenza, della sua legge costitutiva.

#### Conclusioni

Le analisi sperimentali e numeriche portano alle seguenti conclusioni:

- L'effettiva lunghezza della zona di frattura,  $c_f$ , e la lunghezza caratteristica del materiale,  $l_1$ , che definisce la grandezza della zona di processo, aumenta con l'aumentare della temperatura e, conseguentemente, la propagazione della frattura è caratterizzata da una più larga zona dissipativa. La dimensione grande della zona di frattura causa una redistribuzione degli sforzi macroscopici non trascurabile con un rilascio di energia dalla struttura.

- Con un aumento della dimensione, la diminuzione della resistenza nominale per il provino non danneggiato è apprezzabilmente differente che per il provino danneggiato. Di conseguenza, il rapporto fra la resistenza del provino danneggiato e quello non danneggiato dipende dalle dimensioni. Perciò, la valutazione delle proprietà residue di provini danneggiati termicamente, senza l'identificazione dei parametri di frattura attraverso metodi indiretti, è una valutazione veramente povera sia in relazione alle proprietà meccaniche del materiale danneggiato e sia per il comportamento della struttura.



## 4. Campagna sperimentale

In questo capitolo verrà presentata l'esperienza effettuata in laboratorio presso il Politecnico di Milano all'interno del dipartimento di ingegneria strutturale.

La problematica analizzata è appunto quella relativa alla valutazione del comportamento del calcestruzzo al fuoco con riguardo alle proprietà residue in seguito ad un'esposizione alle alte temperature.

Nel capitolo precedente, al paragrafo 3.3, si è visto che per indagare su questa problematica esistono tre diverse metodologie possibili di sperimentazione, ognuna delle quali ha un determinato metodo di indagine. Queste tre metodologie di prova possono essere elencate così:

- Metodo "stressed";
- Metodo "unstressed";
- Metodo "unstressed residual property" (delle proprietà residue).

I primi due metodi sono svolti ad alte temperature nelle quali è richiesta la presenza simultanea di un carico e di un riscaldamento. Attraverso l'ultimo metodo, "unstressed residual property", si possono ottenere le proprietà meccaniche residue del calcestruzzo a temperatura ambiente, dopo un trattamento ad elevate temperature. Il materiale viene riscaldato senza l'applicazione di nessun pre-carico ad una velocità e ad una temperatura prescritta. Viene successivamente raffreddato ad una certa velocità fino a temperatura ambiente. Il carico o la deformazione vengono applicati a temperatura ambiente fino a che non avviene la rottura.

Tutti i dati ricavati dalle sperimentazioni verranno utilizzati per:

- valutare l'andamento delle proprietà residue del materiale in seguito al un danneggiamento termico;
- valutare il fenomeno dell'effetto scala a seconda della temperatura del trattamento;
- costruire un programma di calcolo numerico per simulare il comportamento del materiale che ha o non ha subito alcun trattamento termico.

Sono state effettuate, di conseguenza, una serie di prove di laboratorio per analizzare i parametri caratterizzanti il comportamento del calcestruzzo in esame. Tutti i dati ricavati saranno utili per la costruzione del modello numerico per capire il comportamento del materiale.

L'esperienza di lavoro può essere scomposta in due fasi, l'esperienza pratica di laboratorio, che verrà presa in considerazione in questo capitolo, e l'analisi teorica dei risultati acquisiti attraverso l'elaborazione numerica, che verrà analizzata nel successivo capitolo.

In questa sede si farà riferimento solo ed esclusivamente alla parte relativa alla sperimentazione, spiegando i ragionamenti che hanno portato all'esecuzione delle prove, le modalità di esecuzione di queste e le apparecchiature utilizzate.

Quando si parla di prove di laboratorio non ci si riferisce solo ed esclusivamente alla prova in sé ma ci sono molti altri aspetti, non di secondaria importanza, da tenere in considerazione. L'esecuzione di una prova necessita di organizzazione, di scelte adeguate alle esigenze e alle disponibilità, della conoscenza scientifica per un approccio corretto e di condizioni di contesto adatte allo scopo.

Bisogna considerare il materiale da analizzare, le sue dimensioni e la forma e avere una conoscenza del suo comportamento o per lo meno avere un'idea dei valori che durante le prove esso possa raggiungere per scegliere le apparecchiature adatte all'esecuzione delle analisi.

Si devono fissare gli obiettivi dell'analisi per capire di quali prove si necessita per ottenere i risultati. Fissati questi primi due punti può iniziare la vera e propria sperimentazione dove si valuteranno quali prove sono utili per l'ottenimento dei risultati prefissati, le modalità di esecuzione, i vincoli da applicare, i macchinari da utilizzare, gli strumenti adeguati alle risposte dei provini e tutte le prescrizioni, dedotte dalle normative di riferimento, da seguire per ottenere risultati validi, soddisfacenti ed accettabili.

L'obiettivo, nel caso in esame, è di individuare il comportamento del calcestruzzo bianco e tutti i parametri che lo caratterizzano. Sono state effettuate diverse prove per raggiungere tale fine:

- Prova di resistenza a compressione: una pressa comprime il provino su due facce opposte e parallele. Restituisce il valore della resistenza a compressione massima del materiale;
- Prova di trazione indiretta (prova brasiliana): fornisce il carico massimo di rottura per trazione in maniera indiretta;
- Prove di flessione su tre punti (TPB): da cui si ricavano curve carico-freccia oppure carico-apertura di fessura;
- Prove di trazione diretta: non viene spesso eseguita data la sua difficoltà. Fornisce le curve carico-spostamento oppure sforzo-deformazione. A differenza della prova brasiliana fornisce risultati sul comportamento a trazione del materiale durante tutta la fase di carico e di scarico e non solo il carico di picco. Data la complessità della prova di trazione diretta si può utilizzare il risultato del carico massimo della prova brasiliana per confermare le curve ottenute;
- Prova per la determinazione del modulo elastico secante a compressione: la prova viene eseguita con le stesse modalità di una prova di compressione applicando 1/3 del carico massimo di compressione e valutando il modulo elastico del materiale.

La sperimentazione viene articolata in base al tipo di provino e alla temperatura di trattamento. Per ogni prova sono stati testati tre provini, se non quattro, avendo a disposizione provini di geometria e trattamento temperatura differente. La fase di sperimentazione fornisce un quadro di risultati completo in relazione agli obiettivi prefissati.

## 4.1. Generalità

### 4.1.1. Materiale sperimentato

Il materiale che viene preso sotto indagine è un calcestruzzo ad alta resistenza con caratteristica cromatica bianca. Il cemento bianco, o architettonico, è una tipologia di cemento portland che differisce da quello grigio essenzialmente per il colore. Il colore bianco conferisce al materiale una forte essenza estetica.

Il materiale è composto da:

- cemento di tipo TX Arca 42,5 R: cemento Portland al calcare ad alta resistenza normalizzata e a resistenza iniziale elevata. Una composizione conforme alle prescrizioni contenute nella norma UNI EN 197-1, dove si rileva il 65% - 79% di clinker bianco e la parte restante costituita da calcare, eventuali costituenti e da specifici componenti ad elevata attività fotocatalitica;
- aggiunte di metacaolino AGS: minerale utilizzato per applicazioni ad alte temperatura;
- additivo Creative M;
- rapporto acqua cemento: 0,46.

Sono state effettuate diverse prove sperimentali a partire da 21 ore a seguito del getto del calcestruzzo fino a 90 giorni. Si elencano in tabella 4.1 i risultati ottenuti.

Scadenza	Tipo di Prova							
	Compressione		Flessione		Trazione Ind.		MED	
	N/mm <sup>2</sup>	Dev.st	N/mm <sup>2</sup>	Dev.st	N/mm <sup>2</sup>	Dev.st.	MPa	Dev.st.
21 ore	<b>30,5</b>	0,3	-	-	-	-	-	-
3 gg.	<b>56,6</b>	1,8	<b>5,2</b>	0,4	<b>3,5</b>	0,1	<b>28106</b>	870,6
7 gg.	<b>59,5</b>	0	<b>7,2</b>	0,4	<b>3,8</b>	0,2	<b>29699</b>	637,8
28 gg.	<b>64,5</b>	1,5	<b>8,5</b>	0,1	-	-	<b>32403</b>	535,8
60 gg.	<b>66,5</b>	-	<b>9,3</b>	-	-	-	-	-

Tabella 4.1 Risultati prove sperimentali al variare del periodo di stagionatura

### 4.1.2. Temperature di trattamento termico

Lo studio è incentrato sul comportamento al fuoco del calcestruzzo. Sono state scelte tre temperature per l'analisi del comportamento al fuoco del calcestruzzo.

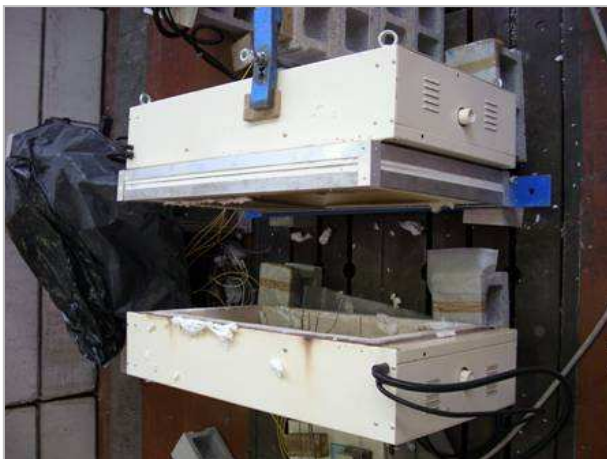
Il caso di riferimento è quello in cui il materiale non ha subito trattamenti termici. Verranno messi a confronto provini trattati a 500°C e a 750°C. La scelta di queste temperature è stata effettuata in base a considerazioni ricavate da studi passati. Nello

#### 4. Campagna sperimentale

---

studio effettuato da Giovanni Di Luzio, Giovanni Muciaccia e Luigi Biolzi, “Size effect in thermally damaged concrete”, nel 2009, erano state scelte, come temperature di riferimento, 20°C (provino non trattato), 300°C e 600°C. Alla temperatura di 300°C non si assiste ad un danneggiamento marcato del materiale. A questa temperatura non avvengono reazioni chimiche significative all’interno del materiale assistendo solo ad una fuoriuscita di acqua che causa una leggera diminuzione delle proprietà meccaniche. Portando la temperatura a 500°C si nota un significativo decadimento delle proprietà a causa di reazioni chimiche di tipo espansivo all’interno del materiale. Lo stesso discorso si può fare per la temperatura di 600°C aumentata a 750°C. A 750°C si verifica una perdita di proprietà molto significativa rispetto ai 600°C. Le reazioni chimiche più dannose avvengono dai 700°C in su.

Il trattamento termico viene effettuato con un forno elettrico di potenza 15 kW, costituito da una cassa metallica contenente una camera interna rivestita di materiale refrattario, di dimensioni 400x700x1300 mm (BxHxL). Le temperature massime che possono essere applicate sono di circa 1000 °C. La parte superiore (Figura 4.1), amovibile mediante argano di sollevamento su carro ponte, contiene all’interno l’alloggiamento per le resistenze elettriche e le termocoppie. La parte inferiore (Figura 4.2) è utilizzata per il posizionamento dei provini, lasciando uno spazio adeguato tra di essi sia in senso orizzontale che in senso verticale, in modo da garantire un trattamento termico uniforme.



4.1 Parte superiore amovibile del forno



Figura 4.2 Parte inferiore del forno per l'alloggiamento dei provini



Mediante il quadro di comando è possibile programmare le curve di riscaldamento di tipo lineare, impostando una temperatura obiettivo e un tempo in cui essa deve essere raggiunta, un tempo di mantenimento a temperatura costante, e un tempo finale di raffreddamento (Figura 3).

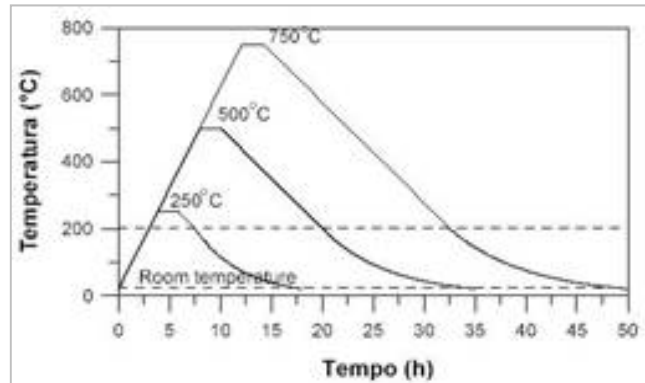


Figura 4.3 Curve di riscaldamento a 250°C, 500°C e 750°C

#### 4.1.3. Numero e forma dei provini

Per l'esecuzione di tutte le prove sono stati analizzati un numero di provini tale da avere una certa sicurezza nei risultati ottenuti.

Per tutte le prove sono stati testati tre provini per il fatto che può capitare di ottenere un risultato discordante dagli altri due. Avere due risultati simili rappresenta una buona base per poter accettare i risultati della prova ed avere un valore di riferimento per le analisi numeriche.

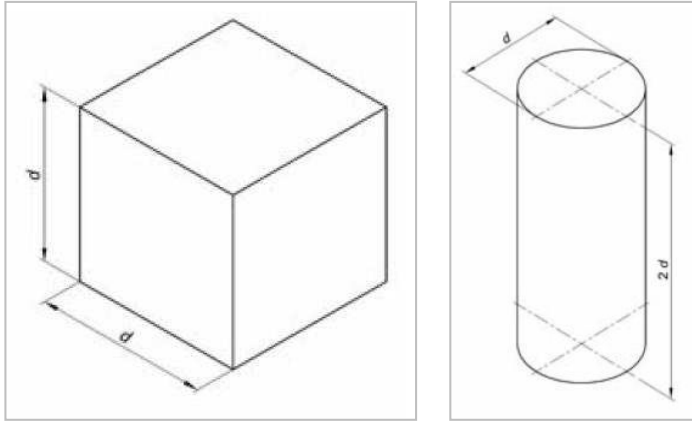
Lo studio si incentra anche sulla valutazione dell'andamento dell'effetto scala e quindi, come è già stato spiegato nelle raccomandazione al paragrafo 2.6.3, vengono utilizzati, per le prove di flessione, provini con forma uguale ma con diversa geometria. Nei paragrafi successivi, relativi alle singole prove, verranno date maggiori informazioni su questo aspetto.

## 4.2. Prove di compressione

### 4.2.1. Tipologia di provini

Sono state effettuate le prove di compressione sui provini in calcestruzzo al fine di determinare il carico massimo e la resistenza a compressione del materiale alle diverse temperature di trattamento. Per l'esecuzione della prova si è fatto riferimento alla normativa UNI EN 12390-3.

Le prove sono state effettuate su tre tipi di provini con forme e dimensioni diverse fra loro. Sono stati testati cubi di lato 20 cm e di lato 10 cm nominali e cilindri di diametro 10 cm e altezza 20 cm nominali. Sono state utilizzate queste misure in rispetto della normativa UNI EN 12390-1.



4.4 Provini per le prove di compressione

La normativa di riferimento prescrive le tolleranze da rispettare per l'accettazione del provino. Per i provini cubici le dimensioni effettive del provino non devono discostarsi di più dello 0,5% da quelle nominali, la planarità delle superfici sottoposte al carico deve risultare inferiore a  $0,0006 d$  ed infine la perpendicolarità degli spigoli rispetto alla base deve essere inferiore a 0,5 mm.

Per i provini cilindrici le tolleranze riguardano la misura del diametro e dell'altezza che non devono discostare da quelle nominali del 0,5%, per quanto riguarda la planarità delle superfici la tolleranza è sempre di  $0,0006 d$  (espresso in millimetri), mentre la perpendicolarità della generatrice del cilindro rispetto alle basi è  $\pm 0,5$  mm.

Per verificare il rispetto delle tolleranze dettate dalla normativa e per procedere con l'accettazione dei provini sono state effettuate verifiche delle dimensioni con un micrometro. Per garantire la planarità è stata effettuata la rettifica di quei provini che presentavano imperfezioni.



Figura 4.5 - Provini cubici e cilindrici per le prove di compressione

#### **4.2.2. Attrezzatura per l'esecuzione della prova**

##### **Attrezzatura di carico**

È stata utilizzata una pressa del tipo Controls MC66 da 3000kN rispondente ai requisiti prestazionali delle macchine per le prove di compressione prescritte nella norma UNI EN 12390-4.

È costituita da una struttura monoblocco di acciaio con telaio a quattro colonne pretensionate, da piatti di pressione di diametro 300 mm e da un gruppo idraulico. Il piatto superiore è provvisto di snodo sferico in bagno d'olio che consente il libero allineamento fino a contatto con il provino per poi bloccarsi automaticamente in posizione. La pompa è del tipo a doppia mandata, una in bassa pressione a grande volume di olio per l'avvicinamento rapido del pistone e l'altra ad alta pressione e piccolo volume di olio per l'esecuzione della prova. Il tutto è collegato ad un'unità di controllo e comando da cui è possibile sia impostare i parametri per l'esecuzione della prova e sia visualizzare i risultati in tempo reale durante l'esecuzione del test.

#### **4.2.3. Modalità di esecuzione della prova**

##### **Operazioni preventive**

Le operazioni preventive all'esecuzione della prova sono quelle della verifica del rispetto delle dimensioni dei provini in accordo con le tolleranze dettate dalla normativa. I provini successivamente vengono pesati e contrassegnati con le sigle per il loro riconoscimento.

##### **Esecuzione**

Il provino viene posizionato in modo che il carico sia applicato perpendicolarmente e in modo che occupi una posizione centrale rispetto al piatto inferiore. In alcuni casi è stato necessario utilizzare piatti ausiliari che sono stati allineati alla faccia superiore e alla faccia inferiore del provino.

L'applicazione del carico avviene con una velocità costante di  $0,4 \text{ MPa/s}$  ( $\text{N/mm}^2\text{s}$ ) che rispetta le prescrizioni della normativa. Il carico viene applicato fino a quando il provino non riesce a sopportare un carico maggiore.

Ottenuto il carico massimo lo si registra in kN. Il dato sarà utile per ottenere i valori della resistenza a compressione. Vengono riportate delle fotografie relative alle prove in esecuzione e alla rottura del provino.

#### 4. Campagna sperimentale

---



Figura 4.6 Provino cubico posizionato nella cella di carico



Figura 4.7 Provino cilindrico posizionato nella cella di carico



Figura 4.8 Provino cubico: prova in esecuzione



Figura 4.9 Provino cilindrico: prova in esecuzione



Figura 4.10 Provino cubico: prova conclusa



Figura 4.11 Provino cilindrico: prova conclusa

#### 4.2.4. Analisi dei risultati

L'analisi dei risultati inizia valutando la modalità di rottura del provino. Si riportano alcuni esempi di rotture di provini cubici e cilindrici che secondo la normativa dimostrano che le prove sono state eseguite in modo corretto.

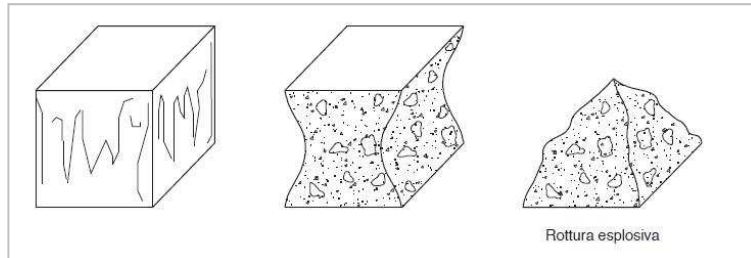


Figura 4.12 Modalità di rottura soddisfacenti per provini cubici

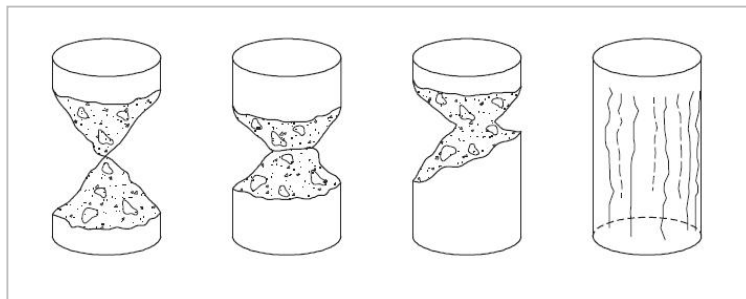


Figura 4.13 Modalità di rottura soddisfacenti per provini cilindrici



Figura 4.14 Esempi di rottura a clessidra di un provini cubici

#### 4. Campagna sperimentale

---

Per ogni tipo di provino sono state effettuate tre prove di cui si hanno i relativi valori di carico massimo. Eventuali rotture non soddisfacenti possono essere provocate da un'insufficienza nell'attenzione durante i procedimenti di prova con particolare riguardo al posizionamento del provino, a un difetto della macchina di prova oppure ad un comportamento imprevedibile del provino.

La resistenza alla compressione è data dall'equazione:

$$f_c = \frac{F}{A_c} \quad (4.1)$$

dove:

$f_c$  è la resistenza a compressione, espressa in MPa ( $\text{N}/\text{mm}^2$ ),  $F$  è il carico massimo a rottura, espresso in N e  $A_c$  è l'area della sezione trasversale del provino su cui agisce la forza di compressione, calcolata dalla dimensione nominale del provino.

Si riporta un grafico relativo ai risultati ottenuti dalle prove di compressione che mostra i risultati in relazione alla dimensione del provino e alla temperatura di trattamento.

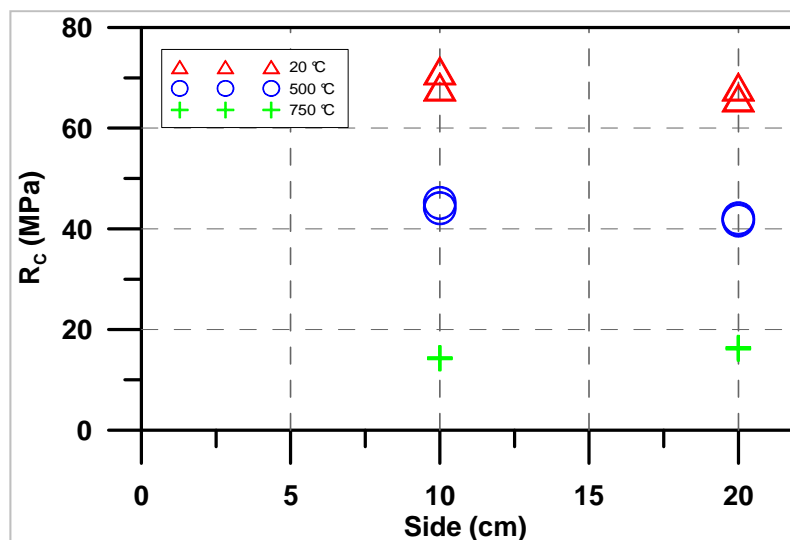


Figura 4.15 Valori della resistenza a compressione in funzione della dimensione del provino

La figura 4.15 mostra l'andamento della resistenza a compressione a seconda delle dimensioni e della temperatura di trattamento. Si nota una diminuzione della resistenza man mano che la temperatura del trattamento aumenta. Passando dalla temperatura di riferimento a 500°C la resistenza diminuisce del 60%, e di un ulteriore 35% quando trattati a 750°C.



### 4.3. Prove di flessione su tre punti (TPB)

Le prove di flessione forniscono le curve carico-freccia e carico-apertura di fessura che descrivono il comportamento del materiale durante la fase di carico e scarico.

#### 4.3.1. Tipologia di provini

Sono stati sperimentati provini di differente geometria e che avevano subito un differente trattamento termico. Sono stati testati tre tipi di provini. Il principio che lega le dimensioni è quello di mantenere una dimensione uguale, la profondità del provino, e aumentare del doppio le altre due. In figura 4.16 vengono riportate le dimensioni dei provini.

La scelta di queste dimensioni è dettata dalle raccomandazioni che vengono proposte per poter valutare l'effetto scala.

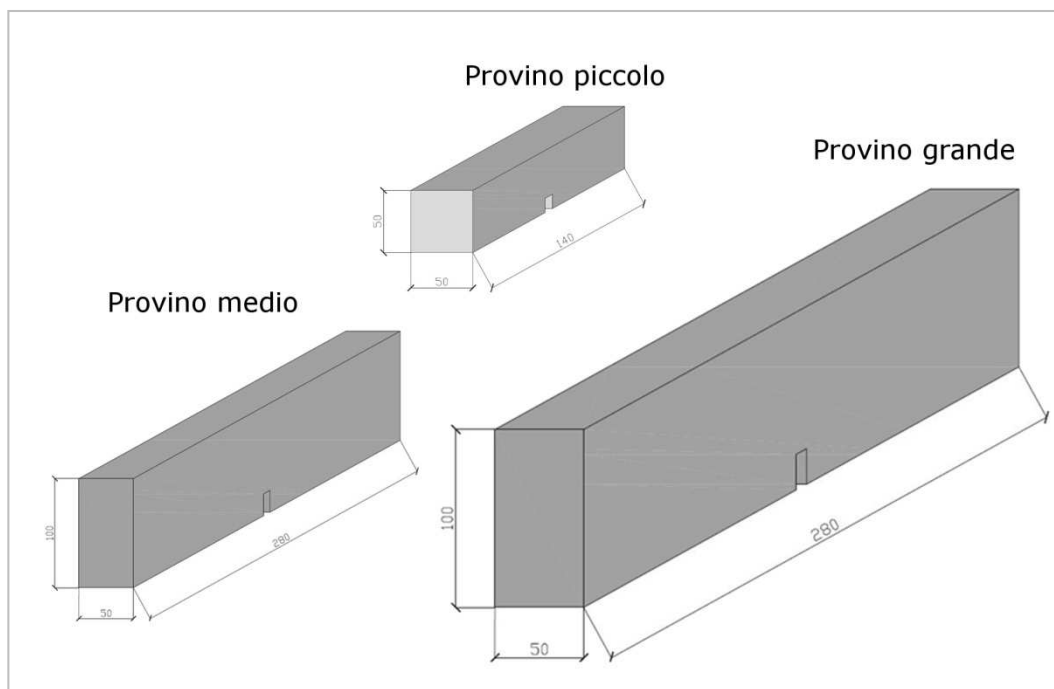


Figura 4.16 Dimensione dei provini per le prove TPB

Ogni dimensione prevede provini intagliati e non intagliati. Attraverso l'intaglio dei provini si aiuta l'esecuzione della prova nel senso che la frattura si concentra nel punto già danneggiato dall'intaglio e di conseguenza si ha una maggiore facilità di governo della prova. L'intaglio dà un vantaggio sostanziale. Le deformazioni che avvengono in seguito all'applicazione del carico si concentrano in una zona ristretta, sotto il controllo della clip gage, applicata nella parte inferiore del provino. La deformazione quindi può essere controllata per tutta la durata della prova. Nei provini non intagliati invece può capitare che la prima fessura si crei in una zona fuori dal controllo della clip gage e di conseguenza, si perdono i risultati relativi all'apertura di fessura.

### 4.3.2. Attrezzatura per l'esecuzione della prova

Durante l'esecuzione della prova di flessione su tre punti sono stati utilizzati, oltre all'apparecchiatura di carico, diversi sistemi per la misura degli spostamenti.

È stata misurata la deformazione in senso verticale, la freccia, e quella in senso orizzontale, l'apertura di fessura, ed inoltre è stata utilizzata la tecnica interferometria ESPI per la visualizzazione delle frange di spostamento.

#### Macchina elettromeccanica Instron

È una macchina elettromeccanica da 100 kN, composta da due barre regolarizzabili.

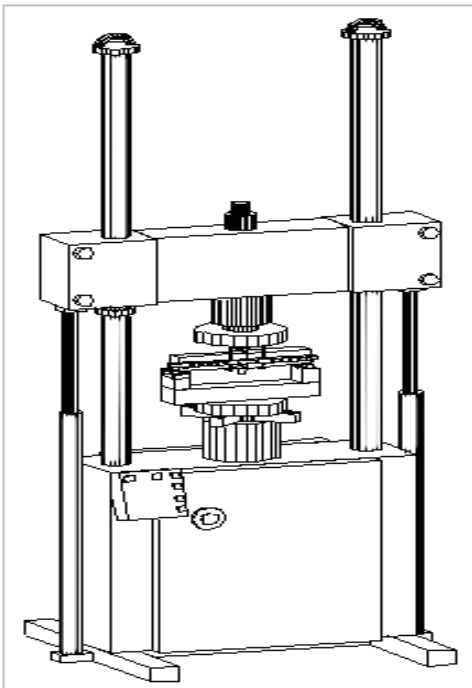


Figura 4.17 Macchinario di carico

Viene utilizzata per prove di flessione e di trazione diretta. È controllata da una centralina di comando attraverso cui è possibile governare l'esecuzione della prova. Si può effettuare la prova sia in controllo di carico e sia in controllo di spostamento.

La macchina è composta da una cella di carico all'interno della quale viene posizionato il provino. Il movimento del meccanismo viene generato dall'attuatore posto inferiormente che genera un movimento lungo l'asse verticale della macchina. Il telaio di contrasto è costituito da due colonne regolarizzabili. Questa caratteristica è risultata molto utile nell'esecuzione delle prove di trazione diretta per ottenere la rottura secondo un piano prestabilito.

#### Trasduttore di spostamento induttivo (LVDT)

Per la misurazione della freccia, ossia dello spostamento verticale del provino, è stato utilizzato un trasduttore induttivo di spostamento, ossia un LVDT.

Da un punto di vista strutturale i trasduttori di spostamento LVDT (Linear Variable Differential Transformer) si compongono di due parti principali:

- il corpo cilindrico del trasduttore: dotato di un foro assiale in cui può scorrere il nucleo e che contiene un trasformatore differenziale, costituito da tre avvolgimenti, di cui uno primario e due secondari;
- il nucleo mobile: costituito da un'asta che può scorrere all'interno dell'armatura causando con il suo spostamento una tensione in uscita.

Il funzionamento di questo strumento si basa sul principio dell'induzione elettromagnetica. Ai capi di un avvolgimento, interessato da un campo magnetico, si genera una forza elettromotrice indotta. L'avvolgimento primario del trasformatore viene alimentato con una tensione alternata sinusoidale  $V_i$ .



All'interno del nucleo ferromagnetico è inserita una traversa mobile. Se la traversa è perfettamente centrale al nucleo, nei due avvolgimenti secondari si creeranno due forze elettromotrici indotte di valore uguale ed opposto, che si annulleranno a vicenda fornendo all'uscita una tensione  $V_u$  nulla.

Se, viceversa, la traversa si sposta in un verso o nell'altro le f.e.m.i. dei due avvolgimenti non avranno più un valore uguale e si avrà quindi all'uscita una tensione  $V_u$  alternata, di valore proporzionale allo spostamento della traversa.

### Interferometria ESPI

La peculiarità della campagna sperimentale consiste nell'utilizzo di un dispositivo laser che permette tramite interferometria ESPI misure molto accurate del campo di spostamento.

Il termine ESPI significa "Electronic Speckle Pattern Interferometry". È una tecnica ottica per la misurazione interferometrica di spostamenti superficiali di qualsiasi materiale e di qualsiasi superficie. L'interferometria è l'applicazione dei fenomeni d'interferenza allo studio e alla misura di piccoli spostamenti o di deformazioni di oggetti. Sono stati ideati diversi tipi di interferometri ed in gran parte di questi viene fatto un confronto, in tempo reale, di un'onda di riferimento con l'onda riflessa o trasmessa dall'oggetto in studio. L'onda di riferimento e quella che illumina l'oggetto sono derivate dalla stessa sorgente e si ha quasi sempre una corrispondenza geometrica tra i punti dell'oggetto e la figura d'interferenza localmente risultante.

La tecnica ESPI è una delle numerosi varianti sviluppata a partire dalle tecniche di interferometria olografica, tra cui esistono i metodi a doppia esposizione e, più in generale ad esposizione multipla.

Con il metodo olografico è possibile ricostruire un'onda che ha le stesse caratteristiche geometriche dell'onda inizialmente diffusa da un oggetto illuminato. Se nella fase di ricostruzione dell'immagine viene ripristinata la disposizione spaziale con cui è stato realizzato l'ologramma, ed in particolare l'oggetto olografato viene rimesso

nella sua posizione originale, si hanno due onde, quella diffratta dall'ologramma che rappresenta l'oggetto virtualmente ricostruito e quella diffusa dall'oggetto reale, che si sovrappongono in una stessa regione dello spazio. Si ha quindi un'interferenza tra due

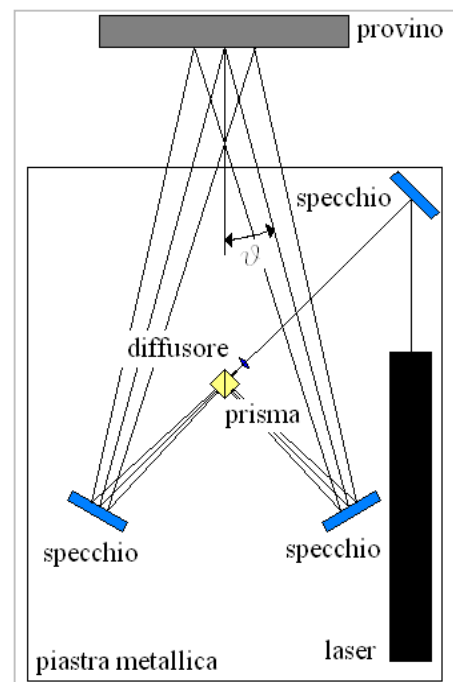


Figura 4.18 Schema che descrive la disposizione dei componenti

onde quasi uguali tra di loro. Le differenze sono date o da errori di allineamento o da variazioni intervenute nella forma dell'oggetto nel tempo intercorso tra l'esposizione dell'ologramma e la ricostruzione. Questo metodo può essere considerato come un metodo in tempo reale.

Nell'interferometria olografica è necessario, quindi, ricostruire i fronti dell'onda della luce diffusa dall'oggetto nei diversi stati di deformazione per farli interferire e per ricavare dalla figura risultante le deformazioni o gli spostamenti. Questo richiede la memorizzazione dei pattern di interferenza su di un supporto da cui sia possibile riottenere per diffrazione le onde originali.

Nell'interferometria speckle invece non è necessario ricostruire il campo che ha dato origine al pattern registrato, ma è sufficiente correlare tra di loro le distribuzioni ottenute in diversi stati dell'oggetto. L'interferometria speckle dà informazioni soltanto sullo spostamento dell'oggetto lungo una direzione particolare, ortogonale o parallela rispetto a quella di osservazione. È quindi necessario registrare un minor numero di informazioni. Il fascio di riferimento è quasi parallelo alla luce diffusa dalla parte della superficie che si sta studiando. L'informazione sullo spostamento della superficie è contenuta nel pattern di speckle, la cui frequenza spaziale può essere controllata dall'apertura numerica dell'ottica di raccolta.

Per quanto riguarda la tecnica interferometrica speckle viene utilizzato un fascio di luce diffusa del tipo di un laser, assieme ad uno strumento di ripresa a video per registrare e visualizzare gli spostamenti statici e dinamici che avvengono sulla superficie del provino durante l'esecuzione della prova. Il sistema di ripresa a video è costituito da sensori con una buona risoluzione spaziale che dà segnali in uscita già codificati in formato digitale.

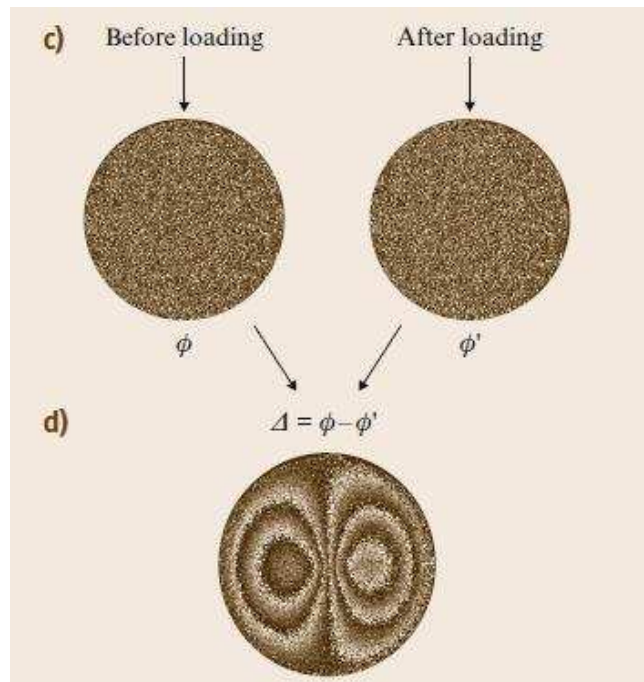


Figura 4.19 Sottrazione del pattern a speckle della situazione non disturbata e di quella disturbata

Il principio della tecnica di misura è il seguente: l'illuminazione di una superficie scabra con due fasci laser incidenti produce un pattern random di interferenza (speckle effect), che conferisce alla superficie illuminata un aspetto granulare. Tale granulosità, che è dovuta all'interferenza della luce diffusa dall'oggetto, viene denominata con il termine anglosassone speckle.

Confrontando le immagini corrispondenti a varie fasi di una prova si ottengono frange d'interferenza che dipendono dal campo di spostamento.

L'interferogramma ESPI è ottenuto aritmeticamente sottraendo due pattern a speckle relativi a situazioni diverse. Sottraendo dal pattern a speckle relativo alla situazione indisturbata i pattern acquisiti in successione è possibile visualizzare sul monitor, in tempo quasi reale il fenomeno che si sta indagando. La coppia di speckle relativi allo stesso punto dell'oggetto fornisce lo spostamento che viene evidenziato dalle frange di Young che si ottengono illuminando il fotogramma con il fascio laser. L'interferometria speckle utilizza la variazione di fase subita dagli speckle nel passare dalla configurazione indeformata a quella deformata.

Il sistema è costituito dal macchinario generatore del raggio laser, da un insieme di elementi riflettenti ad inclinazione e angolazione regolabile per la riflessione della luce diffusa, un elemento in cristallo per scorporare il fascio di luce in due fasci distinti. Con una telecamera si ottiene la ripresa, nel punto interessato, delle frange che si creano durante la prova. Le frange vengono visualizzate a monitor con la possibilità di poter salvare le immagini di particolare interesse.

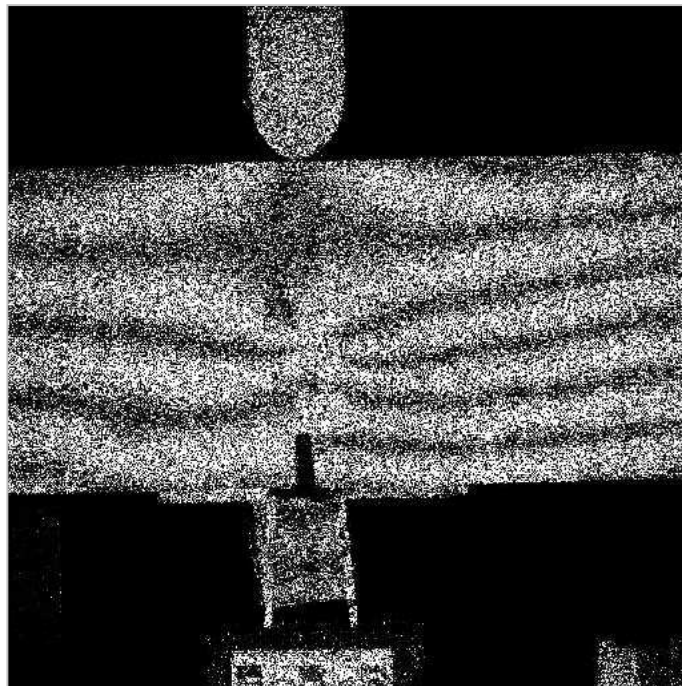
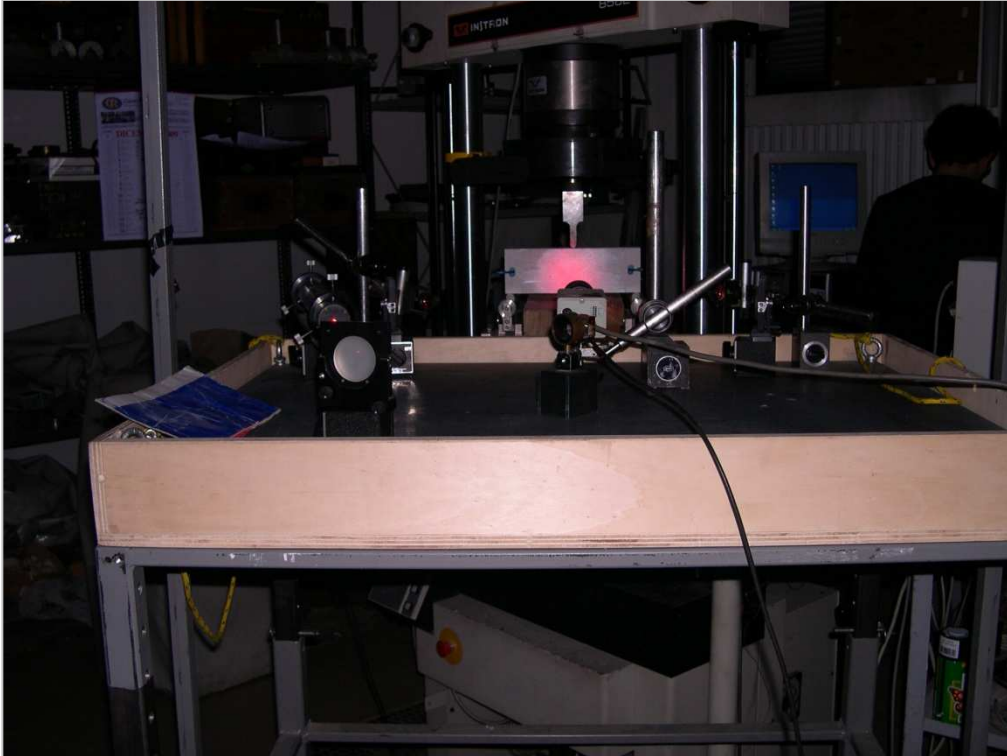


Figura 4.20 Esempio di immagine ESPI durante un prova di flessione

Di conseguenza il percorso del laser prevede che venga scorporato in due fasci attraversando il cubo di cristallo e successivamente ognuno di questi due raggi venga intercettato e proiettato verso il provino dagli specchi riflettenti. Successivamente si ha l'acquisizione dell'immagine, la visualizzazione a video e infine il salvataggio delle immagini di particolare interesse.



**Figura 4.21** Posizionamento degli elementi dell'interferometria ESPI

La sensibilità tipica (spostamento/ordine di frangia) dell'interferometria speckle è dell'ordine di  $0,5\mu\text{m}$  con campo di misura di circa  $15\mu\text{m}$ . Per la fotografia speckle sensibilità e campo di misura sono rispettivamente dell'ordine di  $5$  e  $50\mu\text{m}$ .

Uno dei più significativi vantaggi della ESPI è la capacità di produrre in tempo reale campi di frange su oggetti dalla superficie scabra, con una sensibilità sullo spostamento dell'ordine lunghezza d'onda della luce. La tecnica ESPI è basata sull'acquisizione in tempo reale delle immagini e sul trattamento numerico delle stesse. In tal modo, l'evoluzione del campo deformativo può essere osservata in tempo reale su di un monitor.

Il fatto che questa tecnica sia non a contatto la rende particolarmente adatta nella analisi del comportamento a deformazione di provini di materiale con basso modulo di Young o con superficie porosa.

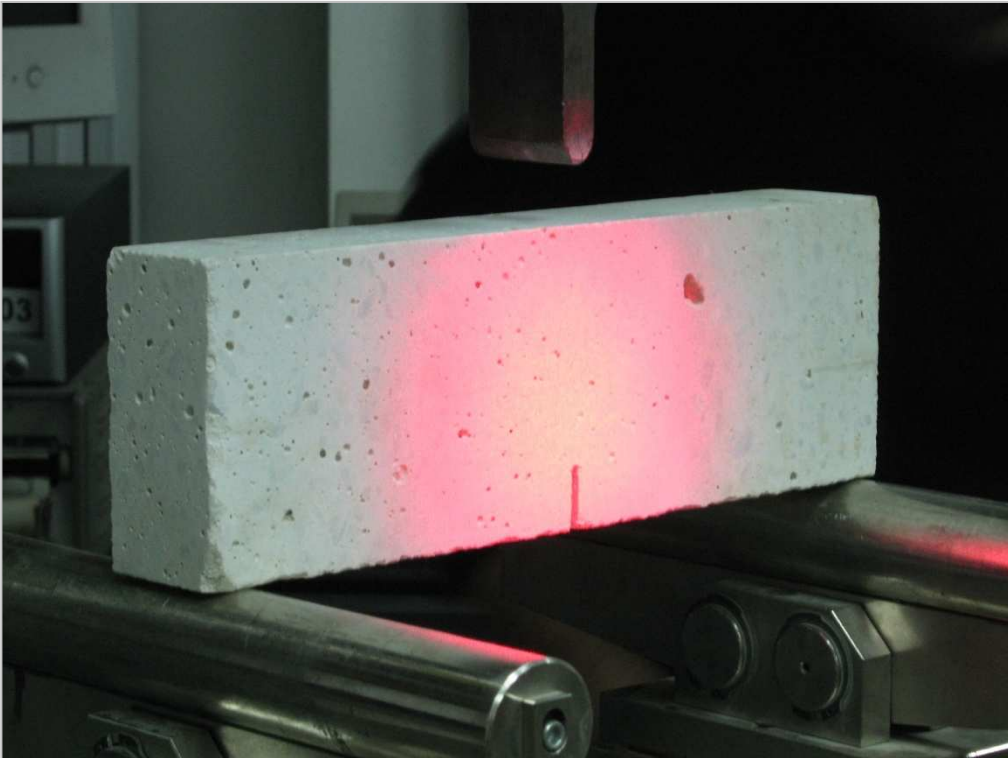


Figura 4.22 Illuminazione con luce diffusa della superfici del provino

#### **Centralina HBM Spider 8**

È un'unità di misurazione elettronica multicanale per l'acquisizione di misurazioni parallele e dinamiche utilizzando un PC.

Ogni canale riceve gli impulsi che arrivano dai trasduttori e dalla clip fino a circa 9600 misurazioni per ogni canale con una risoluzione di 16 bit.

#### **4.3.3. Modalità di esecuzione della prova**

##### **Operazioni preventive**

Le prime operazioni da effettuare sono quelle di preparazione dell'apparecchiatura di prova, del banco su cui vengono posizionati tutti i componenti per la rilevazione interferometrica ESPI e dei provini su cui vengono posizionati i trasduttori di spostamento verticale e orizzontale. I dispositivi, una volta posizionati, saranno collegati alla centralina HBM.

La preparazione della macchina di carico Instron viene effettuata disponendo in posizione centrale, rispetto al coltello di carico, i due rulli su cui verrà successivamente posizionato il provino. I due rulli sono fissati su di una trave in acciaio a sua volta vincolata al telaio della macchina di carico. I rulli hanno un loro telaio in acciaio su cui possono ruotare in una direzione. Il telaio è fissato alla trave ma si può spostare longitudinalmente ad essa in modo da consentire gli spostamenti necessari.

Il passo successivo è quello di posizionare il banco per i componenti dell'ESPI. Il banco è costituito da un piano in acciaio posizionato sopra a materassini riempiti ad



#### 4. Campagna sperimentale

aria. Il piano di appoggio è in acciaio per il fatto che i componenti dell'ESPI hanno una calamita nella parte inferiore per fissarsi in modo stabile al piano stesso. L'elevato peso della piastra e la presenza dei materassini riempiti di aria evitano il verificarsi di fenomeni di vibrazione che potrebbero disturbare la prova.

L'immagine ESPI deve essere chiara e con un buon contrasto fra i punti chiari e quelli scuri per poter visualizzare al meglio le frange che si creano.

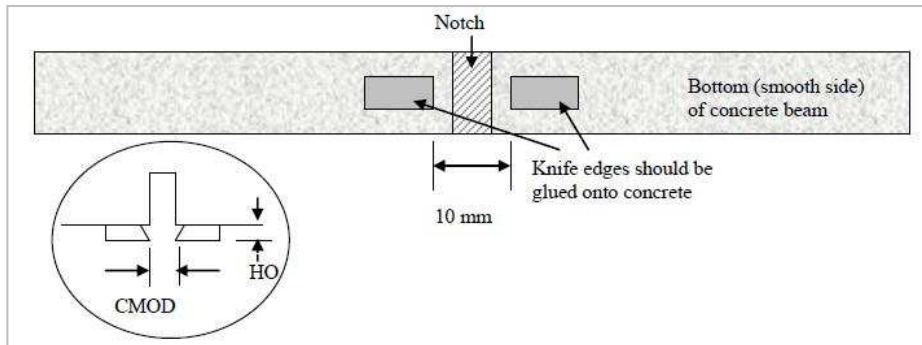


Figura 4.23 Disposizione dei coltelli per la clip gage

Ultima fase di preparazione della prova coinvolge il provino. Si segnano a matita i provini in modo che si riescano ad avere delle linee guida sia per il posizionamento sui rulli e sia per il posizionamento dei coltelli alla base inferiore del provino stesso. Si posizionano i coltelli per l'aggancio della clip gage che vengono incollati al provino facendo in modo che siano allineati e a una distanza di circa un centimetro.

Il provino viene posizionato sui rulli in acciaio in maniera centrale e baricentrica rispetto al coltello di carico. Si incolla la piastrina alla base inferiore del provino, su cui si appoggia la freccia (LVDT).

L'attenzione verrà ora posta a centrare in maniera corretta il fascio di luce sulla zona interessata dalla rottura e a portare a contatto il coltello di carico con il provino in esame.

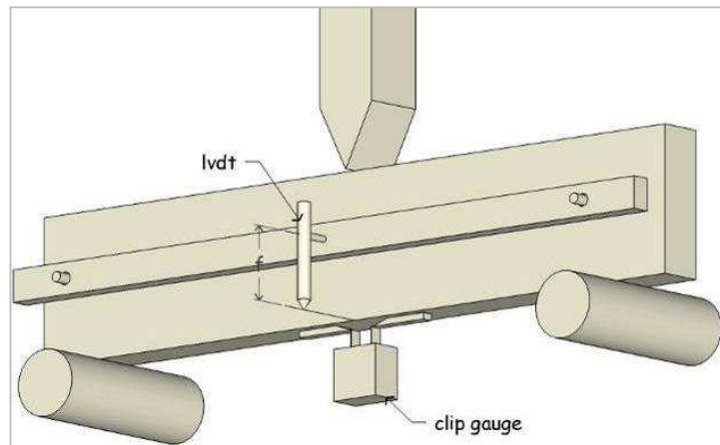


Figura 4.24 Posizione dei componenti per una prova TPB

#### Esecuzione

La normativa di riferimento per l'esecuzione della prova è la UNI EN 12390-5. Si può procedere quindi con l'applicazione del carico. Per poter prevenire fenomeni di rottura improvvisa, con conseguente mancanza di rilevazione dei dati finali della prova, è necessario individuare un parametro di controllo che si mantenga crescente all'interno

del suo campo di utilizzo. Poiché la curva attesa può avere un andamento simile a quello rappresentato in Figura 4.25, e la macchina può procedere solo mediante aumento programmato di un parametro fisico (pressione nella cella di carico o input di un trasduttore di spostamento) occorre, nelle diverse zone, scegliere accuratamente il parametro guida da far seguire alla macchina, in modo da descrivere tutta intera la curva.

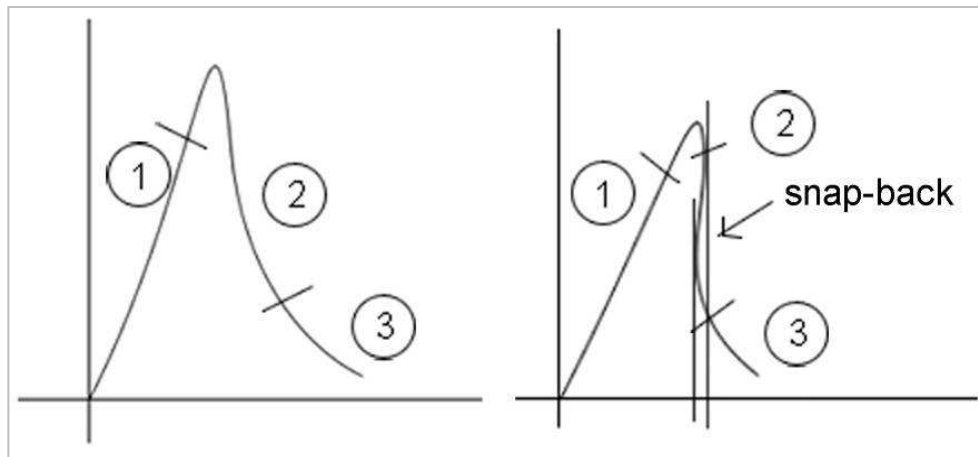


Figura 4.25 Curve che rappresentano l'andamento della prova

La curva non potrebbe proseguire oltre il valore di picco in caso di controllo di carico, perché esso diminuisce dopo il raggiungimento del valore di picco. Anche in controllo di freccia, non potrebbe escludersi una rottura improvvisa, poiché il comportamento post-picco dei materiali cementizi può facilmente presentare una forte diminuzione del carico per piccoli aumenti dello spostamento, tale da non permettere alla macchina di ridurre il carico in modo sufficientemente rapido. Potrebbero inoltre verificarsi fenomeni cosiddetti di snap-back, per cui la curva carico-spostamento presenta una riduzione sia di carico che di spostamento durante il progredire della prova, e conseguente rottura improvvisa perché la macchina potrebbe solo progredire nello spostamento dell'attuatore.

Occorre anche porre attenzione ad attribuire esclusivamente al materiale un eventuale fenomeno di snap-back, e considerare che è tutto il sistema provino e telaio della macchina di prova a reagire al carico applicato. Per quanto ridotta, anche la macchina stessa è dotata di una sua rigidità di telaio  $K^m$ .

#### 4. Campagna sperimentale

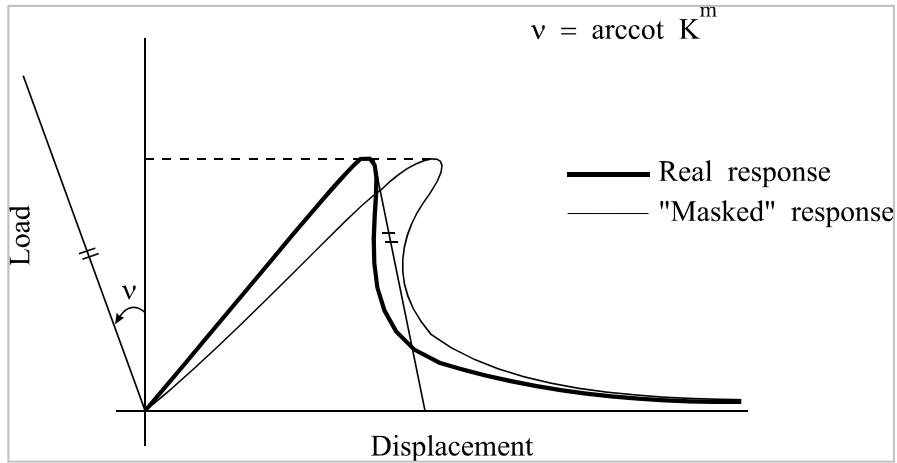


Figura 4.26 Possibile errore nell'interpretazione della curva

In figura 4.26 si riporta il confronto tra una curva carico-spostamento tracciata con l'output dello spostamento dell'attuatore, e la stessa curva depurata dell'effetto della rigidità  $K^m$  del telaio della macchina, da cui si può apprezzare il fatto che lo snap-back inizialmente evidenziato viene ricondotto ad un ramo discendente quasi instabile, attribuibile al comportamento meccanico del solo materiale.

La prova sarà quindi condotta in controllo di freccia nella zona 1, in controllo di apertura di fessura nella zona 2, e di nuovo in controllo di freccia nella zona 3 (Figura 4.25). Le letture saranno effettuate in continuo e memorizzate con frequenza 1 Hz nella centralina HBM Spider 8.



Figura 4.27 Preparazione ed esecuzione della prova



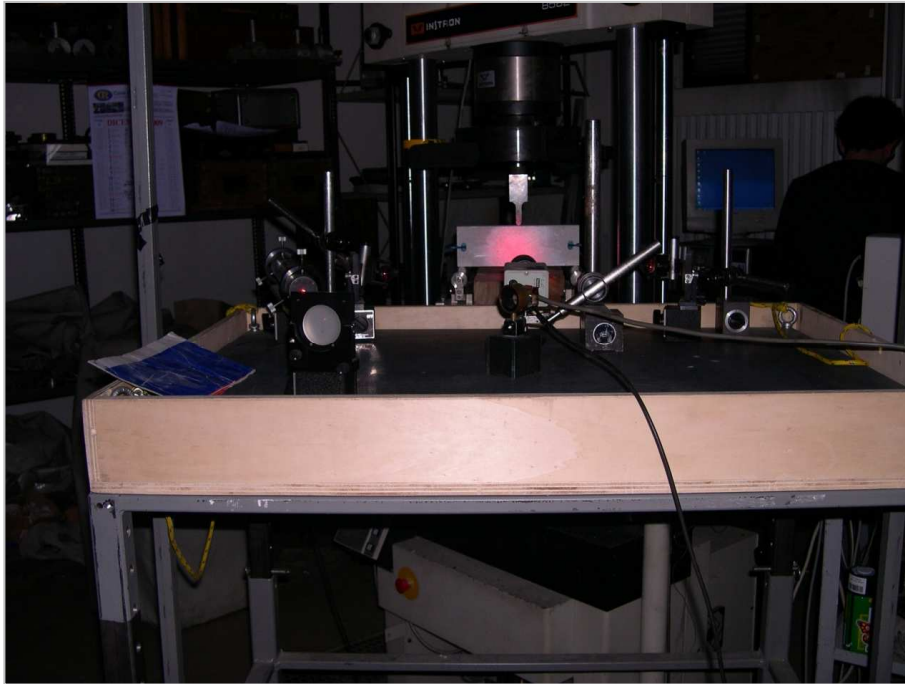


Figura 4.28 Illuminazione del provino



Figura 4.29 Formazione della fessura

Durante l'intera esecuzione della prova vengono salvate le immagini delle frange sul monitor collegato all'apparecchiatura ESPI.

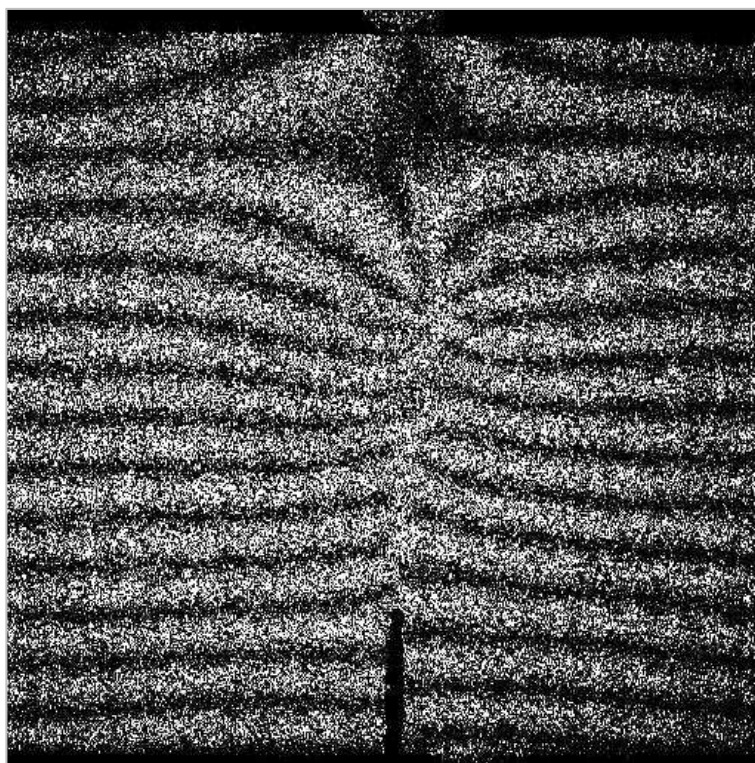


Figura 4.30 Esempio di immagine ESPI su provino medio nella fase di post-picco

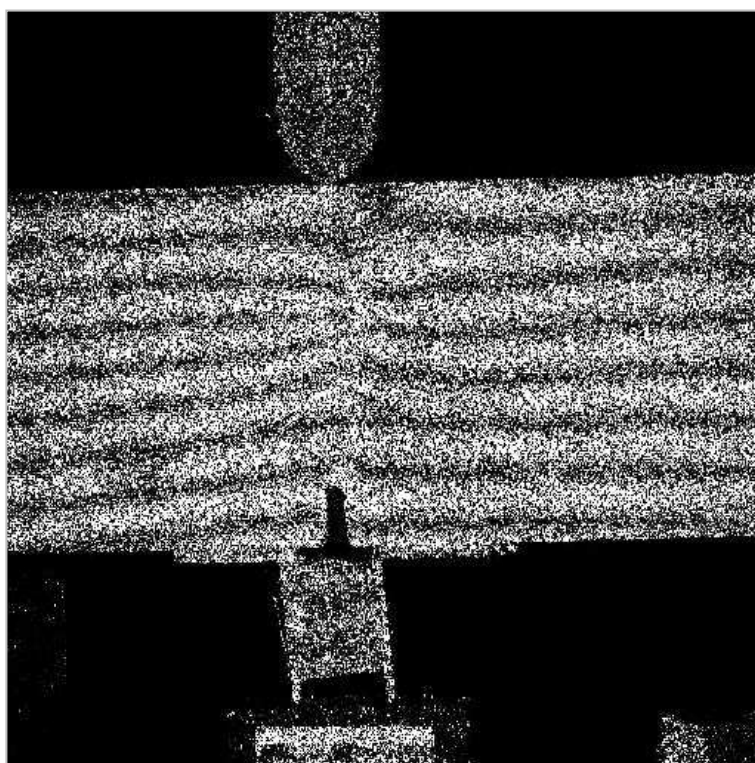


Figura 4.31 Esempio di immagine ESPI su provino piccolo

La prova continua fino a quando non avviene la rottura del provino per flessione.

#### 4.3.4. Analisi dei risultati ottenuti

La resistenza alla flessione è data dall'equazione:

$$f_{ct} = \frac{2Fl}{3d_1d_2^2} \quad (4.2)$$

Dove  $f_{ct}$  è la resistenza a flessione, espressa in MPa ( $\text{N}/\text{mm}^2$ ),  $F$  è il carico massimo, espresso in newton,  $l$  è la distanza tra i rulli di supporto, espressa in millimetri e  $d_1$  e  $d_2$  sono le dimensioni laterali del provino, espresse in millimetri.

Dalle prove sperimentali si ottengono i risultati mostrati nelle figure 4.32-4.36, che mettono in esame il diverso andamento delle curve al variare della temperatura e delle dimensioni.

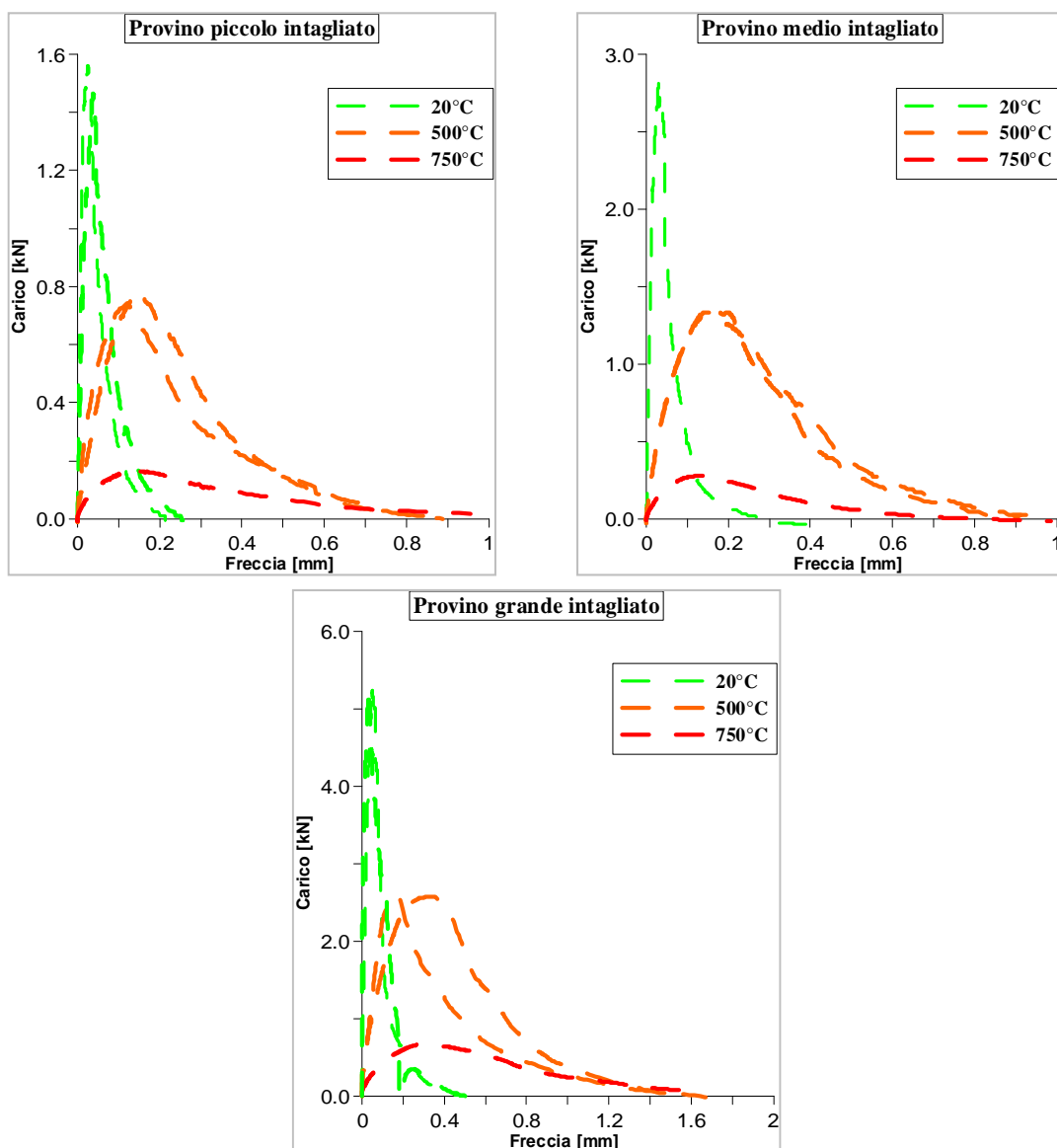


Figura 4.32 Risultati sperimentali dei provini intagliati piccoli, medi e grandi al variare della temperatura

#### 4. Campagna sperimentale

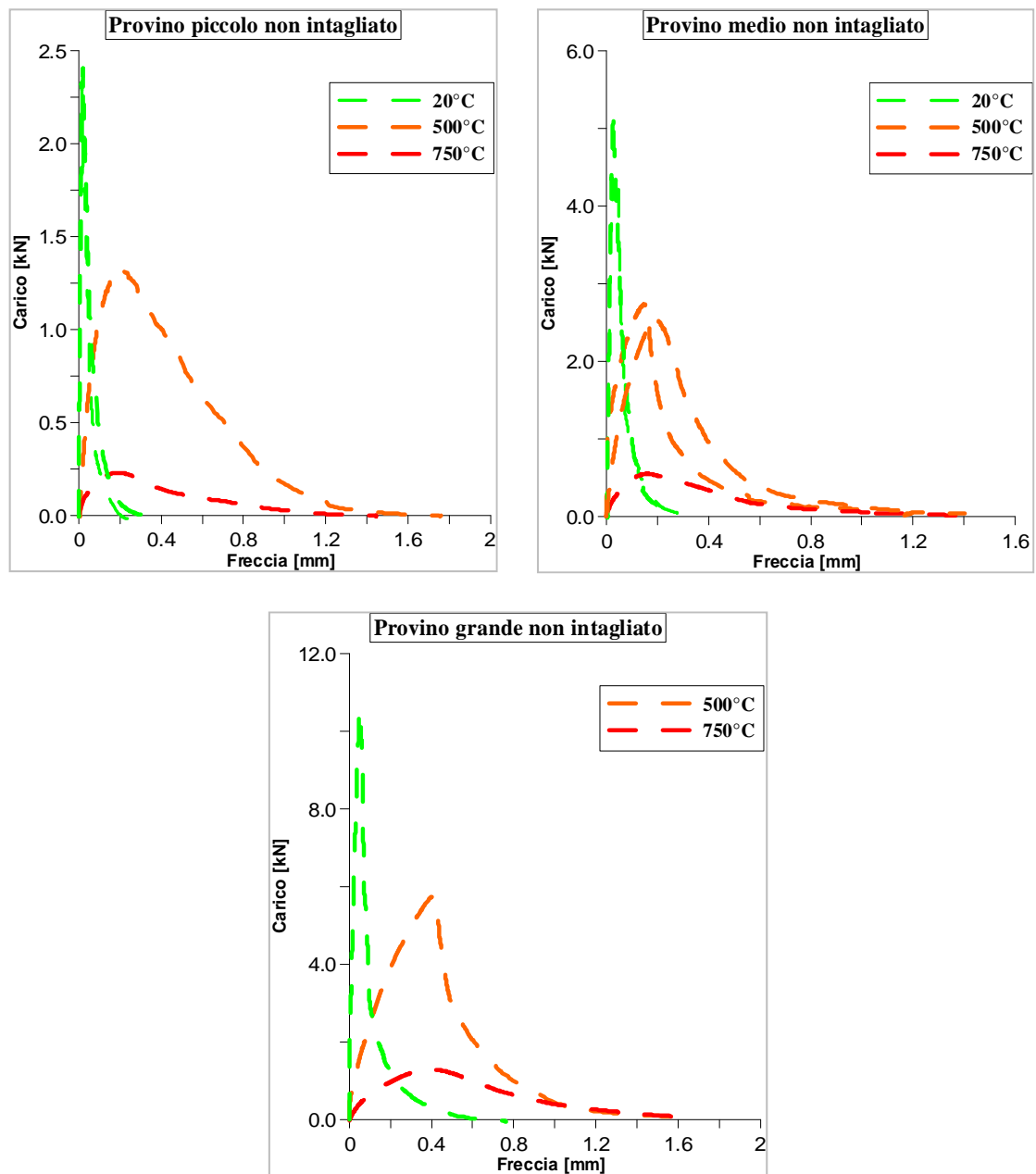


Figura 4.33 Risultati sperimentali dei provini non intagliati piccoli, medi e grandi al variare della temperatura

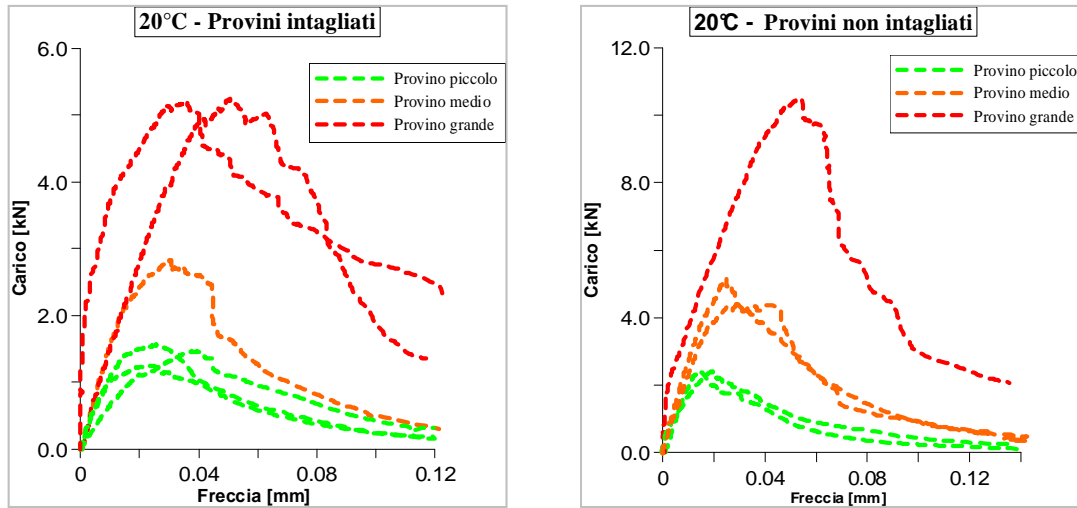


Figura 4.34 Risultati sperimentali dei provini C-20 al variare delle dimensioni

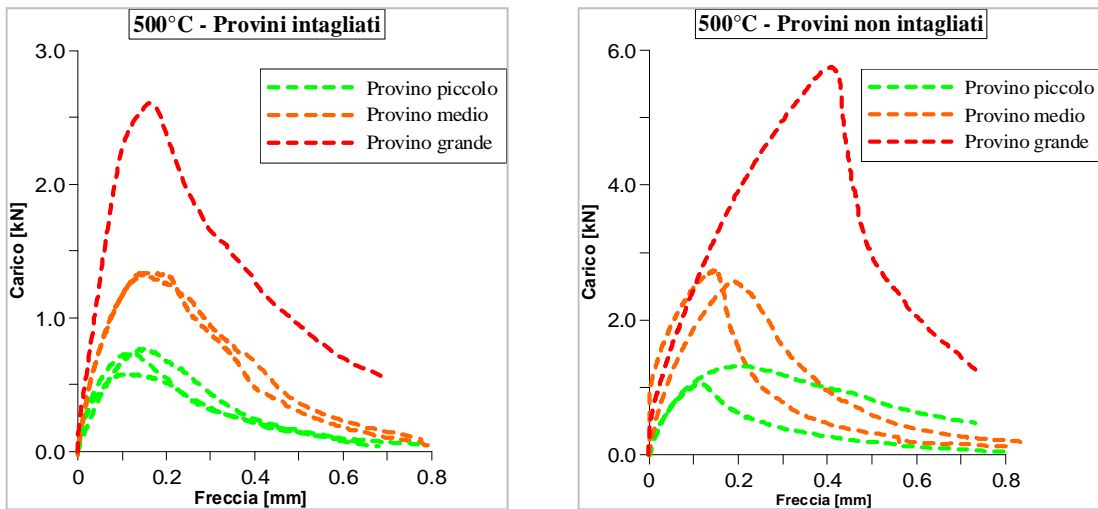


Figura 4.35 Risultati sperimentali dei provini C-500 al variare delle dimensioni

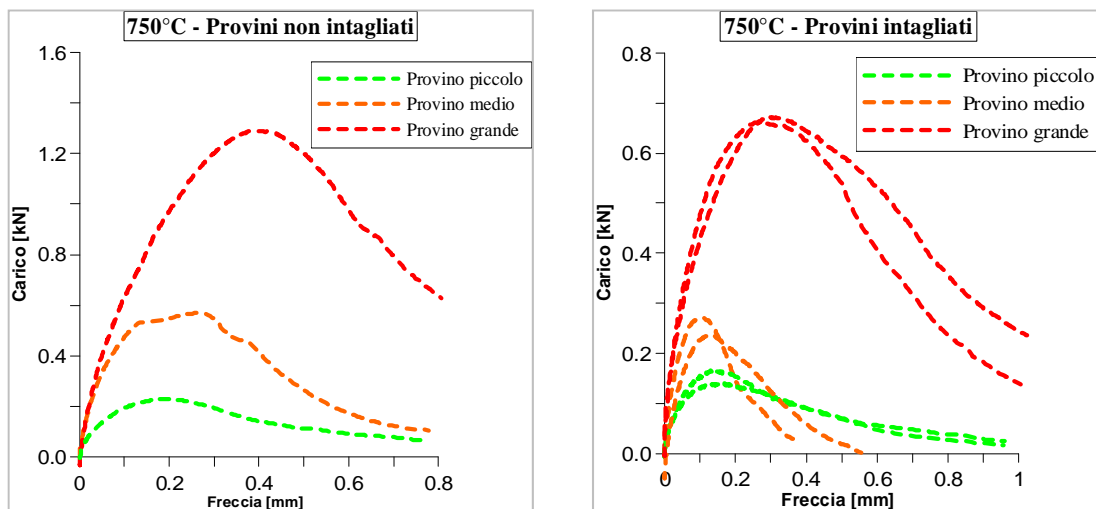


Figura 4.36 Risultati sperimentali dei provini C-750 al variare delle dimensioni



### 4.4. Prova di trazione diretta

L'ultima delle prove in programma è quella di trazione diretta. Nei capitoli successivi verranno spiegate alcune delle problematiche riscontrate nell'elaborazione dei risultati fin qui ottenuti, che hanno reso necessaria la realizzazione di altre prove per avere un riscontro dei risultati precedentemente ottenuti.

Attraverso la prova di trazione diretta si è potuto concludere la fase di acquisizione dei dati necessari per la determinazione dei parametri variabili del programma numerico.

I risultati di queste prove risulteranno essere molto importanti per l'individuazione del modulo elastico a trazione dei provini. Il dato è molto importante perché, come si vedrà in seguito, il materiale presenta un comportamento molto diverso a trazione e a compressione quando il trattamento è di 750°C.

#### 4.4.1. Tipologia di provini

Per le prove di trazione diretta il numero dei provini testati è stato molto minore rispetto alle prove TPB perché i provini hanno tutti le medesime dimensioni. Sono stati testati due provini per ogni temperatura di riferimento. Si riporta un'immagine di riferimento, con l'indicazione della dimensione dei provini utilizzati per la realizzazione di questa prova, figura 4.37.

I provini presentano tutti un doppio intaglio su due lati opposti. A differenza della prova di flessione, per quella di trazione diretta, l'intaglio è indispensabile per riuscire a controllare che la rottura avvenga lungo un piano orizzontale, il che risulterebbe impossibile in presenza di provini non intagliati.

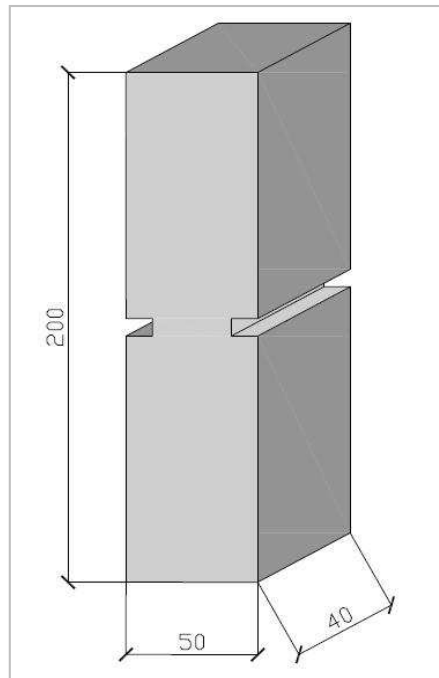


Figura 4.37 Dimensione dei provini per le prove di trazione diretta

#### 4.4.2. Attrezzatura per l'esecuzione della prova

Si utilizza lo stesso macchinario di carico delle prove di flessione, la Instron 8652. Gli spostamenti sono stati individuati con la tecnica interferometria ESPI e con la misurazione, utilizzando gli LVDT, della deformazione verticale.

Per tutte le informazioni riguardo l'apparecchiatura di prova si può fare riferimento al capitolo relativo alle prove di flessione e al paragrafo 4.3.2 relativo all'apparecchiatura di prova.

### 4.4.3. Modalità di esecuzione della prova

#### Operazioni preventive

Come si era precedentemente visto per le prove di flessione, anche quelle di trazione diretta necessitano di una serie di operazioni di preparazione preliminari all'esecuzione della prova stessa.

La prima operazione da effettuare è quella di applicare uno spray di colore bianco di tipo riflettente sulla superficie esposta alla ripresa da parte della videocamera.

Vengono preparati i piatti in acciaio su cui verrà posizionato il provino. La prova assume la conformazione di una prova di compressione con la differenza della direzione di applicazione del carico. Il provino viene strumentato disponendo quattro LVDT, uno per ogni spigolo del provino attraverso cui si potranno misurare i valori della deformazione ed inoltre avere il controllo della planarità del piano di rottura del provino. Quindi si applicano delle placche apposite in posizioni precise.

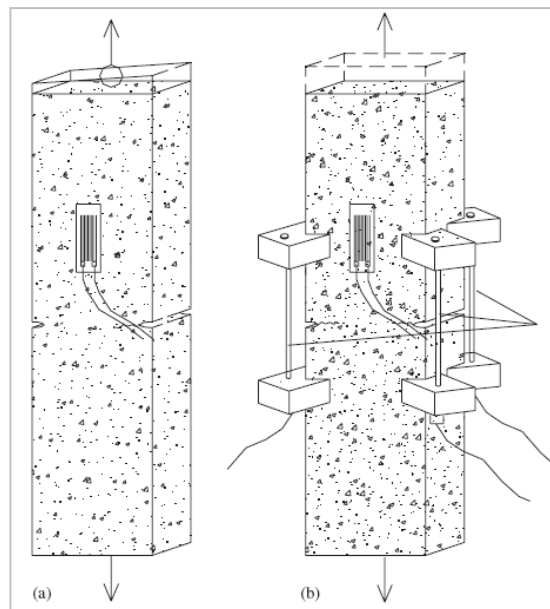


Figura 4.38 Provino attrezzato con gli LVDT

Conclusa l'operazione di strumentazione del provino si procede al posizionamento dello stesso all'interno della macchina di carico. Il provino dovrà essere solidale alle due piastre in acciaio. Per rendere possibile tale operazione si utilizza un collante molto potente che per garantire una presa efficace necessita di parecchie ore per la presa. Il collante viene applicato sia nella parte inferiore e sia in quella superiore del provino. Si porta a contatto la piastra superiore dell'apparecchiatura di carico con il provino per permettere la presa da parte del collante.

Nel nostro caso si è proceduto programmando il periodo utile alla presa del collante durante le ore notturne, l'esecuzione delle prove durante gli orari mattutini e la preparazione del provino successivo durante gli orari pomeridiani.

### Esecuzione

Per le prove di trazione diretta si utilizza la macchina di prova INSTRON con la possibilità del controllo delle rotazioni delle teste. La prova è stata condotta in controllo di spostamento con l'ausilio delle barre di stabilizzazione. L'utilizzo delle barre permette di poter condurre una prova di trazione pura, senza che il provino venga sottoposto a tensoflessione. Il fenomeno di tensoflessione si verifica quando la fessura creatasi nel provino, tende a propagarsi creando uno stato di tensoflessione. Questo fenomeno è dovuto alla limitata rigidità dei piattelli della macchina, che non sono in grado di opporsi alla tendenza prodotta dal provino. La rigidità necessaria viene fornita dall'utilizzo delle barre, che poste sulla traversa della macchina permettono di regolare l'inclinazione dei piattelli durante la prova.

Quindi, leggendo i valori dello spostamento ricavati dagli LVDT si può osservare in tempo reale l'andamento del piano di rottura. Si procede verso una rottura planare quando si hanno le stesse letture su tutti i rilevatori. Altrimenti si agisce andando a regolare le barre di stabilizzazione per portare i valori ad una situazione accettabile.

Durante l'esecuzione della prova vengono continuamente salvate le immagini relative all'ESPI. La videocamera ha come campo di ripresa quello che comprende la visione dei due intagli laterali e, durante l'esecuzione della prova, è possibile osservare la rottura del provino secondo il piano di rottura che congiunge i due intagli.

Una volta terminata la prova, con la rottura del provino, bisogna preparare il nuovo provino seguendo le indicazioni precedentemente descritte. Particolare riguardo deve essere fatto alle piastre in acciaio che devono essere pulite dal collante. Questa operazione può essere fatta riscaldando le piastre. Ad alte temperature infatti il collante perde le sue proprietà e si stacca ed una volta raffreddate le piastre è possibile attrezzare un nuovo provino.

#### **4.4.4. Analisi dei risultati**

Si riportano i risultati ottenuti dalle prove di trazione diretta. Innanzitutto si possono osservare i valori di carico massimo ottenuti e di conseguenza valutare la resistenza a trazione del provino ottenuta secondo la formula:

$$f_{ct} = \frac{F}{A} \quad (4.3)$$

Dove si è indicato con  $f_{ct}$  la resistenza a trazione in  $\text{N}/\text{mm}^2$ , con  $F$  il carico applicato in  $\text{N}$  e con  $A$  l'area resistente del provino in  $\text{mm}^2$ .



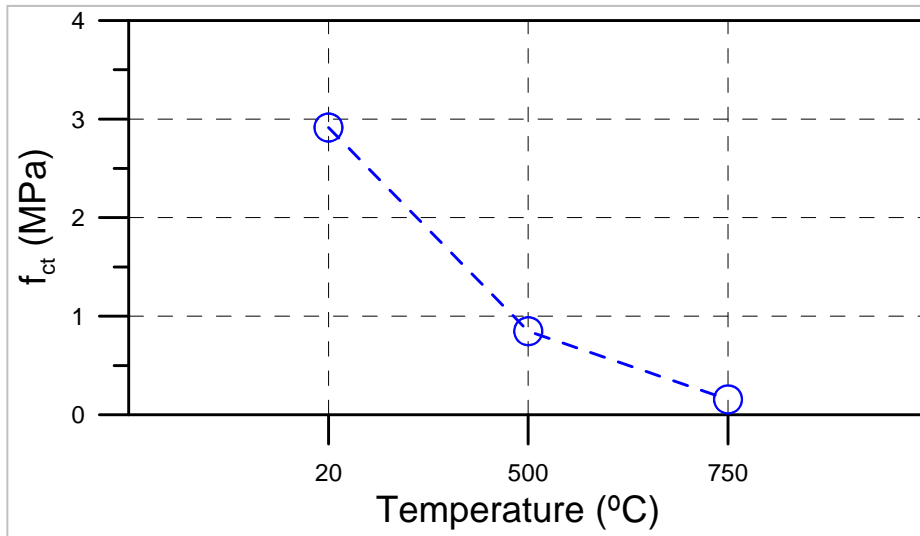


Figura 4.39 Andamento della resistenza di trazione al variare della temperatura del trattamento

Si riportano i risultati relativi all'andamento della curva sforzo-deformazione durante l'intera prova fino ad arrivare alla rottura del provino.

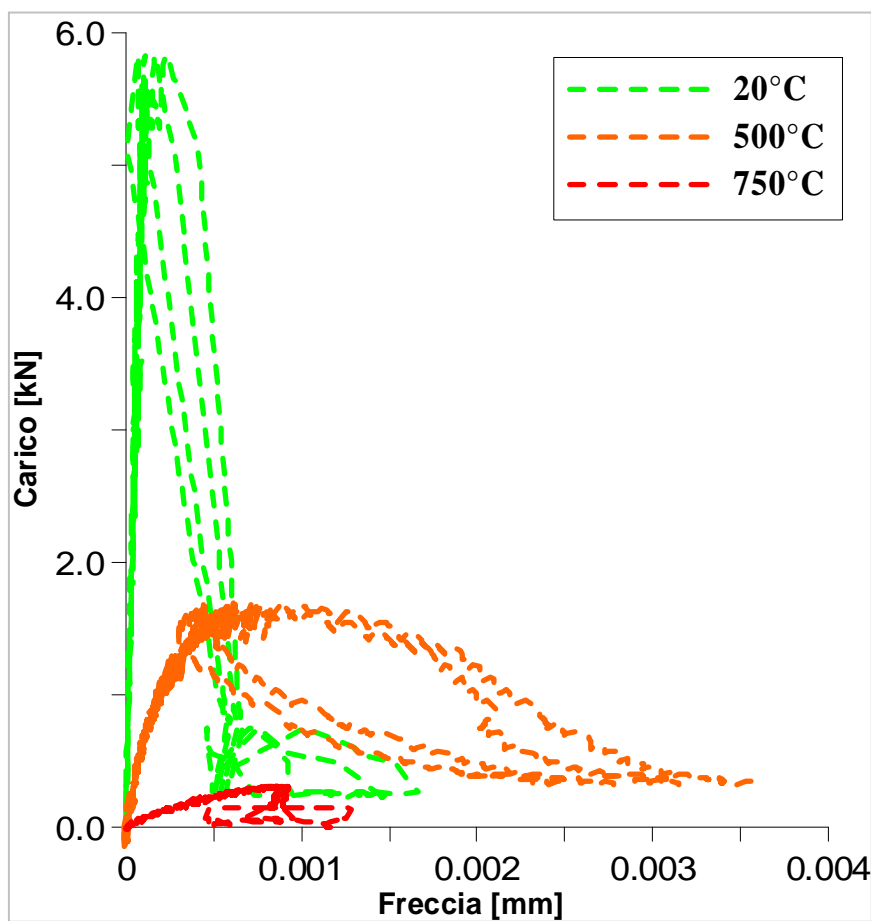


Figura 4.40 Comparazione delle curve sforzo-deformazione al variare della temperatura

#### 4. Campagna sperimentale

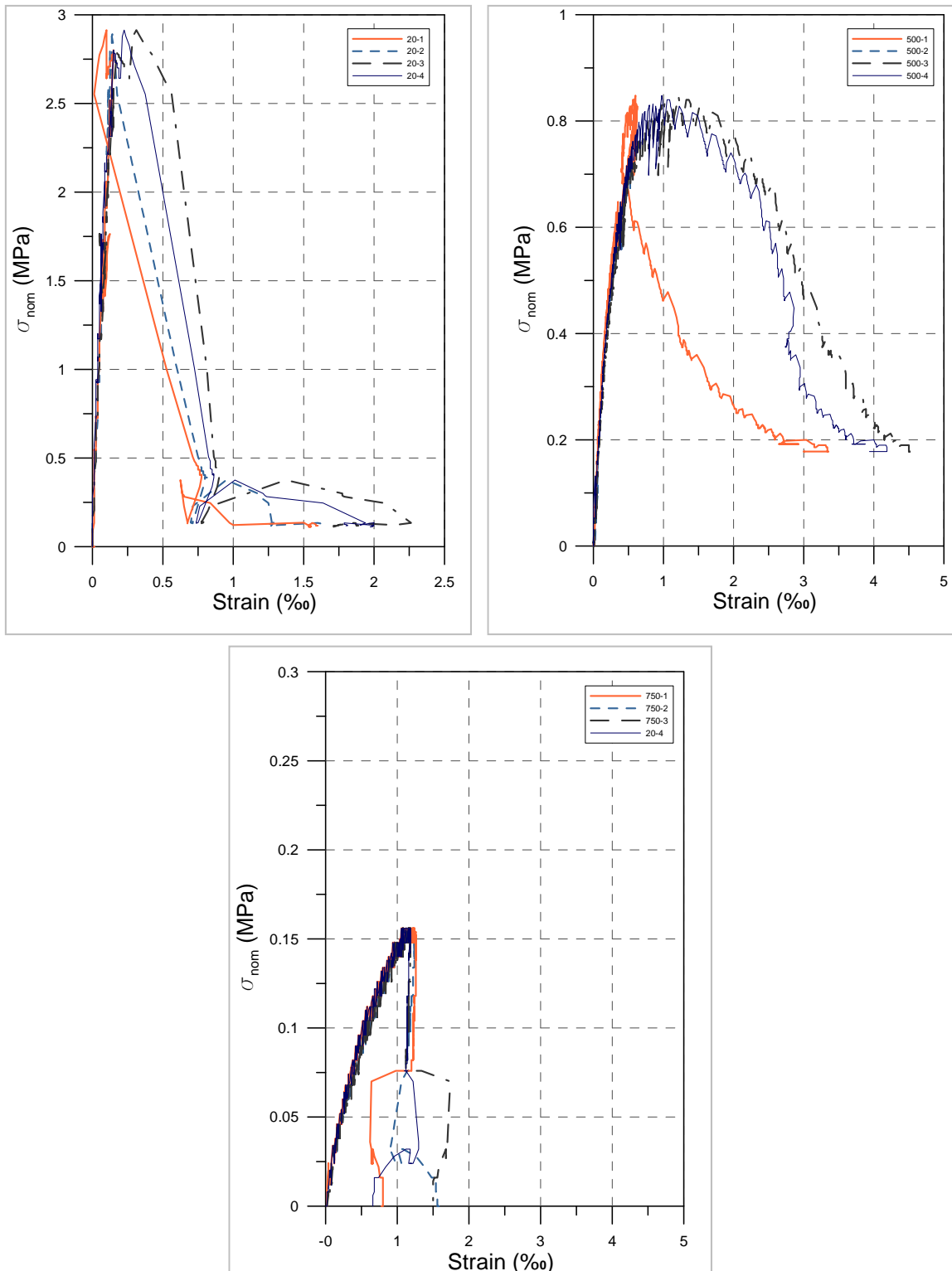


Figura 4.41 Curve sforzo-deformazione

## 4.5. Prove di trazione indiretta (prova brasiliana)

La prova di trazione indiretta o anche chiamata prova brasiliana è stata effettuata durante la campagna di sperimentazione al fine di confermare i risultati sperimentali dalle prove di trazione diretta precedentemente effettuate. Questo perché sono stati rilevati problemi durante l'elaborazione numerica dei provini trattati a 750°C.

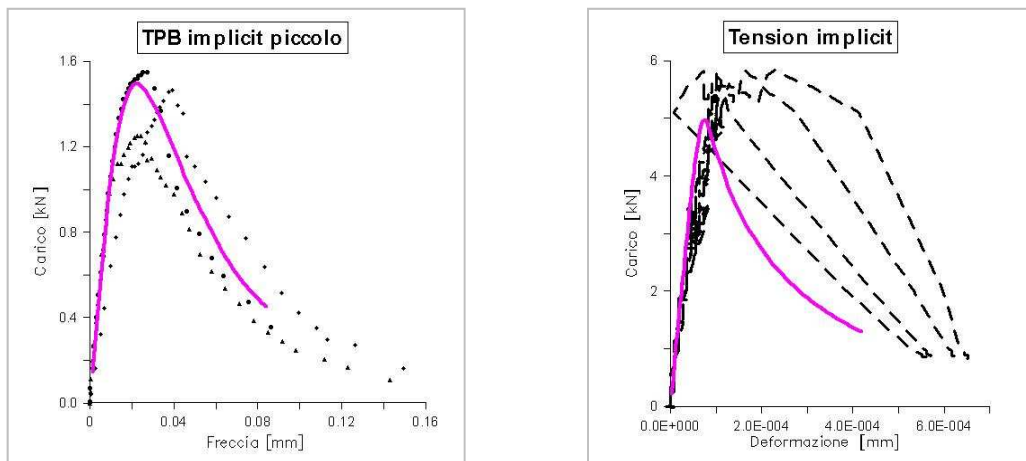


Figura 4.42 Confronto risultati numerici tra una prova di flessione ed una di trazione diretta

Sono state quindi aggiunte alcune prove di laboratorio per controllare i valori ottenuti nelle simulazioni numeriche e dalle prove sperimentali. Sono state effettuate, di conseguenza, prove brasiliane per confrontare la resistenza massima a trazione con quella ottenuta dalle prove di trazione diretta effettuate in precedenza.

È stata scelta questa tipologia di prova perché è una prova semplice e veloce da eseguire. Di contro rispetto alle prove di trazione diretta restituisce solo il valore del carico massimo e non mostra il comportamento in tutta la fase di carico. Il valore ottenuto ad ogni modo può essere usato come confronto rispetto ai risultati delle trazioni dirette.

Sono state effettuate tre prove su un unico tipo di provino al fine di avere informazioni relative al carico massimo ed ottenere di conseguenza la resistenza a trazione in modo indiretto attraverso le correlazioni teoriche che successivamente verranno spiegate.

### 4.5.1. Tipologia di provini

Le prove sono state effettuate su tre provini con forma cilindrica di diametro 10 cm e altezza 20 cm nominali. Sono state utilizzate queste misure in rispetto della normativa UNI EN 12390-1.

Come nel caso della compressione la normativa di riferimento prescrive le tolleranze da rispettare per l'accettazione del provino cilindrico. Le tolleranze sono state elencate precedentemente nel capitolo delle prove di resistenza a compressione, paragrafo 4.2.1.



Figura 4.43 Provino cilindrico numero 1



Figura 4.44 Provino cilindrico numero 2

#### 4.5.2. Attrezzatura per l'esecuzione della prova

Il macchinario di carico utilizzato è lo stesso che è stato utilizzato per la prova di compressione, vedere paragrafo 4.2.2. Differiscono gli accessori utilizzati per la sua esecuzione che verranno spiegati nel paragrafo successivo.

#### 4.5.3. Modalità di esecuzione della prova

La normativa di riferimento per l'esecuzione di questa prova è la norma UNI EN 12390-6.

Il principio che regola la prova di trazione indiretta è il fatto che un provino cilindrico sottoposto a una forza di compressione, applicata ad una zona ristretta e per tutta la lunghezza del cilindro, viene portato a rottura per trazione dalla risultante forza di trazione ortogonale.

La prima operazione da effettuare è quella di centrare il provino utilizzando un dispositivo di centratura. Il provino e il dispositivo di centratura vengono successivamente posizionati all'interno della cella di carico. La centratura viene assicurata da un meccanismo ad incastro tra il dispositivo di centratura e la cella di carico.

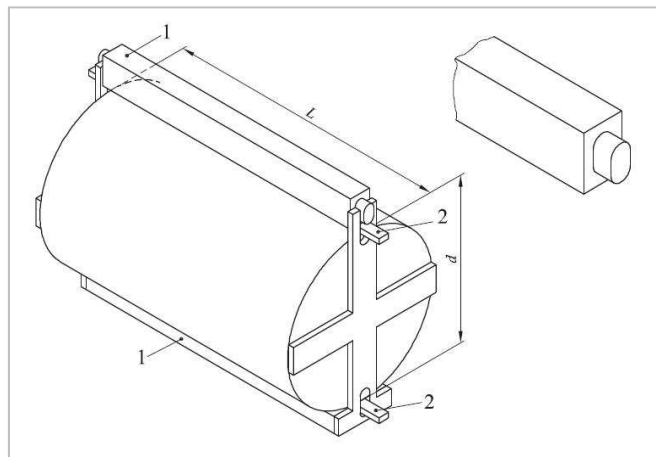


Figura 4.45 Schema di preparazione della prova

Il dispositivo di centratura come si vede in figura 4.45 è composto da una barra di carico in acciaio (1) posta superiormente al provino. Tra il provino e la barra in acciaio vengono posti due listelli di legno duro sia nella parte superiore che in quella inferiore (2).

Il carico applicato dalla macchina verrà trasferito alla barra in acciaio e di conseguenza ai due listelli in legno che renderanno puntuale la trasmissione del carico al provino. Inoltre il dispositivo ha una struttura in acciaio a croce che permette appunto di poter centrare il provino su di esso e di poter applicare il carico in maniera baricentrica.



Figura 4.46 Posizionamento del provino

Nel nostro caso è stato scelto di aggiungere anche due listelli di legno lateralmente al provino in modo da confinarlo durante la prova. Il provino infatti durante tutta la prova deve rimanere fermo ed in posizione centrata.

Viene applicato un carico che procede con una velocità calcolata secondo la seguente espressione:

$$R = \frac{s \pi L d}{2} \quad (4.4)$$

Dove:

- $R$  è la velocità di incremento del carico, espressa in N/s;
- $S$  è la velocità di incremento della pressione compreso tra 0,04 MPa/s e 0,06 MPa/s, espresso in MPa/s ( $\text{N}/\text{mm}^2$ );
- $L$  è la lunghezza della linea di contatto del provino, espressa in mm;
- $d$  è la dimensione nominale della sezione trasversale, espressa in mm.

Durante l'applicazione del carico la velocità di applicazione deve rimanere costante.

Il carico aumenta fino a quando non può più essere sopportato dal provino cilindrico che di conseguenza arriva a rottura. La rottura di una prova di trazione indiretta è una piuttosto netta dividendo il provino a metà secondo una superficie approssimativamente piana contenente le due linee di carico.

Se si verifica questo tipo di rottura la prova può essere considerata attendibile. Ad ogni modo l'attendibilità della prova viene anche valutata in base alla conformità dei risultati ottenuti confrontando più prove.

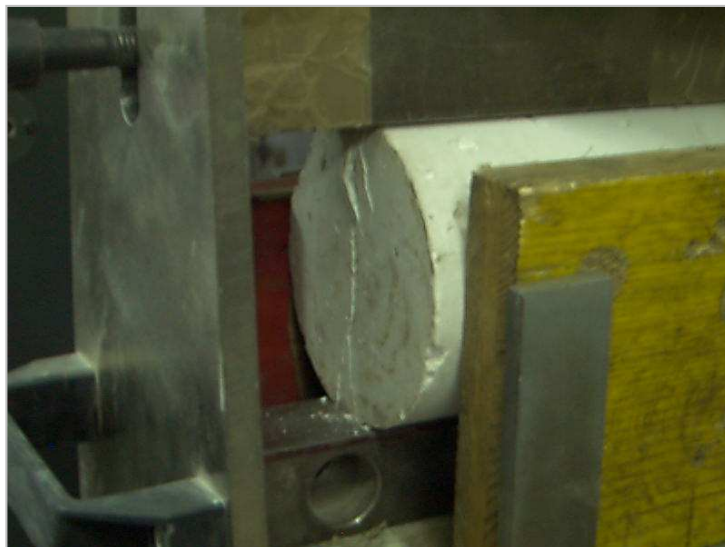


Figura 4.47 Provino cilindrico a rottura



Figura 4.48 Rottura del provino secondo la linea di carico

La resistenza a trazione indiretta è data dalla formula:

$$f_{ct} = \frac{2F}{\pi L d} \quad (4.5)$$

dove:

- $f_{ct}$  è la resistenza a trazione indiretta, espressa in MPa ( $\text{N}/\text{mm}^2$ );
- $F$  è il carico massimo a rottura, espresso in N;
- $L$  è la lunghezza della linea di contatto del provino, espressa in mm;
- $d$  è la dimensione nominale della sezione trasversale, espressa in mm.

I risultati ottenuti possono essere visualizzati in tabella 4.2.



Data		MISURE(MM)							
NUM	TIPO	l	d	T (°C)	PESO (KG)	F (KN)	MIX	fct (N/mm <sup>2</sup> )	Media
1	CIL.	200.3	100	20	3.614	113.44	162/09	3.61	3.47
2	CIL.	201	99.5	20	3.581	118.22	162/09	3.76	
3	CIL.	200	99.3	20	3.533	95.17	162/09	3.05	

Tabella 4.2 Risultati delle prove di trazione indiretta

Dalla tabella 4.2 si possono leggere i risultati del carico F (kN). Riguardo alla problematica precedentemente rilevata si confronta il valore ottenuto dalla prova brasiliana con quello in possesso derivato dalla prova di trazione diretta.

Dalla prova di trazione diretta si otteneva un valore di 2,91 MPa mentre con la prova di trazione indiretta si ottiene un valore di 3,47 MPa. Questo ultimo valore è stato ottenuto mediando i valori delle tre prove. I due valori sono prossimi e quindi i risultati delle prove di trazione diretta possono essere ritenuti attendibili.

#### 4.6. Prove di modulo elastico a compressione

Viene introdotta questa ulteriore prova a seguito dell'analisi del comportamento dei provini trattati a 750°C. È utile analizzare i risultati ottenuti dalle elaborazioni numeriche.

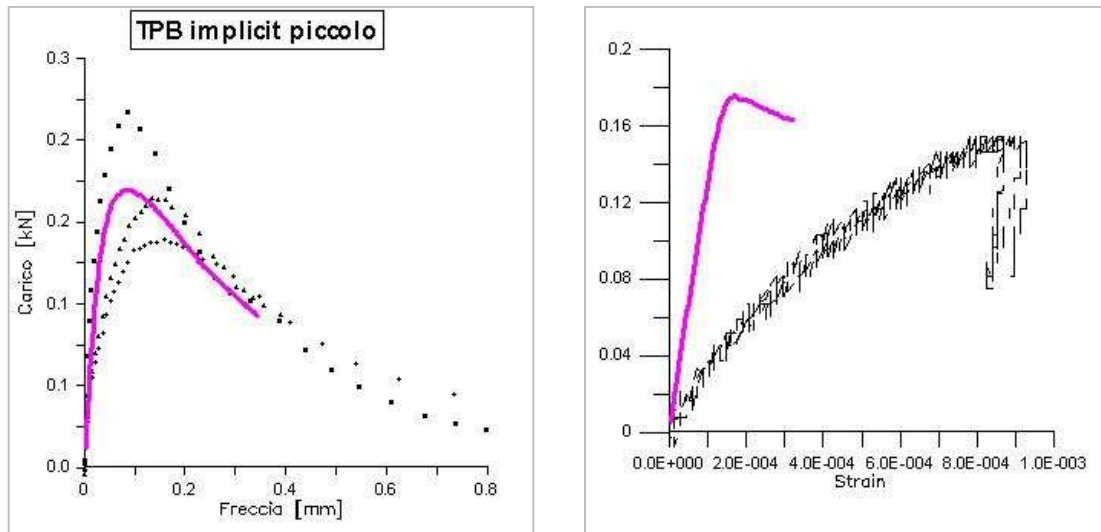


Figura 4.49 Confronto dell'andamento delle elaborazioni numeriche a flessione e a trazione

Si può osservare, dai grafici riportati in figura 4.49, l'andamento delle curve sperimentali (linea nera) e di quelle ottenute dalle le elaborazioni numeriche (linea viola). Mentre per le prove di flessione su tre punti si è riusciti a trovare un corretto valore del modulo elastico, cioè l'inclinazione della curva carico-freccia, per la prova di trazione lo stesso valore risulta essere completamente errato.

Questo lo si può spiegare dal fatto che, con l'aumentare della temperatura del trattamento termico, i provini vengono danneggiati maggiormente. Il maggior danneggiamento si traduce in questo caso in un diverso comportamento del materiale a compressione e a trazione. Il materiale danneggiato e testato a compressione non risente molto del danneggiamento proprio per la direzione del carico applicato. Quando si interviene con le prove di trazione il provino risente maggiormente del danneggiamento. Di conseguenza il comportamento a trazione e a compressione del materiale, a questa temperatura, è diverso.

Lo stesso non si può dire per i provini trattati alle altre temperature di riferimento, 20°C e 500°C. Alla temperatura di 750°C il provino è stato maggiormente danneggiato e ha risentito maggiormente dell'effetto termico alterando di molto il suo comportamento. Per risolvere il problema è stato necessario ricavare il modulo elastico del materiale a compressione.

Quando si effettua la prova di flessione su tre punti il materiale risulta subire uno sforzo di trazione nella parte tesa ed uno di compressione nella parte compressa. Data l'assenza dei valori caratteristici del comportamento a compressione non si è potuto procedere con l'elaborazione numerica della prove di flessione su tre punti dei provini trattati a 750°C.

### **4.6.1. Tipologia di provini**

La norma di riferimento per questa tipologia di prova è la UNI 6556 che prescrive l'utilizzo di provini prismatici o cilindrici. Nel nostro caso sono stati testati provini di tipo cilindrico con 100 mm di diametro e 200 mm di altezza. I tre provini hanno subito il trattamento termico a 750°C.

### **4.6.2. Attrezzatura per l'esecuzione della prova**

#### **Macchina di carico**

Per la prova è stata utilizzata una pressa Controls da 3000kN rispondente alle prescrizioni di cui alla UNI EN 12390-4, la stessa utilizzata per le prove di compressione e di trazione indiretta, vedere paragrafo 4.2.2.

#### **Trasduttore estensimetrico**

Per la misurazione dello spostamento verticale sono stati utilizzati tre trasduttori estensimetrici del tipo HBM DD1 posizionati secondo un angolo di 120° l'uno dall'altro. È un trasduttore universale di deformazione col sistema di misura ad estensimetri. Lo strumento è essenzialmente un trasduttore di spostamento che converte il movimento della linguetta di misura in un segnale elettrico. La conversione è effettuata da un ponte intero di estensimetri applicato sulla linguetta all'interno del trasduttore.



### 4.6.3. Modalità di esecuzione della prova

#### Operazioni preventive

Le fasi preliminari all'esecuzione della prova sono due. La prima operazione da effettuare è rilevare il carico massimo a rottura che il provino riesce a sopportare. Di conseguenza viene effettuata una prova di compressione a rottura per valutare l'entità di tale carico.

Successivamente devono essere installati i trasduttori estensimetrici. Si effettua l'incollaggio di piccole placche metalliche nei punti in cui sarà prevista la presenza della punta dell'estensimetro. Si effettua un foro superficiale sulle placche.



Figura 4.50 Applicazione delle placche metalliche

Si posiziona la puntina del trasduttore sul foro appena effettuato. Una volta posizionato il sistema di rilevamento si procede con il fissaggio di questo al provino in modo che non ci siano spostamenti se non quelli misurabili durante la prova. Nel nostro caso il fissaggio è stato effettuato con semplici elastici. Il sistema può essere considerato discreto però garantisce la corretta realizzazione della prova.

#### Esecuzione della prova

La prova viene eseguita a cicli di carico. Il carico massimo che raggiunge ogni ciclo è 1/3 del carico massimo di rottura precedentemente calcolato.

Viene di conseguenza impostato il carico massimo, il numero di cicli e la prova viene eseguita in automatico dalla macchinario di carico.

Il provino non arriva mai a rottura perché, essendo il carico massimo 1/3 di quello di rottura il provino resta in fase elastica. Effettuando la prova ci si accorge degli effetti dei danneggiamenti subiti in seguito al trattamento termico. Infatti le curve carico-spostamento non presentano, nella fase di scarico, il fenomeno del ritorno elastico.

#### 4. Campagna sperimentale

---

Nella fase di scarico il provino non ritorna nella fase iniziale ma resta nella condizione di carico massimo.

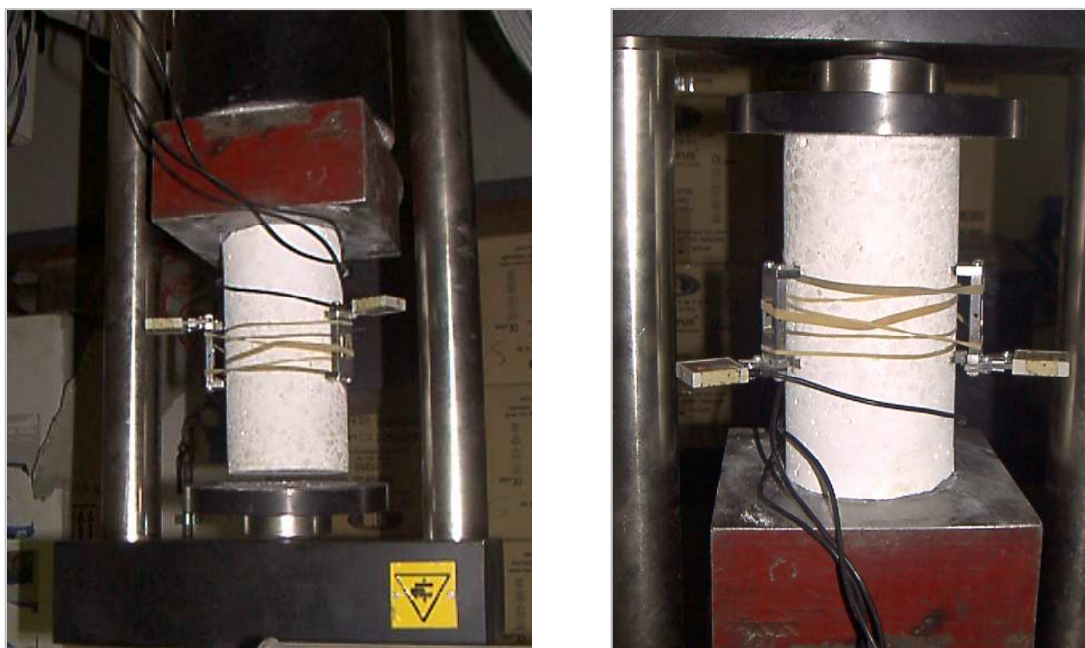


Figura 4.51 Esecuzione della prova di modulo a compressione

#### 4.6.4. Analisi dei risultati

È già stato analizzato brevemente il comportamento del provino sotto i cicli di carico ponendo l'attenzione sull'assenza di un ritorno elastico.

Si è riusciti ad ogni modo ad estrapolare il valore del modulo elastico a compressione. Il valore si aggira intorno a  $3300 \text{ N/mm}^2$ .

Si procederà con la valutazione numerica del comportamento del calcestruzzo a  $750^\circ\text{C}$ . Il dato ottenuto sottolinea la correttezza dei ragionamenti effettuati riguardo il diverso comportamento a trazione e a compressione del materiale danneggiato.

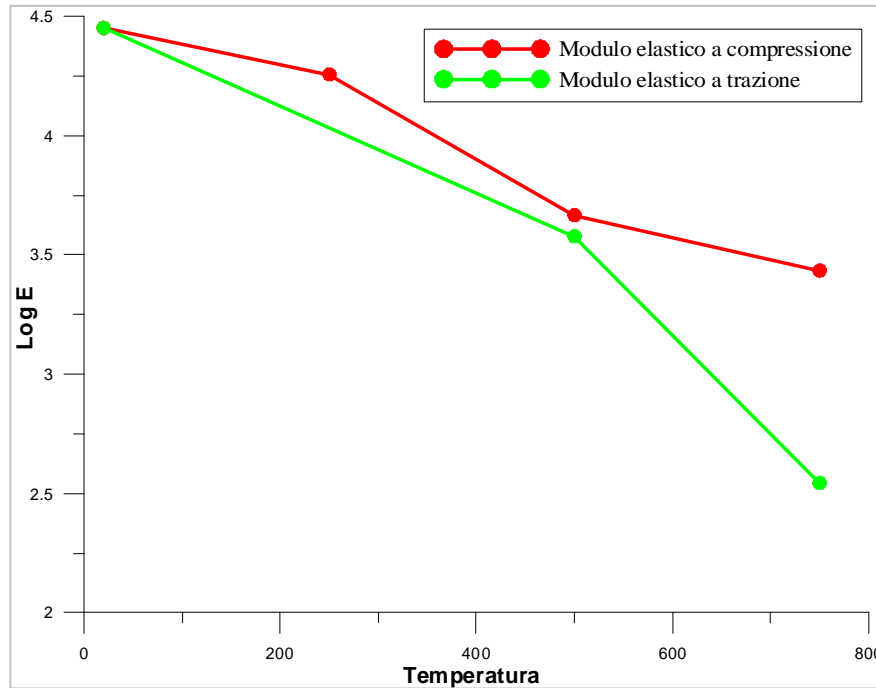


Figura 4.52 Andamento del modulo elastico a compressione e a trazione al variare della temperatura

#### 4.7. Ultrasonic pulse velocity (UPV)

Le prove UPV sono test di tipo non distruttivo che permettono, in brevissimo tempo, di ricavare il valore del modulo elastico dinamico del materiale. Queste prove sono state effettuate successivamente alla prova di valutazione del modulo elastico secante a compressione per avere una conferma dei risultati ottenuti.

Con il termine UPV si intende il metodo degli “Ultrasonic pulse velocity”. Questo è un metodo utilizzato per valutare la qualità del calcestruzzo, per valutare il grado fessurativo interno del materiale e la presenza di altri difetti che possono causare un deterioramento delle proprietà del materiale. È un metodo non distruttivo basato sul passaggio di un’onda attraverso il materiale e sulla rilevazione del tempo che questa onda impiega per effettuare questo percorso.

Il fenomeno su cui si basa questo tipo di prova è quello della propagazione di un onda. Quando una superficie di un solido elastico è disturbata da una carico dinamico o vibratorio si possono generare tre tipi di onde di propagazione:

- Onde di compressione, anche chiamate onde longitudinali (onde P);
- Onde di taglio (onde S);
- Onde di superfici.

Le prime si propagano attraverso il corpo in maniera simile alle onde sonore. Ognuna di queste onde ha una sua velocità caratteristica di propagazione. Le onde di compressione sono quelle che presentano una velocità maggiore, mentre quelle di superficie sono le più lente. All’interno del calcestruzzo, le velocità delle onde di taglio

e di superficie sono tipicamente del 60% e del 55%, rispettivamente, confronto a quelle di compressione. La particolare velocità di un'onda dipende dalle proprietà elastiche e dalla densità del mezzo che attraversa. Per un solido elastico, omogeneo la velocità delle onde di compressione è data dalla seguente relazione:

$$V = \sqrt{\frac{KE}{\rho}} \quad (4.5)$$

Dove  $V$  è la velocità dell'onda di compressione,  $E$  è il modulo elastico dinamico,  $\rho$  è la densità,  $\nu$  è il coefficiente di Poisson e  $K$  è dato dalla relazione:

$$K = \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (4.6)$$

Attraverso queste formule si riesce a ricavare il modulo elastico dinamico del materiale e si riesce ad avere un'ulteriore verifica dei risultati ottenuti attraverso la prova di compressione per la valutazione del modulo elastico secante.

##### 4.7.1. Tipologia di provini

I provini utilizzati per questa tipologia di prova sono gli stessi utilizzati nella prova precedente di valutazione del modulo elastico a compressione.

Le prove sono state quindi effettuate sui provini di forma cilindrica di diametro 10 cm e altezza 20 cm nominali. Sono stati testati due provini per ogni temperatura di riferimento.

##### 4.7.2. Attrezzatura per l'esecuzione della prova

La strumentazione di prova consiste in una parte che produce l'onda (generatore di impulso), una parte che invia il segnale (trasmettitore) all'interno del calcestruzzo, lo riceve e lo invia al ricevitore che misura accuratamente il tempo impiegato dall'impulso per attraversare il mezzo in esame.

Per il calcestruzzo si utilizzano trasduttori con frequenza che va da 25 kHz a 100kHz.



Figura 4.53 Attrezzatura per l'esecuzione della prova UPV

### 4.7.3. Modalità di esecuzione della prova

L'idea base su cui si basa questo tipo di prova è quella che la velocità di un impulso di un'onda di compressione attraverso un corpo dipende dalle proprietà elastiche e dalla densità del corpo in esame.

Per l'esecuzione della prova quindi si posizionano le due estremità del trasmettitore alle basi del provino. Tra le piastre e il provino viene aggiunta della vasellina per fare in modo che ci sia meno attrito. Una volta posizionate le piastre si fa partire l'impulso e si legge il tempo rilevato dal ricevitore. L'operazione deve essere ripetuta tre volte per avere una conferma di tutte le rilevazioni effettuate. Una volta ottenuti i valori del tempo si procede all'analisi dei risultati utilizzando l'espressione precedentemente riportata.

### 4.7.4. Analisi dei risultati

Utilizzando l'equazione (4.5) si può ottenere il valore del modulo elastico dinamico del calcestruzzo in esame. Si riportano in tabella 4.3 i risultati relativi al calcolo effettuato utilizzando l'equazione (4.5).

Provino	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	K	$\sigma$	US1 ( $\mu$ sec)	US2 ( $\mu$ sec)	US3 ( $\mu$ sec)	V (m/s)	h (m)	Ed -10%
20_1	2350	0.95	0.15	50.5	50.7	50.2	4121.60	0.208	34026.65
20_2	2350	0.95	0.15	50.2	50.5	49.9	4143.52	0.208	34389.61
250_1	2350	0.95	0.15	75.3	75.8	75.8	3120.35	0.236	19502.64
250_2	2350	0.95	0.15	73.1	73.3	73.3	3113.34	0.228	19415.15
500_2	2350	0.95	0.15	144	144	145	1635.12	0.236	5355.343
750_1	2350	0.95	0.15	184	185	185	1055.96	0.195	2233.496
750_1	2350	0.95	0.15	185	184	184	1057.87	0.195	2241.581

Tabella 4.3 Risultati sperimentali delle prove UPV

Si riporta inoltre il grafico relativo al confronto dei tre moduli elastici fin qui calcolati:

- Modulo elastico secante di compressione;
- Modulo elastico di trazione;
- Modulo elastico dinamico di compressione (attraverso UPV).

#### 4. Campagna sperimentale

---

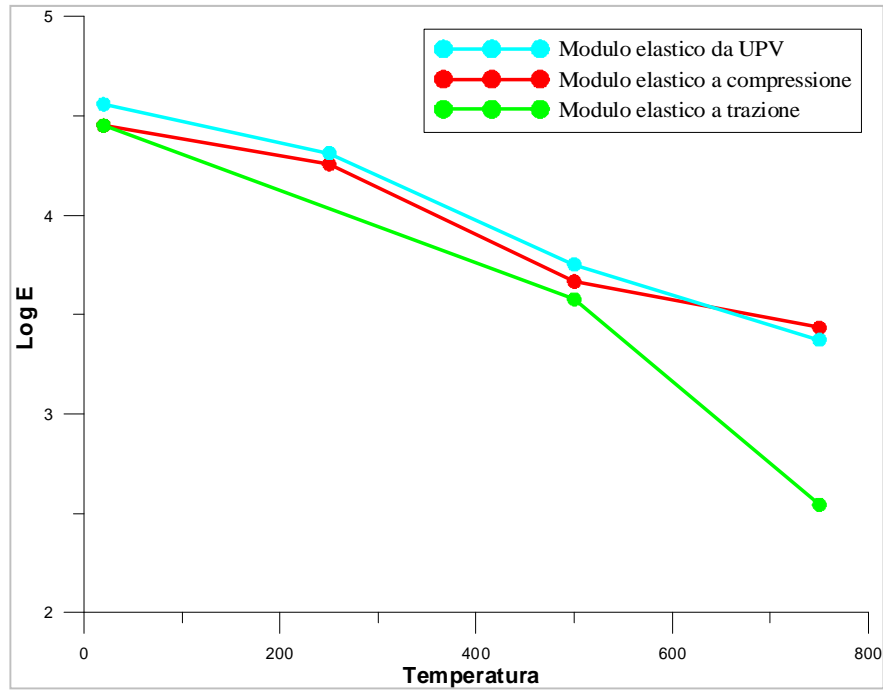


Figura 4.54 Confronto tra i moduli elastici ottenuti attraverso le diverse prove effettuate

## 5. Il modello del micropiano

La progettazione di qualsiasi elemento strutturale richiede la completa conoscenza del comportamento del materiale utilizzato. I principali materiali che vengono utilizzati nell'ingegneria civile sono l'acciaio e il calcestruzzo. Mentre l'acciaio può essere descritto, grazie alla sua maggiore omogeneità, per mezzo delle ben note leggi costitutive della scienza delle costruzioni, il calcestruzzo al contrario, essendo un materiale disomogeneo, coesivo quasi-fragile, presenta discontinuità dovute alla fessurazione, che portano ad un'accentuata non linearità della risposta strutturale.

Grazie allo sviluppo degli studi sulla meccanica della frattura, si è indagato, sempre più nel dettaglio, il comportamento del calcestruzzo, ed in particolare il suo comportamento a rottura.

Sono stati sviluppati di conseguenza modelli matematici capaci di descrivere e prevedere il comportamento del calcestruzzo. Modelli che, per fornire un reale strumento per la progettazione, sono implementati in codice di calcolo, ad esempio per elementi finiti.

La teoria che si occupa dello sviluppo e dell'utilizzo delle simulazioni numeriche di strutture e continui attraverso l'utilizzo di tecniche discrete è chiamata "meccanica computazionale". Esse fornisce uno strumento molto utile da un punto di vista progettuale o per lo sviluppo di materiali maggiormente performanti.

In questo lavoro, per modellare il comportamento del calcestruzzo è stato utilizzata una versione modificata del modello dei micropiani M4 (Di Luzio 2007) nella formulazione non-locale proposta da Di Luzio (2004). Il modello utilizzato, ha mostrato, sia nell'ambito di questo studio che in precedenti applicazioni, buoni risultati nella modellazione di un materiale coesivo quasi-fragile come il calcestruzzo.

Il modello del micropiano M4 (Bažant et al., 2000; Di Luzio, 2007) è basato sul vincolo cinematico e le relazioni costitutive di ogni micropiano sono caratterizzate da superfici limite di sforzo-deformazione. La generalizzazione non-locale di questo modello costitutivo è stata proposta da Bažant e Di Luzio (2004) nella quale le superfici limite di sforzo-deformazione vengono valutate in funzione delle deformazioni totali non-locali. Il modello prevede la necessità di una generalizzazione "over nonlocal" per una corretta regolarizzazione dei problemi di tipo matematico causati dal comportamento di softening (Vermeer e Brinkgreve, 1994). Invece per riprodurre con maggiore accuratezza fisica il campo dello sforzo e delle deformazioni nell'intorno dell'intaglio si richiede l'utilizzo di una funzione peso simmetrica (Borino et al. 2003), che viene utilizzata per il calcolo della media delle deformazioni non-locali totali.

Questo modello è capace di simulare bene il comportamento fessurativo del calcestruzzo durante prove di compressione, di flessione su tre punti e di trazione diretta, come mostrato da Di Luzio (2007).



## 5.1. Modelli numerici della fessurazione

L'implementazione numerica di modelli in grado di descrivere l'avanzamento della fessurazione nel calcestruzzo è piuttosto complicata ed esistono molti modelli per descriverla. I metodi più diffusi si possono raggruppare in due famiglie:

- I "continuum based" dove il materiale è considerato come un continuo omogeneo ed è quindi modellato a livello macroscopico con legge costitutiva non lineare;
- I "discrete particle method" nel quale il materiale è considerato come un corpo discreto ed è quindi modellato a livello mesostrutturale.

### 5.1.1. Modelli continui

All'interno di questa tipologia si distinguono due approcci nella modellazione del softening. Un primo approccio in cui il softening è incorporato nel legame costitutivo sull'intero continuo, mentre nel secondo si modella una fessura discreta.

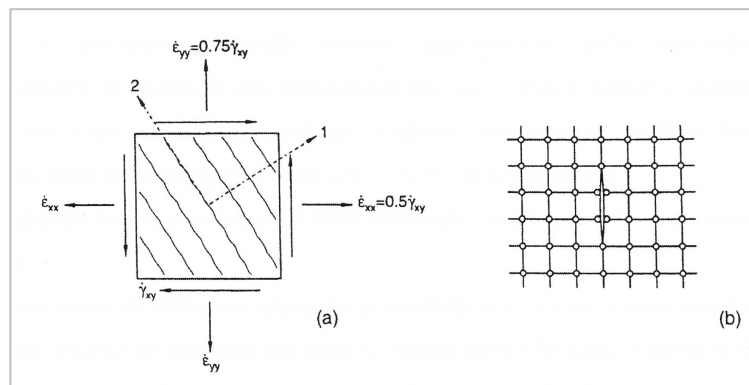


Figura 5.1 Principi di un approccio a) diffuso, b) discreto.

Nel primo caso la fessura è assunta come una banda di microfessure. Si ha una matrice di rigidità iniziale isotropa e, non appena il materiale si fessura, viene ridotta ad una ortotropa. Quando la fessura si localizza il metodo diventa simile ad un modello a banda e, di conseguenza, si prevede una dipendenza dall'orientamento e dalle dimensioni della mesh, problema risolto con l'adozione di modelli di ordine superiore (continuo di Cosserat).

Se si adotta un modello discreto per la fessura, la mesh viene sconnessa. Lo svantaggio è che si deve conoscere a priori la posizione dell'avanzamento della fessura in modo da prevedere il comportamento del provino. L'implementazione numerica di tali modelli può portare a problemi di eccessiva localizzazione e alla perdita di oggettività dei risultati.

### 5.1.2. Modelli discreti

I modelli classici ad elementi finiti presentano la difficoltà a simulare correttamente il comportamento inelastico dei materiali eterogenei perché non sono in grado di riprodurre i fenomeni relativi al danneggiamento ed ai processi di frattura. I risultati



sono affetti dalla mesh adottata (mesh sensitivity). Un passo avanti è rappresentato dai modelli continui non locali, anche se non sono sempre applicabili per cogliere i fenomeni che risultano fortemente dipendenti dall'eterogeneità del materiale a livello mesostrutturale.

Un differente approccio possibile è quello rimpiazzare il continuo con un sistema discreto di elementi che possono essere particelle rigide o elementi strutturali monodimensionali. Gli spostamenti sono definiti in modo continuo in tutto il corpo, ma solo nei punti rappresentativi, come per esempio il centro delle particelle o i nodi degli elementi monodimensionali. Questo metodo è adottato per descrivere il comportamento di materiali granulari. La forma delle particelle è molto importante e, generalmente, si utilizzano particelle circolari o sferiche, anche se mostrano il difetto di tendere a ruotare eccessivamente. Per evitare questo inconveniente sono state introdotte particelle con forme quali poligoni irregolari o ellissi.

Si distinguono due approcci in letteratura. Uno, più classico, sostituisce al materiale un traliccio la cui geometria non è in relazione alla geometria del materiale. Scelta la dimensione degli elementi vengono assegnate differenti proprietà meccaniche per riprodurre l'eterogeneità. Invece, nei modelli attuali, per la simulazione del comportamento non lineare del calcestruzzo, si preferisce l'utilizzo di elementi finiti di trave, nei quali il grado di libertà rotazionale aggiuntivo gioca un ruolo fondamentale nella simulazione della frattura.

Il secondo approccio prevede che la distanza tra i nodi, quindi la dimensione dell'elemento monodimensionale, non sia un parametro libero ma derivi dalla reale configurazione mesostrutturale del materiale. La posizione dei nodi coincide con il centro degli aggregati e la geometria di ogni elemento deriva dalla reale connessione che sussiste tra gli aggregati.

Attraverso i modelli discreti si può rappresentare agevolmente l'eterogeneità del calcestruzzo e simulare il processo di collasso in modo realistico con microfessurazioni che, coalizzandosi in macrofessure, attraversano la matrice cementizia e portano a rottura il provino in esame.

## **5.2. Teoria del modello dei micropiani**

Nel modello dei micropiani la relazione sforzi-deformazioni viene ottenuta definendo il comportamento del materiale indipendentemente su tutti i piani di tutti i possibili orientamenti (chiamati micropiani poiché rappresentano la microstruttura del materiale).

Il modello viene formulato secondo un approccio di tipo fenomenologico. Sono presenti relazioni matematiche tra gli sforzi e le deformazioni al fine di simulare il comportamento del materiale a livello macroscopico e non a riprodurre il suo comportamento da un punto di vista microscopico.

Proprio per il fatto che questo modello non si preoccupa di riprodurre esattamente la morfologia microstrutturale del materiale, può essere impiegato per modelli costitutivi di qualsiasi tipo di materiale. Si è dimostrato efficace ed è stato utilizzato con successo per modellare il comportamento del calcestruzzo, del terreno e di altri materiali quasi-fragili. Il modello è molto versatile per differenti utilizzi ed è numericamente e teoricamente efficace per lo sviluppo e l'applicazione di un generico modello costitutivo per molti tipi di materiali.

Il termine micropiano è quindi il nome dato ad un piano di un generico orientamento nel materiale, usato per caratterizzare la microstruttura del materiale stesso. Il modello è stato chiamato “modello dei micropiani” appunto perché questi micropiani rappresentano la microstruttura del materiale. Gli sforzi e le deformazioni di un particolare micropiano vengono chiamati appunto sforzi e deformazioni dei micropiani e sono ottenuti dalla sovrapposizione degli effetti di tutti i micropiani. Inoltre il termine “micro” implica il fatto che questi piani vengono considerati ad un livello microstrutturale e non rappresentano una simulazione della geometria microstrutturale.

In questo capitolo verrà presentata un'analisi della formulazione del modello dei micropiani e verranno analizzate le relazioni presenti tra le componenti degli sforzi e delle deformazioni del micropiano che permettono la costruzione di modelli tridimensionali consistenti, partendo da semplici leggi (unidimensionali) ad un livello microstrutturale.

### 5.2.1. Formulazione con vincoli cinematici

Da un punto di vista matematico, si può affermare che l'orientamento di ogni micropiano è caratterizzato dalla sua normale  $n$  di componente  $n_i$  (dove  $i$  si riferisce alle componenti nelle coordinate cartesiane).

Il vettore delle deformazioni di micropiano  $\bar{\varepsilon}_n$ , caratterizzato dalla sua normale  $n$ , è la proiezione del tensore delle deformazioni macroscopiche  $\varepsilon_{ij}$  sul micropiano stesso.

Le componenti sono:

$$\varepsilon_{ni} = \varepsilon_{ij}n_j \quad (5.1)$$

La deformazione normale è:

$$\varepsilon_N = \varepsilon_{ni}n_i \quad (5.2)$$

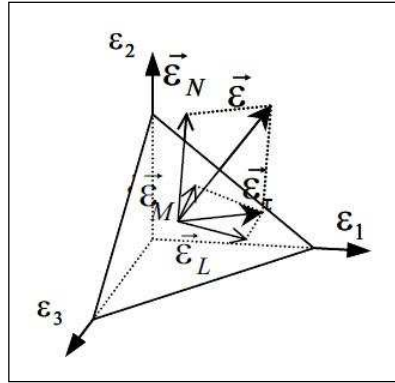


Figura 5.2 Componenti di deformazione su un generico micropiano

Dove si è indicato  $N_{ij} = n_i n_j$ .

Si definiscono ora le coordinate ortogonali  $M$  e  $L$  giacenti sul micropiano, caratterizzato dai due versori  $m$  e  $l$ . Il valore delle deformazioni di taglio di micropiano sono:

$$\varepsilon_M = m_i(\varepsilon_{ij} n_j) \quad (5.4)$$

$$\varepsilon_L = l_i(\varepsilon_{ij} n_j) \quad (5.5)$$

Introducendo le componenti  $m$  e  $l$  giacenti nel micropiano e indicate con  $m_i$  e  $l_i$ , si ottiene:

$$M_{ji} = (m_i n_j + m_j n_i)/2 \quad (5.6)$$

$$L_{ji} = (l_i n_j + l_j n_i)/2 \quad (5.7)$$

Una volta ottenute le componenti della deformazione su ogni micropiano si ricavano le corrispondenti componenti di sforzo attraverso le leggi costitutive di micropiano:

$$\sigma_N = F_n(\varepsilon_N) \quad (5.8)$$

Dove  $F_N$  rappresenta il legame tra lo sforzo normale di micropiano e la deformazione normale. Si può, in modo analogo, definire le componenti tangenziali attraverso la seguente equazione:

$$\sigma_T = F_T(\varepsilon_T, \varepsilon_N) \quad (5.9)$$

Allo stesso modo,  $F_T$ , rappresenta il legame tra sforzi e deformazioni tangenziali di micropiano, dove  $\sigma_T = \sqrt{\sigma_M^2 + \sigma_L^2}$  e  $\varepsilon_T = \sqrt{\varepsilon_M^2 + \varepsilon_L^2}$ .

Una volta ottenuti gli sforzi di micropiano (5.8) e (5.9) il tensore di sforzo di micropiano può essere calcolato utilizzando il principio dei lavori virtuali (Bažant 1996). Basta uguagliare il lavoro risultante nel volume con il lavoro virtuale sulla superficie della emi-sfera per una variazione qualsiasi delle deformazioni:

$$\int \sigma_{ij} \delta \varepsilon_{ij} = \int (\sigma_N \delta \varepsilon_N + \sigma_L \delta \varepsilon_L + \sigma_M \delta \varepsilon_M) d\Omega \quad (5.10)$$

Che diventa per le 5.2, 5.4 e 5.5:

$$\frac{2\pi}{3} \sigma_{ij} = \int [\sigma_N N_{ij} + \sigma_L L_{ij} + \sigma_M M_{ij}] d\Omega \quad (5.11)$$

## 5. Il modello del micropiano

Si propone in figura 5.13 una schematizzazione dei passaggi seguiti nel modello con vincolo cinematico.

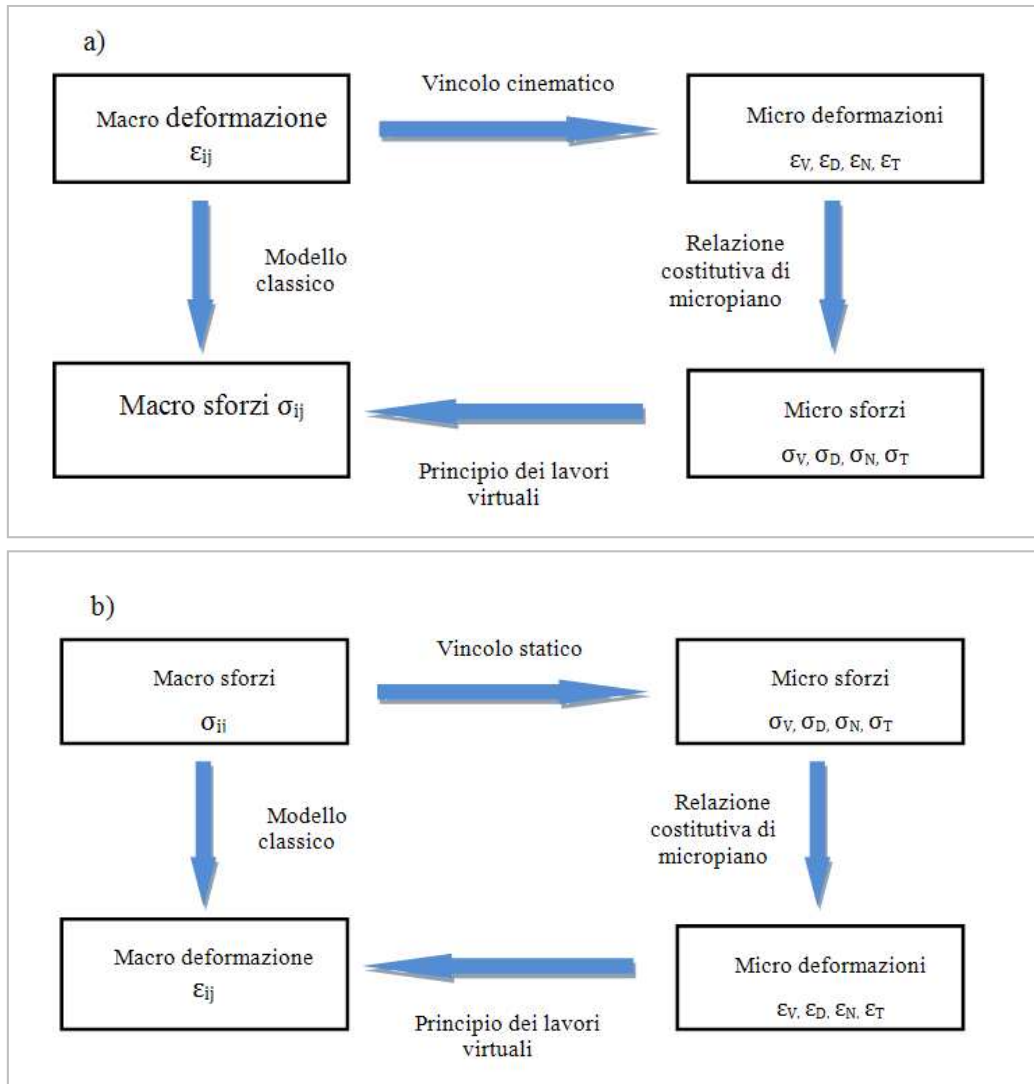


Figura 5.3 Flow chart degli sforzi e delle deformazioni nel modello con vincolo a) cinematico, b) statico

Per risolvere l'integrale dell'equazione (5.11) si può adottare il metodo di integrazione di Gauss per superfici sferiche utilizzando un numero finito di punti di integrazione.

Tutti i passaggi visti fino ad ora possono essere ottenuti in maniera alternativa introducendo la scomposizione della componente normale in una volumetrica e una deviatorica. Questo è un approccio che si adatta bene a materiale con comportamento coesivo-attritivo, quando soggetti a compressione, come nel caso del calcestruzzo. Si definiscono la deformazione volumetrica e deviatorica:

$$\epsilon_V = \epsilon_{KK} = \epsilon_{ij} \delta_{ij} \quad (5.12)$$

$$\epsilon_D = \epsilon_V - \frac{1}{3} \epsilon_V = \left( n_i n_j - \frac{\delta_{ij}}{3} \right) \epsilon_{ij} = \frac{2}{3} (\epsilon_N - \epsilon_S) \quad (5.13)$$

dove  $\epsilon_S$  è la deformazione diffusa che caratterizza il confinamento laterale del micropiano e la creazione di fessure normali al micropiano.  $\epsilon_V$  e  $\sigma_V$  sono le stesse per tutti i micropiani, mentre  $\epsilon_D$  può essere considerato come la componente normale del vettore di deformazione deviatorica.

Si introducono le leggi costitutive del micropiano:

$$\sigma_V = F_V(\epsilon_V) \quad \sigma_D = F_D(\epsilon_D) \quad \sigma_T = F_{T_r} Y(\epsilon_T, \epsilon_V, \epsilon_D) \quad (5.14)$$

In questo contesto possiamo riscrivere il principio dei lavori virtuali nella seguente forma:

$$\frac{2\pi}{3} \sigma_{ij} = \frac{2\pi}{3} \sigma_V \delta_{ij} + \int [\sigma_D N_{ij} + \sigma_M M_{ij} + \sigma_L L_{ij}] d\Omega \quad (5.15)$$

### 5.3. Leggi costitutive

Fino ad ora ci si è occupati di un materiale non specifico e, di conseguenza, non è stato preso in considerazione alcun modello costitutivo. Si procede con la spiegazione del passaggio che porta dalle deformazioni di micropiano agli sforzi di micropiano, con l'introduzione delle leggi costitutive di micropiano del calcestruzzo.

#### 5.3.1. Modellazione del comportamento elastico

Si scrivono innanzitutto le leggi costitutive elastiche di micropiano:

$$\sigma_N = E_N \epsilon_N \quad (5.16)$$

$$\sigma_M = E_T \epsilon_M \text{ e } \sigma_L = E_T \epsilon_L \quad (5.17)$$

Con  $E_V$  e  $E_{T_r}$  costanti elastiche di micropiano. Sostituendo queste equazioni nell'espressione degli sforzi macroscopici (5.11) e comparando i risultati con la matrice di rigidezza elastica, si possono ottenere le seguenti espressioni, che rappresentano i valori delle costanti elastiche di micropiano:

$$E_N = \frac{E}{1-2\nu} \quad E_T = \frac{E(1-4\nu)}{1-2\nu(1+\nu)} \quad (5.18)$$

Dove  $E$  e  $\nu$  sono il modulo di Young e il coefficiente di Poisson. Nella formulazione con scomposizione in componente volumetrica e deviatorica si ha:

$$E_V = \frac{E}{1-2\nu} \quad E_D = \frac{5E}{(1+\nu)(2+3\chi)} \quad E_T = \chi E_D \quad (5.19)$$

Si ottiene quindi:

$$\sigma_V = E_V \epsilon_V \quad \sigma_D = E_D \epsilon_D \quad \sigma_M = E_T \epsilon_M \quad \sigma_L = E_T \epsilon_L \quad (5.20)$$

Dove il parametro  $\chi$ , introdotto per la prima volta da Bažant e Prandt, può essere considerato come terza costante elastica, con valore inizialmente libero, e successivamente considerato pari a 1.

#### 5.3.2. Modellazione del comportamento inelastico

Si definiscono ora le leggi che a livello di micropiano caratterizzano il legame costitutivo. Queste leggi sono in funzione di alcuni parametri adimensionali. Alcuni di

questi parametri non variano al variare del tipo di calcestruzzo (denotati con la lettera  $c$ ) e possono essere ritenuti costanti, mentre altri variano a seconda del tipo di calcestruzzo e devono essere determinati caso per caso (indicati con la lettera  $k$ ).

Nel calcestruzzo, il maggior contributo alla deformazione inelastica viene dagli scorrimenti e dall'apertura di fessura che si verificano a livello microstrutturale, nell'intorno delle zone più deboli. Un esempio di zona debole è rappresentato dallo strato sottile di contatto nelle vicinanze degli aggregati.

Le superfici limite rappresentano il legame tra lo sforzo e la deformazione. La risposta del materiale, all'interno di queste, è di tipo incrementale elastico, con eventuale degrado del modulo elastico dovuto al danneggiamento. Senza queste superfici limite, la risposta sarebbe elastica incrementale, non considerando il fatto che i moduli elastici potrebbero subire un degrado progressivo. I punti esterni non possono essere raggiunti, mentre è possibile percorrerne solo il contorno, nel caso in cui l'incremento di deformazione abbia lo stesso segno dell'incremento di sforzo. Attraverso queste regole si può quindi ottenere a livello macroscopico la corretta simulazione del fenomeno dell'isteresi dovuta a carichi di tipo ciclico. Quando si raggiunge la superficie limite, ed il fenomeno deformativo aumenta, si ha una brusca diminuzione dello sforzo che segue il ramo di softening. Il fenomeno non si verifica a livello macroscopico dove la risposta varia gradualmente. Questo accade perché la risposta a livello macroscopico è data dal contributo di tutti i micropiani che non raggiungono contemporaneamente la superficie limite.

#### Superficie limite per lo sforzo normale

La superficie limite per sforzo di trazione viene definito dalla seguente espressione:

$$\sigma_N^b = F_N(\epsilon_N) = F_N^0(\epsilon_N) \exp\left(-\frac{\langle \epsilon_N - \epsilon_N^0 \rangle}{k_1 k_5 k_6 c_3 + \langle -c_4(\sigma_N/E_N) \rangle}\right) \quad (5.21)$$

Dove:

$$\epsilon_N^0 = k_1 k_6 c_1 c_2 \quad (5.22)$$

$$F_N^0(\epsilon_N) = E k_1 k_6 c_1 \left(1 + c_a \frac{\text{Min}(\langle \epsilon_N \rangle, \epsilon_N^0)}{\epsilon_N^0}\right) \quad (5.23)$$

Dove l'apice  $b$  si riferisce alla parola "boundary", il parametro  $c_3$  controlla che non vi siano brusche variazioni della tangente al ramo di post-picco nel caso di trazione uniassiale. Le parentesi di Macaulay, definite come  $\langle x \rangle = \text{Max}(x; 0)$ , vengono usate per definire i tratti orizzontali delle superfici limite. La superficie limite è raffigurata in figura 5.49.

Si nota dall'immagine un tratto iniziale con andamento decrescente, che caratterizza la formazione di fessure parallele al micropiano, mentre la parte finale rappresenta il contributo dato dal pull-out degli aggregati che collegano le due superfici formate dalla fessura. La chiusura delle fessure dovute allo scarico elastico è definito da  $\sigma_N^b = 0$  per  $(\epsilon_N) > 0$ .

Inoltre si deve rappresentare la chiusura delle fessure in seguito alla rimozione del carico definendola semplicemente come  $F_N = 0$  per  $\epsilon_N > 0$ . Questa considerazione deriva dal fatto che ci si trova nel quadrante in cui  $\epsilon_N$  è positiva e  $\sigma_N$  negativa a livello di micropiano.

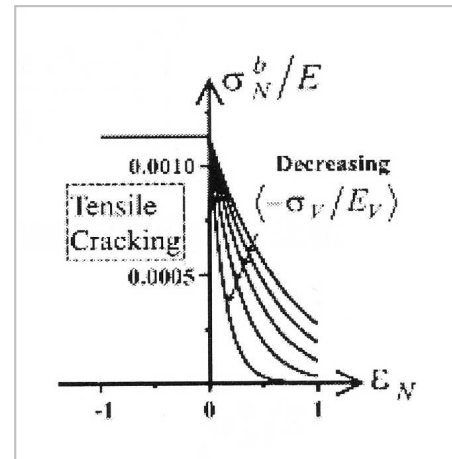


Figura 5.49 Superficie limite per sforzo normale

### Funzione di transizione

Per correggere alcuni comportamenti patologici dell'originario modello M4, Di Luzio (2007) ha introdotto la funzione di transizione,  $\varphi$ , che consente di accoppiare un modello con divisione delle componenti normale con un modello senza la divisione volumetrica-deviatorica. Questa funzione fa sì che la risposta nel regime non-lineare solo per il carico di trazione dominante sia senza la divisione della componente normale.. La funzione di transizione, che dipende dallo sforzo massimo principale  $\sigma_I$ , dalla deformazione volumetrica  $\epsilon_V$  e dalla deformazione principale minima  $\epsilon_{III}$ , è data dall'equazione:

$$f(\sigma_I) = \begin{cases} \sin\left(\frac{\pi}{2} \min\left(\frac{\langle \sigma_I + Ek_1k_6c_{13} \rangle}{Ek_1k_6c_{13}}; 1\right)\right) & \text{se } \epsilon_{III} > -k_1k_6c_{19} \\ 0 & \text{se } \epsilon_{III} \leq -k_1k_6c_{19} \end{cases} \quad (5.24)$$

$$\varphi(\epsilon_V, \sigma_I) = 1 - \exp\left(-f(\sigma_I) \frac{\langle \epsilon_V - k_1k_6c_{14} \rangle}{k_1k_6c_{14}} c_{15}\right) \quad (5.25)$$

A questo punto si calcola lo sforzo normale attraverso la seguente formula:

$$\sigma_N = \varphi \sigma_N^{no\ split} + (1 - \varphi) \sigma_N^{split} \quad (5.26)$$

Dove  $\sigma_N^{no\ split}$  e  $\sigma_N^{split}$  sono gli sforzi normali di micropiano ottenuti, rispettivamente, dalla formulazione no-split (senza divisione) e da quella con lo split (con la divisione) della componente normale di micropiano ottenute come segue:

$$\sigma_N^{no\ split} = \sigma_N^{no\ split,pre} + E_N \Delta \epsilon_N \leq F_N(\epsilon_N) \quad (5.27)$$

$$\sigma_N^{split} = \sigma_D + \sigma_V \leq F_N(\epsilon_N) \quad (5.28)$$

Dove  $F_N(\epsilon_N)$  rappresenta la superficie limite normale (5.21),  $E_N = E/(1 - 2\nu)$  è la rigidità normale, e  $\Delta \epsilon_N$  è l'incremento di deformazione normale.

**Superficie limite per la componente deviatorica**

Questa superficie limite, per stati di sforzo di compressione, controlla il danneggiamento del calcestruzzo quando il confinamento laterale è troppo debole. Nel caso di trazione la superficie limite simula la formazione di fessure trasversali, l'espansione volumetrica e le deformazioni laterali nelle prove di compressione non confinate. Si ricavano di conseguenza le seguenti situazioni:

Per  $\sigma_D > 0$ :

$$\sigma_D^b = F_D^+ (\epsilon_D) = \left( \frac{Ek_1c_5}{1 + \left( \frac{\epsilon_D - c_5k_1c_6}{c_7k_5k_1c_{20}} \right)^2} \right) \quad (5.29)$$

Per  $\sigma_D < 0$ :

$$\sigma_D^b = F_D^- (-\epsilon_D) = \left( \frac{Ek_1c_8}{1 + \left( \frac{-\epsilon_D - c_8k_1c_9}{c_7k_1k_5} \right)^2} \right) \quad (5.30)$$

La superficie limite viene rappresentata in figura 5.5.

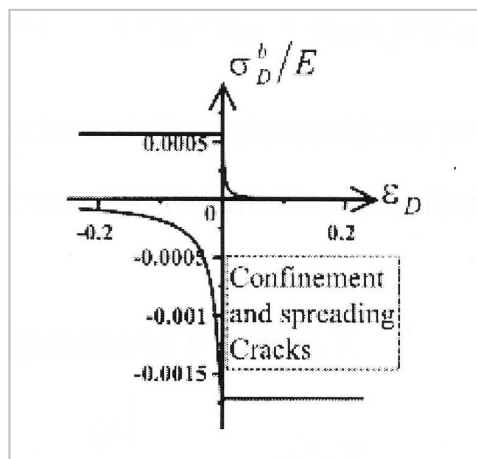


Figura 5.5 Superficie limite deviatorica

**Superficie limite per lo sforzo di taglio**

È la superficie limite che descrive la dipendenza fra lo sforzo di taglio e lo sforzo normale di micropiano. La dipendenza viene definita sia in termini di  $\sigma_T$  che delle sue componenti secondo le direzioni descritte dai versori  $l$  e  $m$  di micropiano. È una dipendenza non lineare fra lo sforzo di taglio  $\sigma_T = \sqrt{\sigma_L^2 + \sigma_M^2}$  e lo sforzo normale  $\sigma_N$ .

Questa superficie viene rappresentata da un'iperbole che parte ad una certa distanza dall'origine dell'asse relativo allo sforzo normale di trazione. La tangente dell'iperbole, nel punto in cui inizia, ha valore finito.

La distanza dell'iperbole dall'origine decresce al crescere della deformazione volumetrica. Quando la deformazione volumetrica è piccola si ha un comportamento di tipo coesivo, mentre quando ha un valore elevato lo sforzo tende ad essere nullo e



questo comportamento viene meno. Nella situazione di compressione, al crescere dello sforzo, la superficie limite tende ad un valore asintotico.

Le espressioni di tale superficie sono:

$$\sigma_T^b = F_T (-\sigma_N) = -\frac{E_T k_1 k_2 c_{10} \langle -\sigma_N + \sigma_N^0 \rangle}{E_T k_1 k_2 + c_{10} \langle -\sigma_N + \sigma_N^0 \rangle} \quad (5.31)$$

Dove:

$$\sigma_N^0 = \bar{\sigma}_N^0(\epsilon_I) \exp\left(-\frac{\langle \epsilon_I - \epsilon_I^0 \rangle}{c_{12} k_5}\right) \quad (5.32)$$

$$\epsilon_I^0 = k_1 k_6 c_{21} \quad (5.33)$$

$$\bar{\sigma}_N^0(\epsilon_I) = E_T k_1 k_6 c_{11} (1 + c_b \text{Min}\left(\frac{\langle \epsilon_I, \epsilon_I^0 \rangle}{\epsilon_I^0}\right)) \quad (5.34)$$

Da notare che il  $\lim_{N \rightarrow \infty} \sigma_T = E_T k_1 k_2$  rappresenta l'asintoto orizzontale. La precedente espressione implica una coesione di valore finito, che può essere calcolata impostando  $\sigma_T = 0$  e assumendo  $\epsilon_I < c_{24} k_1$ . Quando  $\epsilon_I \gg 0$ , la superficie limite passa per l'origine e così la coesione diventa nulla.

Si riporta una rappresentazione di questa superficie limite.

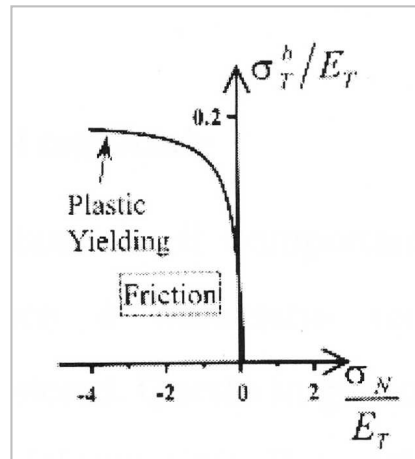


Figura 5.6 Sforzo normale e tangenziale di micropiano: superficie limite

### Superficie limite per la componente volumetrica

Il comportamento inelastico sottoposto ad una pressione idrostatica viene simulato da una superficie limite di compressione utilizzando un'equazione esponenziale del tipo:

Per  $\sigma_D < 0$ :

$$\sigma_V^b = F_V^- (-\epsilon_V) = -E k_1 k_3 \exp\left(-\frac{\epsilon_V}{k_1 k_4}\right) \quad (5.34)$$

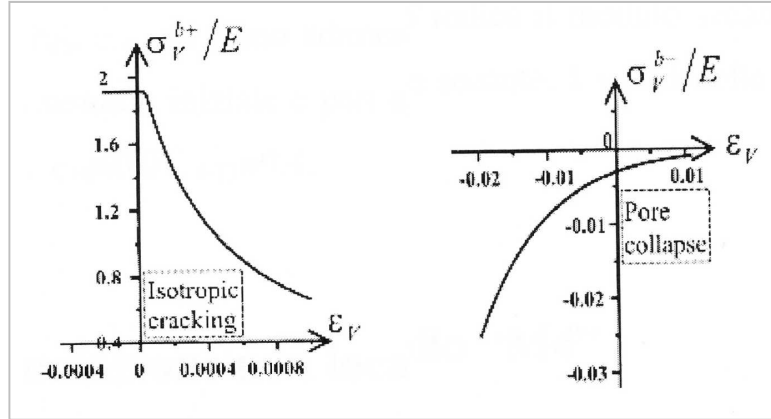


Figura 5.7 Superfici limite per sforzo volumetrico di trazione e compressione

### Scarico e danneggiamento

Per considerare correttamente il comportamento del materiale sottoposto a qualunque percorso di carico è necessario tenere presente che il materiale subisce un danneggiamento progressivo. Il materiale di conseguenza manifesta una perdita di rigidità progressiva nella sua risposta.

Per i carichi iniziali il modulo elastico rimane costante ed uguale a quello iniziale ( $E_V, E_D, E_T$ ). Lo scarico del materiale, invece, viene associato ad un lavoro negativo ed è considerato separatamente per ogni componente di sforzo del micropiano. I processi di scarico sono caratterizzati dai seguenti moduli:

Per  $\sigma_V$  e  $\varepsilon_V$  minori o uguali a zero:

$$E_V^U(-\varepsilon_V, -\sigma_V) = E_V \left( \frac{c_{16}}{c_{16} - \varepsilon_V} + \frac{\sigma_V}{c_{16} c_{17} E_V} \varepsilon_V \right) \quad (5.35)$$

Per  $\sigma_V$  e  $\varepsilon_V$  maggiori o uguali a zero:

$$E_V^U(\varepsilon_V, \sigma_V) = \min \left[ \frac{\sigma_V(\varepsilon_V)}{\varepsilon_V}, E_V \right] \quad (5.36)$$

$$E_D^U = (1 - c_{18})E_D + c_{18}E_D^S \quad (5.37)$$

Dove  $\sigma_D$  e  $\varepsilon_D$  è minore o uguale a zero, allora  $E_D^S = E_D$  oppure  $E_D^S = \min(\sigma_D/\varepsilon_D, E_D)$  e quindi:

$$E_T^U = (1 - c_{18})E_T + c_{18}E_T^S \quad (5.38)$$

I parametri  $c_{16}$ ,  $c_{17}$ ,  $c_{18}$ , sono adimensionali fissi,  $S$  indica il modulo secante,  $c_{17}$  controlla il modulo di scarico che corrisponde al modulo iniziale per  $c_{17} = 0$  e al modulo secante per  $c_{17} = 1$ .

### Simulazione dei provini danneggiati termicamente

Come già visto in precedenza, il calcestruzzo danneggiato termicamente può presentare per elevate temperature di trattamento termico un diverso comportamento elastico a trazione e a compressione. Per modellare questo fenomeno nel modello dei micropiani si assume che i valori delle rigidzze di micropiano dipendano dal segno della deformazione volumetrica secondo la seguente relazione:

$$E_V = \frac{E^T}{1-2\nu} \text{ e } E_D = E_T = \frac{E^T}{1+\nu} \text{ per } \varepsilon_V > 0 \quad (5.39)$$

$$E_V = \frac{E^C}{1-2\nu} \text{ e } E_D = E_T = \frac{E^C}{1+\nu} \text{ per } \varepsilon_V < 0 \quad (5.40)$$

Dove  $E^T$  e  $E^C$  rappresentano i moduli elastici a trazione e a compressione. Si è deciso di variare anche la rigidezza deviatorica e quella di taglio al variare della rigidezza volumetrica, perché si assume che il materiale mantenga lo stesso coefficiente di Poisson.

Inoltre le leggi di micropiano in cui compare il valore del modulo elastico  $E$  sono state modificate di conseguenza. La superficie limite sullo sforzo normale e su quello di taglio sono state prese come funzioni di  $E^T$ , mentre le superfici limite deviatoriche e la superficie di taglio sono prese funzione di  $E^C$ .

### Parametri fissi e parametri variabili

Si procede ora con la descrizione di tutti i parametri, sia liberi che fissi, che sono entrati in gioco nelle equazioni delle superfici limite, descrivendone il significato e dandone un valore numerico, adatto alla simulazione numerica del calcestruzzo.

I parametri fissi, indicati con la lettera  $c$  hanno il seguente significato/effetto:

- $c_1$ : controlla la grandezza dello sforzo di picco sotto una tensione uniassiale;
- $c_2$ : controlla la rotondità del picco nella situazione di tensione uniassiale;
- $c_3$ : controlla la pendenza della fase discendente di post-picco in tensione uniassiale;
- $c_4$ : controlla la pendenza della fase discendente di postpicco per effetto della deformazione volumetrica di trazione;
- $c_5$ : controlla l'espansione volumetrica nei test di compressione uniassiale;
- $c_6$ : controlla la rotondità del picco dell'espansione volumetrica nei test di compressione uniassiale;
- $c_7$ : controlla la pendenza della fase discendente post-picco nelle prove di compressione uniassiale;
- $c_8$ : controlla la grandezza del picco in compressione uniassiale;
- $c_9$ : controlla la rotondità del picco nelle prove di compressione uniassiale;
- $c_{10}$ : controlla l'effetto della pressione nelle prove triassiali standard;
- $c_{11}$ : imposta la grandezza della coesione iniziale nella risposta frizionale;
- $c_{12}$ : controlla la diminuzione della coesione che si verifica con l'espansione del volume;
- $c_{16}$  e  $c_{17}$ : controllano gli effetti della deformazione volumetrica e dello sforzo volumetrico nelle prove di compressione idrostatica;
- $c_{19}$ ,  $c_{13}$ ,  $c_{14}$ ,  $c_{15}$ ,  $c_{27}$ : controllano l'attivazione della funzione di transizione.
- $c_{20}$ : controlla lo sforzo residuo in una prova di compressione uniassiale;
- $c_{21}$ : controlla la pendenza con cui si prende la coesione per effetto dell'espansione.

Vediamo ora i valori che assumono questi parametri per la simulazione del comportamento del materiale. Per il programma per la simulazione dei provini di riferimento, quelli in cui non è stato effettuato alcun trattamento termico si ha:

$c_1 = 0,50$ ;  $c_2 = 0,45$ ;  $c_3 = 3,75$ ;  $c_4 = 2,50$ ;  $c_5 = 2,30$ ;  $c_6 = 2,20$ ;  $c_7 = 200,00$ ;  
 $c_8 = 4,90$ ;  $c_9 = 0,75$ ;  $c_{10} = 0,75$ ;  $c_{11} = 0,95$ ;  $c_{12} = 0,002$ ;  $c_{13} = 0,0505$ ;  $c_{14} = 0,05$ ;  
 $c_{15} = 0,05$ ;  $c_{19} = 6,06$ ;  $c_{20} = 0,05$ ;  $c_{21} = 0,51$ ;  $c_{27} = 0,0505$ ;  $c_a = 0$ ;  $c_b = 0$ .

Per i provini C-500 sono stati impostati invece questi valori:

$c_1 = 0,50$ ;  $c_2 = 0,45$ ;  $c_3 = 3,75$ ;  $c_4 = 2,50$ ;  $c_5 = 2,30$ ;  $c_6 = 2,20$ ;  $c_7 = 200,00$ ;  
 $c_8 = 4,90$ ;  $c_9 = 0,75$ ;  $c_{10} = 0,75$ ;  $c_{11} = 0,95$ ;  $c_{12} = 0,002$ ;  $c_{13} = 0,0505$ ;  $c_{14} = 0,05$ ;  
 $c_{15} = 0,05$ ;  $c_{19} = 6,06$ ;  $c_{20} = 0,05$ ;  $c_{21} = 0,51$ ;  $c_{27} = 0,0505$ ;  $c_a = 0$ ;  $c_b = 0$ .

Per i provini C-750:

$c_1 = 0,15$ ;  $c_2 = 12$ ;  $c_3 = 3,75$ ;  $c_4 = 2,50$ ;  $c_5 = 2,30$ ;  $c_6 = 2,20$ ;  $c_7 = 200,00$ ;  
 $c_8 = 4,90$ ;  $c_9 = 0,75$ ;  $c_{10} = 0,75$ ;  $c_{11} = 0,95$ ;  $c_{12} = 0,002$ ;  $c_{13} = 0,0505$ ;  $c_{14} = 0,05$ ;  
 $c_{15} = 0,05$ ;  $c_{19} = 6,06$ ;  $c_{20} = 0,05$ ;  $c_{21} = 2,55$ ;  $c_{27} = 0,0505$ ;  $c_a = 4,5$ ;  $c_b = 0,5$ .

I parametri liberi,  $k_1$ ,  $k_5$  e  $k_6$ , possono assumere diversi valori a seconda del calcestruzzo.

Un cambiamento nel valore del modulo elastico causa una trasformazione verticale delle risposte di tutte le curve sforzo-deformazione. Subito dopo il cambiamento del modulo elastico dal valore  $E$  al valore  $E'$ , tutti gli sforzi vengono moltiplicati per il valore del rapporto  $E'/E$  e non si verifica alcun cambiamento del valore della deformazione (la quale è una trasformazione verticale nei confronti degli assi della deformazione).

$k_1$  definisce un'espansione/riduzione radiale delle superfici limite. Un cambiamento del parametro  $k_1$  causa uno scalo radiale di tutte le curve sforzo-deformazione rispetto all'origine. Infatti, se si cambia il parametro dal valore di  $k_1$  a  $k_1'$  tutte le deformazioni e tutti gli sforzi vengono moltiplicati per il valore del rapporto  $k_1'/k_1$ . Se si combina il fattore scalato  $E'/E$  con quello radiale dato dalla relazione  $k_1 = E/E'$ , si ottiene come risultato uno scalo orizzontale pari al fattore  $k_1$  di tutte le curve di risposta.

$k_2$  rappresenta il valore asintotico della superficie limite di taglio. Mentre i parametri  $k_3$  e  $k_4$  sono utilizzati per ottimizzare la superficie limite volumetrica.

Il parametro  $k_5$  modifica l'inclinazione del tratto di softening delle curve sforzo-deformazione di prove sia di trazione uniassiale e sia di compressione. Il parametro  $k_6$  è capace di impostare un rapporto differente tra la resistenza a trazione e a compressione.

### 5.4. Formulazione non locale del modello "M4"

Il modello dei micropiani è uno dei pochi legami costitutivi capaci di riprodurre accuratamente il comportamento del calcestruzzo. Tuttavia una sua implementazione numerica, in un codice ad elementi finiti, può portare a problemi come l'eccessiva localizzazione e la perdita di oggettività dei risultati. Questo avviene quando la soluzione del problema viene a dipendere dal tipo di mesh adottato e dalla dimensione degli elementi finiti utilizzati.

Per ovviare a questo problema si introduce un approccio non locale, per cui in un modello continuo, gli sforzi in un punto non dipendono più dal solo punto considerato, ma anche dalle zone vicine al punto stesso.

Il parametro che caratterizza la dimensione di questa zona è la lunghezza caratteristica che governa la parte di continuo nella quale gli sforzi o le altre variabili vengono prese come una media. Il valore di questo parametro viene correlato alla dimensione massima dell'aggregato. La formulazione non-locale viene ottenuta sostituendo una variabile, di tipo locale  $f(x)$ , che caratterizza il danneggiamento del materiale, con la corrispettiva quantità non locale  $\bar{f}(x)$ , ottenuta attraverso una media pesata su tutto il volume.

$$\bar{f}(x) = \int \alpha^*(x, \xi) f(\xi) dV(\xi) \quad (5.41)$$

In questo integrale  $V$  è il volume della struttura,  $x$  e  $\xi$  sono vettori di posizione, e la funzione peso  $\alpha^*(x, \xi)$  stabilisce come vengono “pesati” i contributi nell'intorno del punto considerato. È una funzione positiva,  $\alpha^*(x, \xi) \geq 0$ , ha valore massimo per  $x = \xi$  (i.e.  $r = |x - \xi| = 0$ ).

$$\alpha(x, \xi) = \begin{cases} \left(1 - \frac{|\xi - x|^2}{R^2}\right)^2 & \text{se } 0 \leq |\xi - x| \leq R \\ 0 & \text{se } R \leq |\xi - x| \end{cases} \quad (5.42)$$

$\alpha(x, \xi)$  è una funzione monotona decrescente, non negativa, funzione della distanza  $r$  fra il punto in cui si calcola la media  $x$  e un generico punto del continuo  $\xi$ .  $R$  (raggio di interazione), è proporzionale alla caratteristica del materiale  $l$ ,  $R = \rho_0 l$ .  $\rho_0$  viene calcolato in maniera tale per cui il volume sotto l'integrale sia pari a quello della distribuzione uniforme:

$$\rho_0 = \begin{cases} 0.9375 & \rightarrow \text{in } 1D \\ 0.9086 & \rightarrow \text{in } 2D \\ 0.8178 & \rightarrow \text{in } 3D \end{cases}$$

Ci si aspetta che la formulazione non locale non influenzi il campo uniforme. Se il campo locale fosse uniforme allora anche quello non locale dovrebbe esserlo. Per soddisfare questa condizione è stata proposta una formulazione non locale normalizzata (Pijaudier-Cabot e Bažant, 1987):

$$\alpha^*(x, \xi) = \frac{\alpha(\xi, x)}{V_r(x)}, \text{ dove } V_r(x) = \int \alpha(\xi, x) dV(\xi) \quad (5.43)$$

In questa equazione  $V_r(x)$  è il volume rappresentativo ed è costante se il dominio non si protrae al di fuori dei contorni. La formulazione non locale dell'equazione (5.42) rispetta la condizione normalizzata:

$$\int \alpha^*(x, \xi) dV(\xi) = 1 \quad \forall x \quad (5.44)$$

Il modello dei micropiani viene reso non-locale assumendo che le superfici limite sforzo-deformazione siano funzioni delle deformazioni totali non locali. Il tensore delle deformazioni non locali rappresenta la media del campo di deformazione presente nell'intorno del punto considerato ed è ottenuto nel seguente modo:

$$\bar{\varepsilon}(x) = \int \hat{\alpha}(x, \xi) \varepsilon(\xi) d\xi \quad (5.45)$$

Si può quindi procedere ottenendo un nuovo tensore delle deformazioni generato dalla combinazione fra il tensore delle deformazioni non locali e quello delle deformazioni locali:

$$\hat{\varepsilon} = m\bar{\varepsilon} + (1 - m)\varepsilon \quad (5.46)$$

Si ottengono le quantità non locali:

$$\hat{\varepsilon}_N = N_{ij}\hat{\varepsilon}_{ij}, \quad \hat{\varepsilon}_M = M_{ij}\hat{\varepsilon}_{ij}, \quad \hat{\varepsilon}_L = L_{ij}\hat{\varepsilon}_{ij}, \quad \hat{\varepsilon}_V = \varepsilon_{KK}/3, \quad \hat{\varepsilon}_D = \varepsilon_N - \bar{\varepsilon}_V \quad (5.47)$$

Le deformazioni non locali possono essere utilizzate per valutare le equazioni delle superfici limite diventando così dipendenti da esse. Si ottiene:

$$\begin{aligned} \sigma_N^b &= F_N(\hat{\varepsilon}_N), \quad \sigma_D^{b+} = F_D(\hat{\varepsilon}_D), \quad \sigma_D^{b-} = F_D(\hat{\varepsilon}_D) \\ \sigma_V^{b+} &= F_V(\hat{\varepsilon}_V), \quad \sigma_N^0(\hat{\varepsilon}_V), \quad \psi(\hat{\varepsilon}_I, \hat{\varepsilon}_{III}) \end{aligned} \quad (5.48)$$

Inizialmente Vermeer e Brinkgreve (1994) e successivamente Planas et al. (1996) e Stromberg e Ristinmaa (1996) (vedere anche Bažant e Planas, 1998), introdussero una formulazione di tipo “over nonlocal” nella quale la combinazione delle variabili locali e non locali viene espressa nel seguente modo:

$$\hat{f}(x) = m\bar{f}(x) + (1 - m)f(x) \quad (5.49)$$

Dove  $\hat{f}(x)$  è la media della variabile  $f(x)$ ,  $\bar{f}(x)$  è la variabile non locale ottenuta nell’equazione (5.43) ed  $m$  è un coefficiente empirico. Planas et al. (1996) dimostrò che, per il campo di sforzo uniassiale, la zona di localizzazione porta ad un valore finito solo nel caso in cui  $m > 1$ . Successivamente Bažant e Di Luzio (2004) mostrarono la necessità di un valore di  $m$  maggiore di 1 per la generalizzazione del modello del micropiano M4.

### 5.5. Analisi agli elementi finiti

L’analisi agli elementi finiti (“Finite Element Analysis” - FEA) è una tecnica di simulazione al calcolatore usata nelle analisi di tipo ingegneristico. Questa tecnica di simulazione utilizza il “Metodo degli elementi finiti”, il cui obiettivo è essenzialmente la risoluzione in forma discreta e approssimata di generali sistemi di equazioni alle derivate parziali.

Uno dei concetti base su cui si fonda il metodo di analisi strutturale agli elementi finiti è quello della discretizzazione. La discretizzazione è l’atto di scegliere soltanto un certo numero di punti discreti di un dominio. Ciò equivale a descrivere una struttura attraverso un numero finito di punti. La discretizzazione viene effettuata dividendo l’oggetto in esame in una griglia (mesh), composta da primitive (elementi finiti) di forma codificata (triangoli e quadrilateri per domini 2D, esaedri e tetraedri per domini 3D). Su ciascun elemento caratterizzato da questa forma elementare, la soluzione del problema è ottenuta assumendo di conoscere i campi incogniti per mezzo delle funzioni di forma. Per un numero così grande di suddivisioni, non è possibile analizzare manualmente un così grande volume di dati, si ricorre perciò all’elaboratore elettronico;

anche perché il metodo può essere programmato per poter essere eseguito da un computer in maniera relativamente semplice.

Gli elementi attraverso cui si va a discretizzare l'elemento in esame sono caratterizzati da:

- Dimensione 3D e forma esaedrica;
- Nodi: punti precisi dell'elemento che ne individuano la geometria. Su ogni nodo dell'elemento viene associato il valore di un campo o gradiente che interessa;
- Gradi di libertà: i possibili valori che possono assumere i campi o gradienti nei nodi;
- Forze sui nodi: forze esterne applicate sui nodi o l'effetto delle reazioni vincolari.

La definizione della geometria del modello che idealizza la struttura reale viene effettuata posizionando i nodi, o punti nodali, sulla struttura in corrispondenza di punti caratteristici. Nel posizionare i nodi sulla struttura bisogna tenere in considerazione che il numero dei nodi deve essere sufficiente a descrivere la geometria della struttura. Inoltre si pone maggior attenzione su quei punti dell'oggetto dove si vuole analizzare con maggior dettaglio la problematica in esame andando a rendere più fitta la presenza dei nodi, e quindi della mesh.

Per ogni prova, e quindi per ogni provino è stata costruita una mesh diversa a seconda delle dimensioni del provino. Verranno ora analizzate le mesh relative alle prove di compressione, trazione diretta e di flessione su tre punti.

#### **5.5.1. Prove di compressione**

Facendo riferimento al capitolo 4.2 si può osservare che i provini che sono stati utilizzati per le prove di compressione sono di forma cilindrica e cubica. Per effettuare le analisi numeriche sono stati considerati i dati ottenuti dai cubi. Sono presenti due tipi di cubi: di lato 10 cm e 20 cm.

Nelle prove di compressione non ci sono zone di maggiore interesse rispetto ad altre. La mesh viene costruita dividendo l'intero volume in parti simmetricamente uguali. Ogni faccia viene divisa in venticinque parti di forma quadrata, per un totale di 125 volumi cubici di lato pari ad un quinto del cubo di riferimento.

Si riportano in figura 5.8 alcune delle immagini relative alle mesh utilizzate per la simulazione delle prove di compressione.

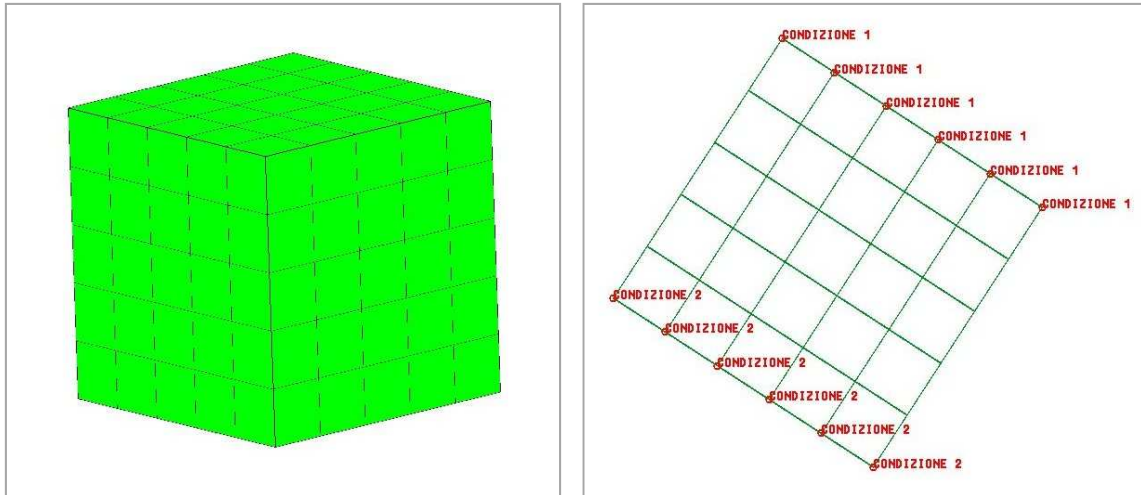


Figura 5.8 Mesh provino compressione 10x10

Nella figura 5.8 viene riportata anche un'immagine relativa alle condizioni che sono state imposte sulla mesh. Le condizioni riguardano la faccia superiore (condizione 1) e quella inferiore (condizione 2) e si riferiscono appunto alle due piastre di carico opposte e parallele che vengono utilizzate per effettuare la prova. Il programma di calcolo viene impostato in modo che il carico, e quindi l'abbassamento, venga applicato sulla faccia superiore (condizione 1), mentre la faccia inferiore (condizione 2) viene vincolata imponendo uno spostamento nullo lungo tutte le direzioni.

Il programma durante l'analisi misura l'abbassamento della faccia superiore, la deformazione, il carico applicato e lo sforzo.

### 5.5.2. Prove di flessione su tre punti (TPB)

Le prove TPB, necessitano la creazioni di mesh relative a tre provini di differente dimensione. Le caratteristiche geometriche sono già state discusse nel paragrafo 4.3.1.

Per questo tipo di prova si prevede un infittimento della mesh nella parte centrale del provino. Infatti si concentrano maggiormente su questa zona perché è il luogo dove avvengono i processi di frattura del materiale. Avere elementi finiti di dimensione minore garantisce uno studio più accurato del materiale nella zona interessata dal danneggiamento. Man mano che ci si allontana dalla parte centrale gli elementi divengono di dimensione maggiore, proprio per il fatto che le parti estreme del provino non giocano un ruolo fondamentale nella frattura del materiale. Gli elementi sono sempre di tipo esaedrico e per passare da una zona con maggior infittimento ad una con elementi più grandi si utilizzano linee inclinate a formare dei trapezi. Si riportano in figura 5.9 le immagini relative alle mesh utilizzate nelle prove TPB per visualizzare con maggior chiarezza gli aspetti appena descritti.



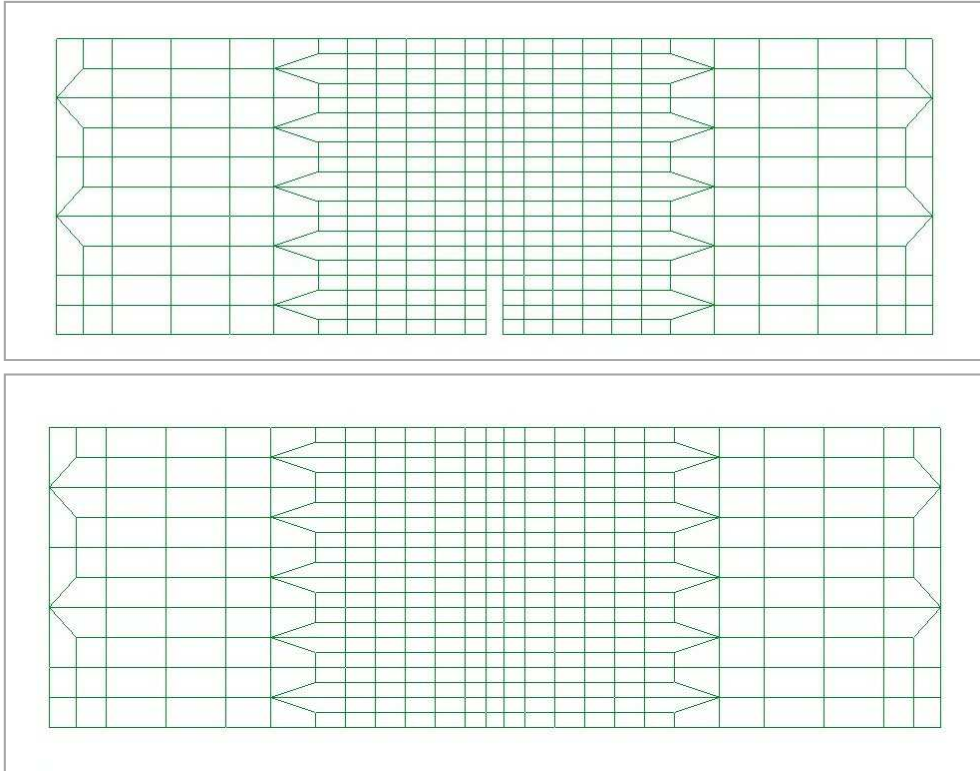


Figura 5.9 Mesh provino piccolo intagliato e non per prove TPB

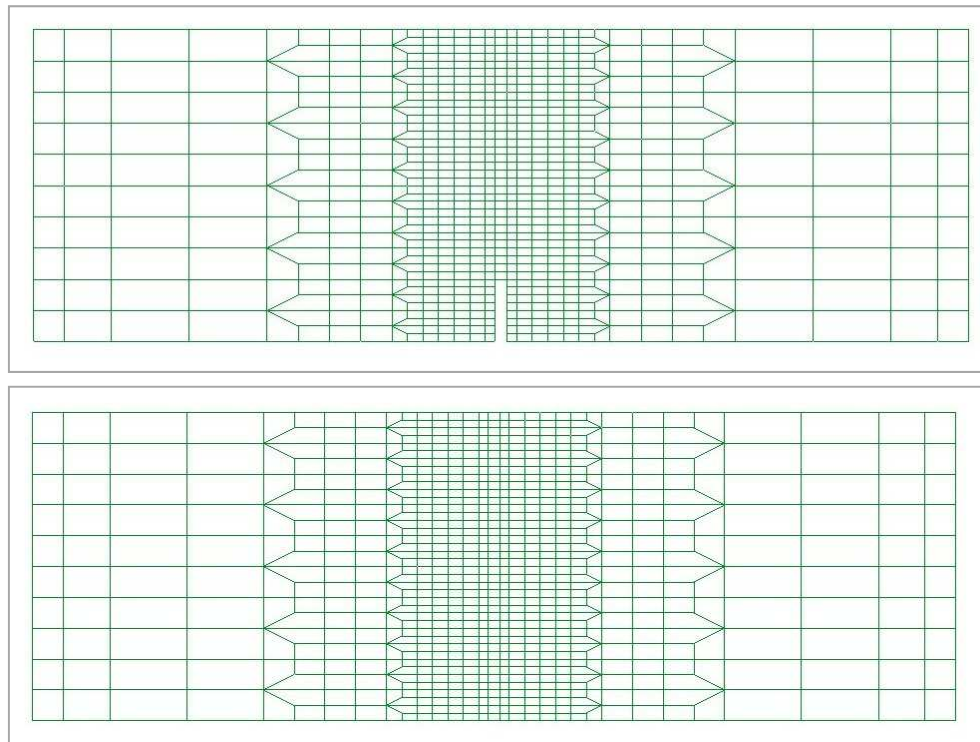
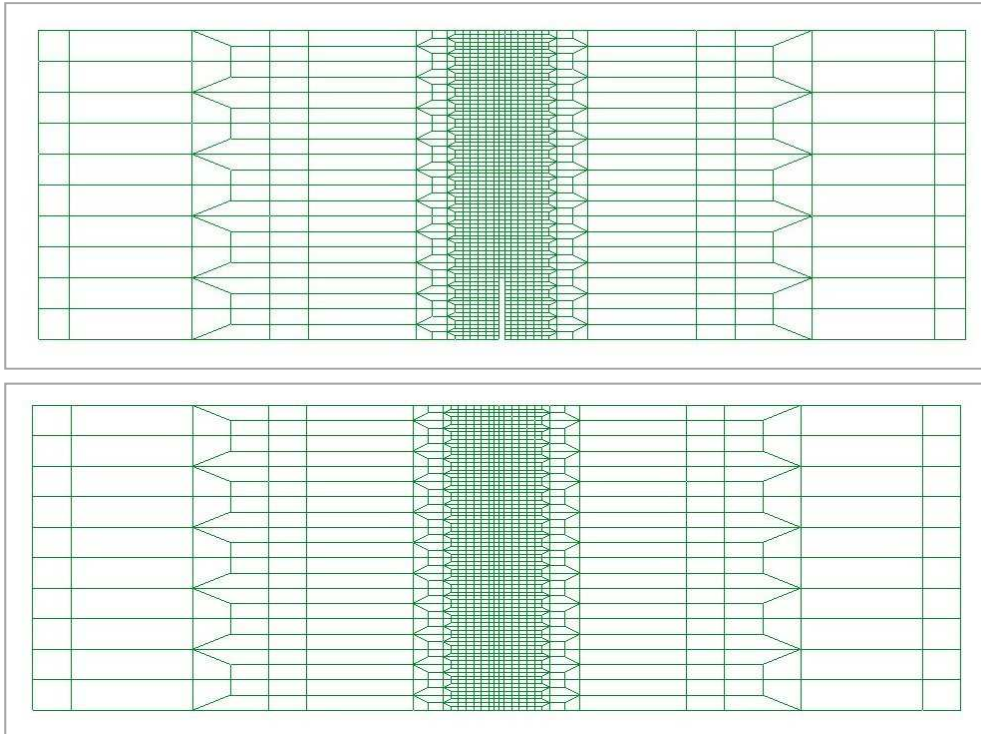


Figura 5.10 Mesh provino medio intagliato e non per prove TPB



**Figura 5.11 Mesh provino grande intagliato e non per prove TPB**

Le immagini figure 5.9, 5.10 e 5.11 mostrano le mesh utilizzate per la simulazione numerica delle prove di flessione su tre punti. Vediamo nel dettaglio quanti sono gli elementi per ogni tipo di mesh:

- TPB-Piccolo-Intagliato:  $n_e = 368, n_n = 808$ ;
- TPB-Piccolo-Non intagliato:  $n_e = 372, n_n = 808$ ;
- TPB-Medio-Intagliato:  $n_e = 772, n_n = 1644$ ;
- TPB-Medio-Non intagliato:  $n_e = 780, n_n = 1644$ ;
- TPB-Grande-Intagliato:  $n_e = 1404, n_n = 2920$ ;
- TPB-Grande-Non intagliato:  $n_e = 1420, n_n = 2920$ .

Si nota che con l'aumentare delle dimensioni dei provini il numero di elementi che compongono la mesh aumentano notevolmente. Di conseguenza l'elaborazione numerica di un provino piccolo richiede molto meno tempo rispetto a quella di un provino medio.

Nella figura 5.12 si mostrano le condizioni che vengono applicate sui provini per effettuare la simulazione delle prove di flessione su tre punti.

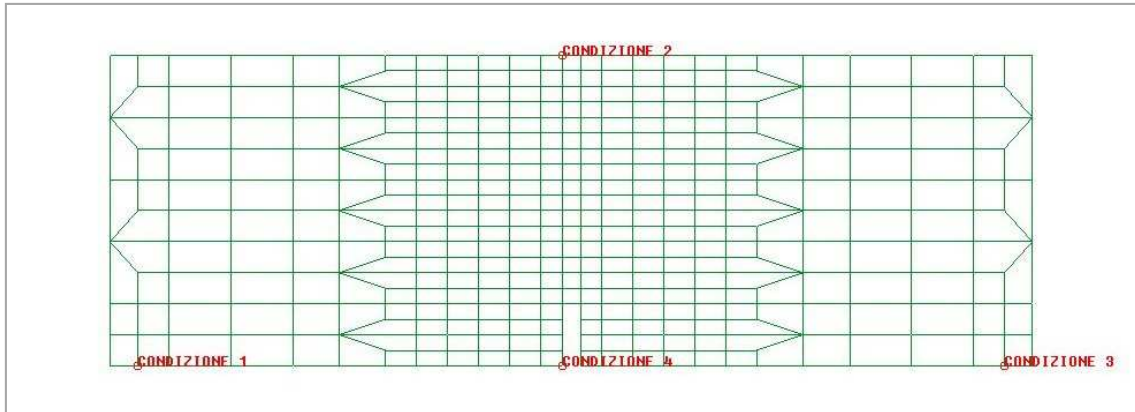


Figura 5.12 Condizione sulla mesh utilizzata per le prove TPB

Le condizioni 1 e 3 rappresentano gli appoggi, la condizione 2 è il punto in cui viene applicato il carico e la condizione 4 rappresenta il punto in cui viene applicata la clip, cioè dove viene misurata l'apertura di fessura.

### 5.5.3. Prove di trazione

Per le prove di trazione è stata costruita un'unica mesh dato che i provini testati sperimentalmente avevano tutti le stesse dimensioni. Anche in questo caso si tratta di una mesh con un infittimento degli elementi nella parte interessata dal processo di frattura. Nella figura 5.13 si riportano le immagini relative alla mesh utilizzata per le prove di trazione.

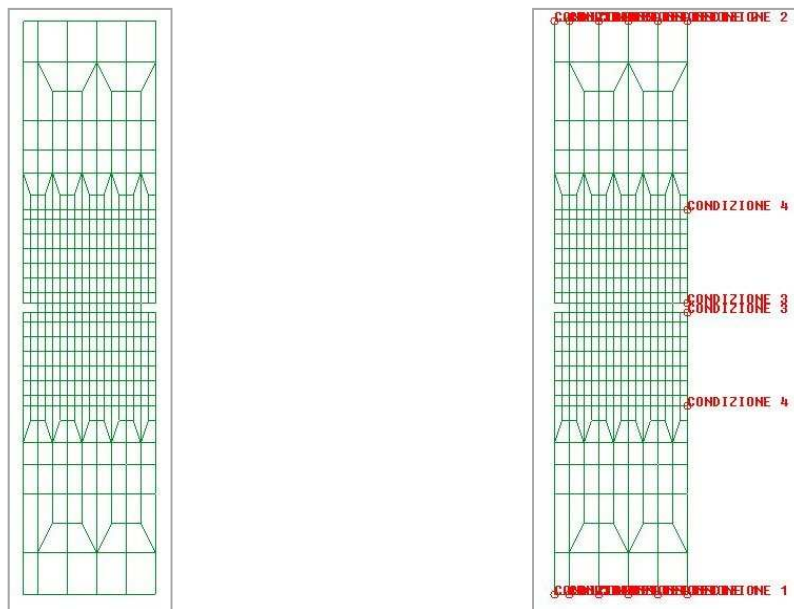


Figura 5.13 Mesh e condizioni applicate per il provino di prove di trazione diretta

Sulla mesh vengono imposte quattro condizioni. Le piastre superiore e inferiore vengono identificate dalle condizioni 1 e 2. All'interno del programma di calcolo si impongono gli spostamenti nulli lungo tutte le direzioni, eccetto quella di carico. Questa

imposizione simula il fatto che le facce del provino vengono fissate con collante alle piastre del macchinario di carico. La condizione 3 viene inserita per calcolare l'apertura di fessura e la 4 per calcolare lo spostamento relativo, infatti i punti della condizione 4 si trovano nella stessa posizione degli LVDT che sono stati utilizzati per misurare lo spostamento nelle prove sperimentali.

## 6. Analisi dei risultati

In questo capitolo si provvederà a mostrare i risultati ottenuti sia dalla campagna sperimentale e sia dalle analisi di elaborazione numerica. Alcuni risultati sperimentali sono già stati visualizzati nel capitolo 4 ed ora vengono ripresi e valutati in dettaglio in comparazione con i risultati ottenuti dalle elaborazioni numeriche.

Lo scopo della campagna sperimentale, come già precedentemente spiegato, è quello di studiare le proprietà residue del calcestruzzo bianco dopo l'esposizione a temperature medie (500°C) e alte (750°C). Quello che ci si aspetta è di notare un degrado delle proprietà meccaniche del materiale con l'aumentare della temperatura. All'interno del materiale danneggiato si generano microfessure e difetti che influenzano le proprietà meccaniche del materiale. Con l'aumentare della temperatura da 20°C a 500°C ed in seguito a 750°C si nota che la presenza di difetti interni è sempre più consistente e di conseguenza le proprietà meccaniche del materiale diminuiscono progressivamente. Questo comportamento è simulato attraverso l'utilizzo del programma numerico precedentemente descritto nel capitolo 5 e si vedrà come è riuscito a simulare il comportamento del materiale.

In questo capitolo, inoltre, verrà studiato l'effetto scala e come varia con l'aumentare della temperatura. Si era già visto che, a temperature più elevate, si assiste ad una diminuzione degli effetti scala all'interno del materiale (Di Luzio et al, 2009). Tutti i dati ricavati dalle elaborazioni numeriche verranno poi utilizzati per ottenere la "universal size effect law", proposta dal prof. Bažant, per studiare gli effetti scala di Tipo I e II (provini intagliati e non intagliati). Anche in questo caso l'utilizzo del programma di calcolo numerico si è dimostrato molto utile per ottenere alcuni risultati che non erano presenti tra quelli delle prove sperimentali. Con l'utilizzo di questi risultati si è potuto appunto lavorare, con maggior precisione, sulla legge universale di effetto scala.

Per comodità pratica si introduce una convenzione per indicare il tipo di trattamento termico. Verranno quindi indicati con C-20, C-500 e C-750 i provini trattati rispettivamente a 20°C (non trattati, di riferimento), 500°C e 750°C.

L'analisi dei risultati viene effettuata seguendo lo stesso ordine con cui le prove sono state effettuate. Per eseguire le analisi numeriche infatti è necessario stabilire inizialmente il valore del modulo elastico,  $E$ , e del parametro  $k_1$ . Il modulo elastico è il parametro che definisce il rapporto fra lo sforzo e la deformazione del materiale, mentre il parametro  $k_1$  definisce un'espansione/riduzione radiale delle superfici limite. Per stabilire  $k_1$  si utilizzano i dati ricavati dalle prove di compressione effettuate su cubi. Il parametro è individuato quando la curva prodotta dalle elaborazioni numeriche giunge allo stesso valore di picco risultante dalle prove sperimentali. Invece il modulo elastico può essere valutato andando a simulare correttamente la pendenza delle curve carico-

freccia delle prove TPB. In seguito si vedrà che, mentre per i provini C-20 e C-500 questa è una procedura che porta a risultati corretti, per i provini danneggiati a 750°C questa procedura necessita di ulteriori dati sperimentali, come ad esempio la misura effettiva del modulo elastico a compressione e a trazione, in maniera separata.

Il passo successivo è quello di determinare i parametri  $k_5$  e  $k_6$ . Questi due parametri, come già visto nel capitolo precedente, determinano, il primo l'inclinazione del ramo di softening delle curve sforzo-deformazione nel caso di trazione uniassiale o di compressione, mentre il secondo determina il rapporto tra la resistenza a trazione e a compressione. Per stabilire questi parametri si utilizzano sia le prove TPB e sia quelle di trazione diretta. Il parametro risulta accettabile quando le curve, relative a tutti i provini, risultano essere simulate in modo corretto.

## 6.1. Resistenza a compressione

### 6.1.1. Risultati prove sperimentali

Iniziamo l'analisi dei risultati sperimentali partendo dalla valutazione della resistenza a compressione. I risultati ottenuti dalle prove di compressione sono stati riportati graficamente in figura 4.15 del paragrafo 4.2.4, dove si è mostrato l'andamento decrescente del valore della resistenza a compressione con l'aumentare della temperatura del trattamento termico. Si riportano nella tabella 6.1 i dati specifici relativi alle dimensioni dei provini, del carico massimo e, di conseguenza, della resistenza a compressione calcolata secondo la relazione 4.1.

Temperatura (°C)	Base (cm)	Profondità (cm)	Altezza (cm)	Area (cmq)	Peso (g)	Carico (kN)	Resistenza (MPa)	Rcm (MPa)
750	20	20,1	20	402	16826	650,0	16,2	16,3
750	20	20,3	20	406	16907	665,0	16,4	
750	10	10,2	10	102	2114	145,0	14,2	14,3
750	10	10,1	10	101	2114	145,0	14,4	
500	20	20,1	20	402	17716	1692,0	42,1	41,9
500	20	20,2	20	404	17206	1683,0	41,7	
500	10	10	10	100	2150	441,0	44,1	44,6
500	10	10,1	10	101	2156	456,0	45,1	
20	20	20	20	400	18485	2728,0	68,2	67,1
20	20	20,1	20	402	18577	2655,0	66,0	
20	10	10	10	100	2302	714,0	71,4	69,8
20	10	10	10	100	2297	682,0	68,2	

Tabella 6.1 Risultati delle prove di compressione

Si nota l'andamento decrescente della resistenza passando dai provini non trattati a quelli trattati. La resistenza a compressione iniziale ha un valore pari a 68,45 MPa (media fra quella ottenuta dai provini di base 10 e quelli di base 20). La resistenza a



compressione del provino C-500 è pari al 60% di quella iniziale e dopo il trattamento a 750°C è pari al 22% rispetto al valore iniziale.

Osservando questi risultati si può notare che a 500°C il provino ha subito un danneggiamento abbastanza rilevante, ma ad ogni modo, conserva più della metà delle sue risorse di resistenza a compressione. Diversamente, a 750°C, il provino risulta essere molto danneggiato, perdendo gran parte della sua resistenza.

Inoltre, si è osservato il fatto che, i provini C-750, hanno mostrato una tendenza allo sgretolamento nei giorni successivi al danneggiamento termico. Questo ci fa capire che con il passare del tempo, questo tipo di calcestruzzo, in seguito ad un trattamento ad alte temperature, perde ulteriormente resistenza arrivando anche ad una diminuzione della sezione resistente a causa dello sgretolamento. Questo fenomeno è stato riscontrato non solo sui provini cubici utilizzati per le compressioni ma anche su quelli prismatici delle prove TPB e di trazione diretta. Una conclusione su questo tipo di fenomeno porta ad osservare che, più piccolo è il provino, in termini di dimensione, e più consistente è lo sgretolamento che subisce nei giorni successivi al trattamento termico.

I risultati ottenuti possono essere riassunti come segue:

$$\begin{array}{l}
 - \text{ C-20: } R_{CM} = 68,45 \text{ N/mm}^2 \\
 - \text{ C-500: } R_{CM} = 43,25 \text{ N/mm}^2 \\
 - \text{ C-750: } R_{CM} = 15,30 \text{ N/mm}^2
 \end{array}
 \quad \Rightarrow \quad
 \begin{array}{l}
 R_{CM} (C - 500) = 0,60 R_{CM} (C - 20) \\
 R_{CM} (C - 750) = 0,22 R_{CM} (C - 20)
 \end{array}$$

A questi risultati si può aggiungere il risultato di una prova di compressione effettuata su di un provino trattato a 250°C.

$$\text{C-250: } R_{CM} = 60,34 \text{ N/mm}^2 \quad \Rightarrow \quad R_{CM} (C - 250) = 0,88 R_{CM} (C - 20)$$

Il materiale mantiene buona parte delle sue proprietà di resistenza a questa temperatura di trattamento. Nel capitolo 3, al paragrafo 3.2.1 sono state analizzate le reazioni che avvengono all'interno del calcestruzzo quando viene riscaldato. Alla temperatura di 250°C si assiste solo all'eliminazione dell'acqua combinata ai solfoalluminati. Questa reazione non provoca una perdita di resistenza consistente rispetto alle situazioni di 500°C e di 750°C. Si vedrà nel proseguo del capitolo che la perdita di acqua del materiale, se da una parte non provoca deterioramento delle proprietà di resistenza del materiale, dall'altro porta ad una diminuzione significativa del valore del modulo elastico.

### 6.1.2. Risultati elaborazioni numeriche

I risultati delle prove di compressione risultano essere importanti per la messa a punto del programma numerico. Si è già visto che i parametri da determinare del programma di calcolo sono quattro:  $E$ ,  $k_1$ ,  $k_5$  e  $k_6$ . Utilizzando i risultati delle prove di compressione uniassiale si può ottenere il valore del  $k_1$  avendo già determinato il valore

## 6. Analisi dei risultati

del modulo elastico. Quindi il primo passo da effettuare per la determinazione dei parametri che caratterizzano il programma di calcolo è quello di impostare  $E$  e  $k_1$ .

Il valore del  $k_1$  viene trovato successivamente a quello del modulo elastico. Si tratta quindi di effettuare una serie di tentativi fino al raggiungimento del valore desiderato. I parametri  $k_5$  e  $k_6$  vengono posti uguali a 1 durante queste elaborazioni numeriche poiché non influenzano il risultato.

Si riportano ora i risultati ottenuti attraverso le elaborazioni numeriche.

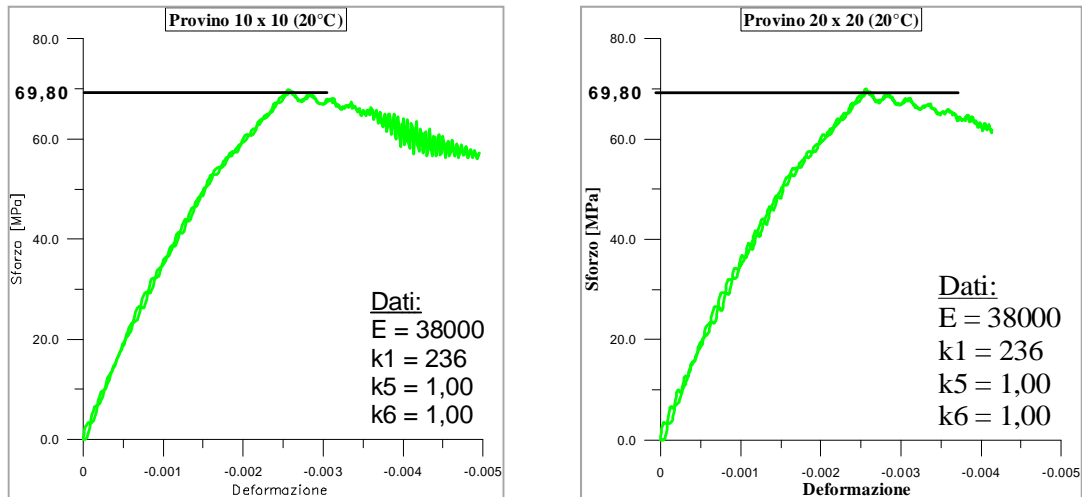


Figura 6.1 Risultati elaborazioni numeriche dei provini C-20

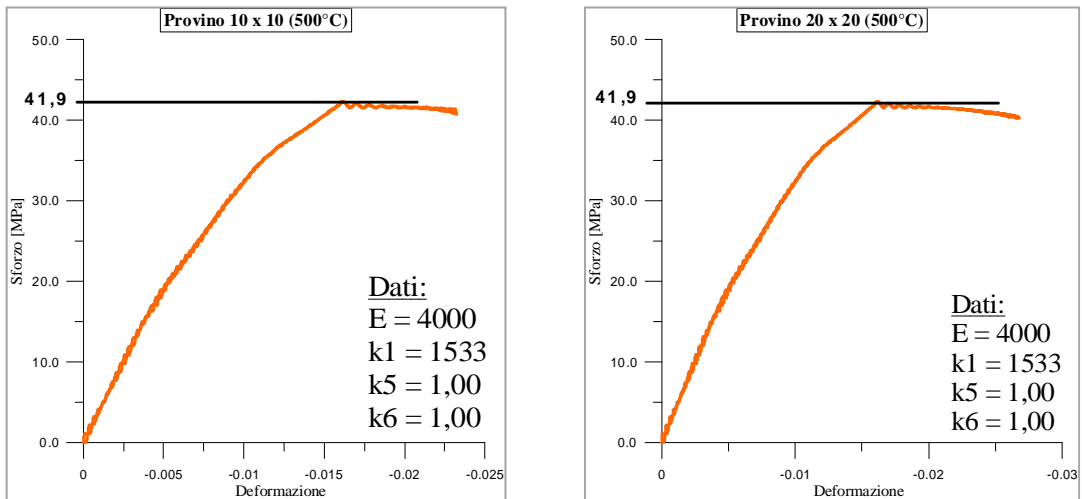


Figura 6.2 Risultati elaborazioni numeriche dei provini C-500



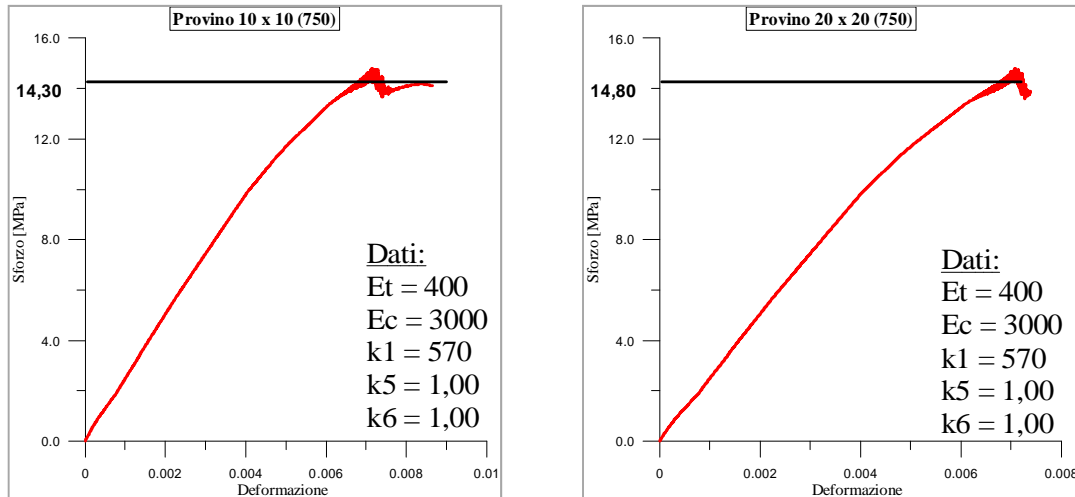


Figura 6.3 Risultati elaborazioni numeriche provini C-750

Si riassumono nel seguito i valori utilizzati nelle elaborazioni numeriche:

- C20:  $E = 38000 \text{ MPa}$ ,  $k_1 = 236$ ,  $k_5 = 1$ ,  $k_6 = 1$ ;
- C500:  $E = 4000 \text{ MPa}$ ,  $k_1 = 1533$ ,  $k_5 = 1$ ,  $k_6 = 1$ ;
- C750:  $E_c = 300 \text{ MPa}$ ,  $E_t = 400 \text{ MPa}$ ,  $k_1 = 570$ ,  $k_5 = 1$ ,  $k_6 = 1$

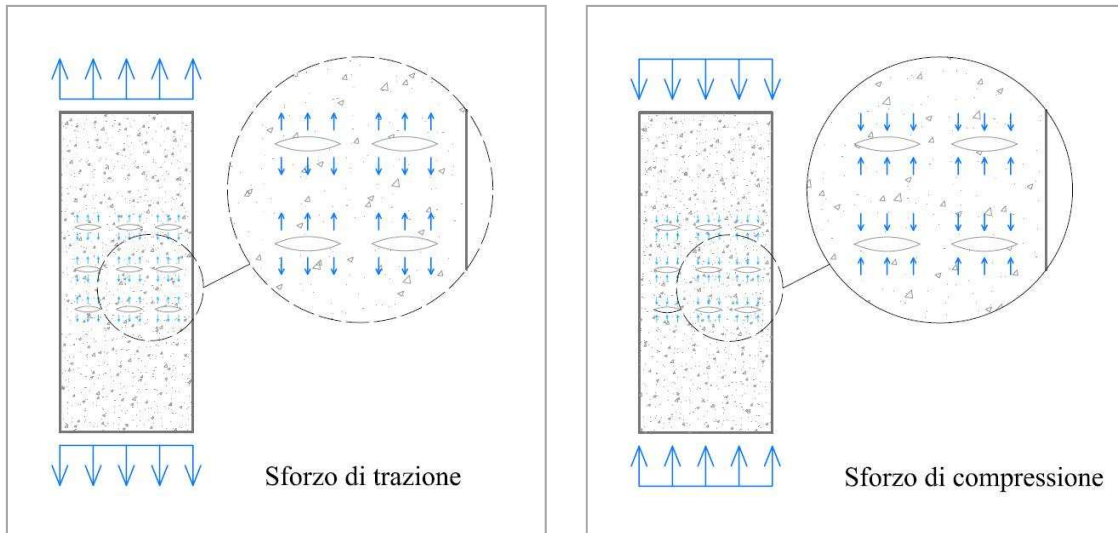
## 6.2. Modulo elastico a compressione e a trazione

Il modulo elastico è quella grandezza caratteristica di un materiale che esprime il rapporto tra tensione e deformazione nel caso di condizioni di carico monoassiale nel tratto elastico lineare della curva. Quindi il modulo elastico può essere calcolato dalla pendenza della curva sforzo-deformazione. Nella campagna sperimentale in esame il modulo elastico è stato determinato in diverse maniere.

Per quanto riguarda i provini C-20 e C-500 il modulo elastico è stato valutato attraverso l'elaborazione numerica simulando la pendenza della curva carico-freccia nelle prove di flessione su tre punti (TPB).

Per quanto riguarda invece i provini C-750 i risultati sperimentali hanno messo in evidenza che il modulo elastico presenta diversi valori nel caso di sforzo di compressione e di trazione. Infatti in una prova TPB il provino presenta una zona in cui è soggetto ad uno sforzo di compressione, la parte al di sopra dell'asse neutro, ed una parte in cui è soggetto ad uno sforzo di trazione, la parte sottostante l'asse neutro. La posizione dell'asse neutro verrà ricavata successivamente, dove si vedrà che varia a seconda della temperatura di trattamento termico.

È importante notare quindi che il comportamento del provino soggetto a flessione è influenzato sia dal comportamento del materiale in trazione sia da quello in compressione. Per i provini che non hanno subito un danneggiamento termico il modulo elastico a trazione e a compressione ha lo stesso valore, o quasi. Per cui il materiale, sia nella parte compressa che in quella tesa, si comporta alla stessa maniera.



**Figura 6.4** Rappresentazione del diverso comportamento a trazione e a compressione del materiale

Quando il materiale subisce un trattamento termico, al suo interno si creano fessure e difetti, che riducono le risorse di resistenza del materiale. In questo stato il materiale presenta un comportamento diverso a compressione e a trazione. Infatti se consideriamo un provino in calcestruzzo, per esempio di forma prismatica, come riportato in figura 6.4, sottoposto ad uno sforzo di compressione e a trazione diretta, si può pensare che, la presenza di difetti e fessure all'interno del materiale porti ad un diverso comportamento nelle due situazioni. Sicuramente il provino sottoposto a sforzo di trazione risentirà maggiormente dell'effetto del danneggiamento termico rispetto ad uno sforzo di compressione. Il materiale risulterà essere più debole in questa situazione ed il risultato di conseguenza è quello di una perdita maggiore delle sue proprietà meccaniche. Al contrario, nella situazione di provino compresso, si può pensare che le microfessure subiscano uno sforzo che porta alla chiusura delle fessure, e quindi, ad una compattazione del materiale. Una volta subito lo sforzo di compressione il provino risulta essere più compatto. Questo non significa che recupera parte delle sue proprietà ma che sicuramente mostra un comportamento nettamente diverso rispetto alla sollecitazione di trazione.

Queste considerazioni non si sono basate solo sull'intuizione ma hanno avuto un riscontro valido dalle sperimentazioni in laboratorio. Infatti sono state effettuate le prove sperimentali di valutazione del modulo elastico secante a compressione. Nel capitolo precedente è stato spiegato il motivo per cui si è giunti a queste considerazioni. Infatti durante l'esecuzione delle analisi numeriche ci si è accorti che le simulazioni delle prove TPB presentavano risultati incompatibili rispetto alle prove di trazione diretta per i provini C-750. Si possono osservare queste differenze in figura 4.49 riportata nel capitolo 4.6, in cui si mostrano i grafici relativi alle prove di flessione dei provini piccoli, medi e grandi e i dati relativi alle prove di trazione diretta. Eseguendo le

simulazioni numeriche si ottengono buoni risultati per le prime, infatti la pendenza della curva viene presa in modo corretto in tutte e tre le taglie e utilizzando gli stessi valori nella prova di trazione si riscontra una marcata differenza. La curva mostra un andamento diverso per il fatto che non si è tenuto conto della differenza fra il comportamento elastico a trazione e a compressione del materiale. Utilizzando un unico valore di modulo elastico la parte tesa del provino viene considerata quindi comportarsi come quella compressa.

La valutazione del modulo elastico a compressione non può essere effettuata prendendo la pendenza della curva carico-freccia di una prova TPB perché, siccome il materiale è influenzato sia dalla componente di compressione che di trazione, non si otterrà un valore del modulo elastico corretto. Se si utilizzasse questo valore si lavorerebbe con un modulo elastico pesato tra quello di compressione e di trazione in funzione dello spessore della loro zona di competenza.

Per quanto riguarda i provini C-500, la differenza tra il modulo elastico a compressione e a trazione non è rilevante, diversamente dal caso dei provini C-750 in cui questa differenza diventa molto significativa. È proprio per questo motivo che si è reso necessario effettuare delle prove per la valutazione del modulo elastico secante a compressione. Invece per quanto riguarda l'individuazione del modulo elastico a trazione si è potuto utilizzare la pendenza della curva sforzo-deformazione ottenuta nelle prove di trazione diretta.

### 6.2.1. Modulo elastico secante a compressione

Nel capitolo 4.6.4 (figura 4.53) è stato riportato il grafico relativo ai risultati ottenuti durante le prove di valutazione del modulo elastico secante a compressione. In questa prova i provini, caricati con un terzo del loro carico di picco, rimangono sempre nella fase elastica. Sono stati testati due provini per ogni temperatura di riferimento. Per avere una valutazione più completa sono state aggiunte anche delle prove dove i provini avevano subito un trattamento termico a 250°C.

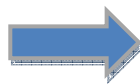
Si riportano di seguito i valori medi del modulo elastico ottenuti nelle prove sperimentali:

Provini C-20:  $E_c = 28250 \text{ MPa}$

Provini C-250:  $E_c = 18053 \text{ MPa}$

Provini C-500:  $E_c = 4640 \text{ MPa}$

Provini C-750:  $E_c = 2715 \text{ MPa}$



$E_c \text{ C-250} = 0,63 E_c \text{ C-20}$

$E_c \text{ C-500} = 0,16 E_c \text{ C-20}$

$E_c \text{ C-750} = 0,10 E_c \text{ C-20}$

## 6. Analisi dei risultati

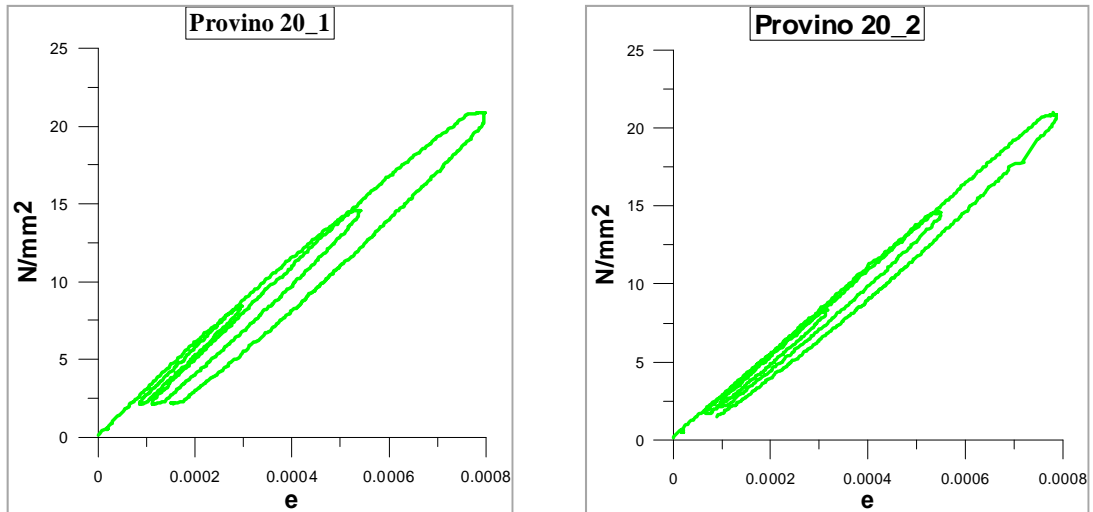


Figura 6.5 Risultati prove di modulo a compressione dei provini C-20

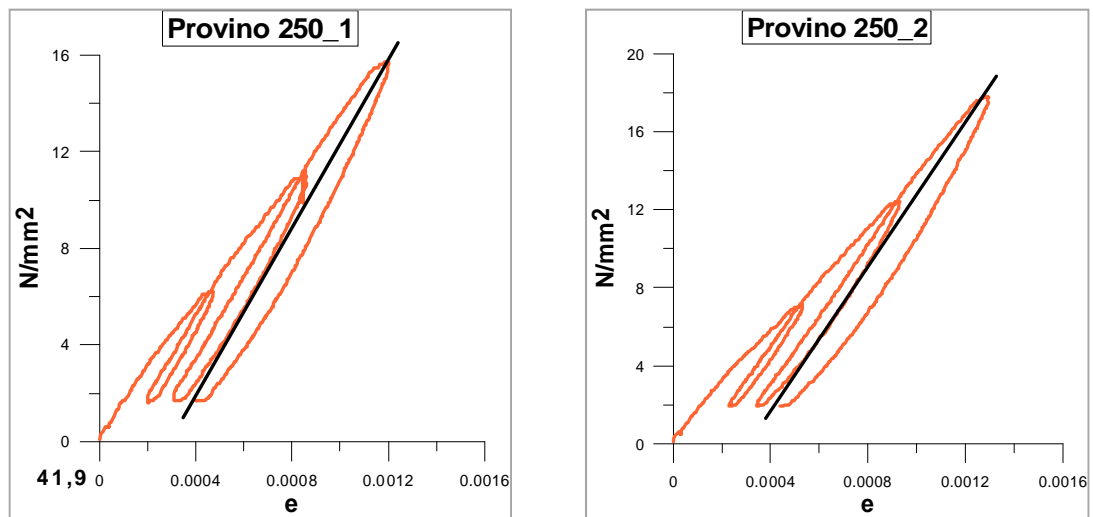


Figura 6.6 Risultati prove di modulo a compressione dei provini C-250

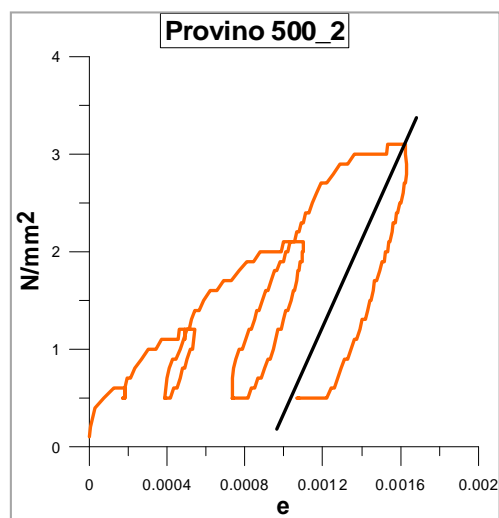


Figura 6.7 Risultati prove di modulo a compressione dei provini C-500

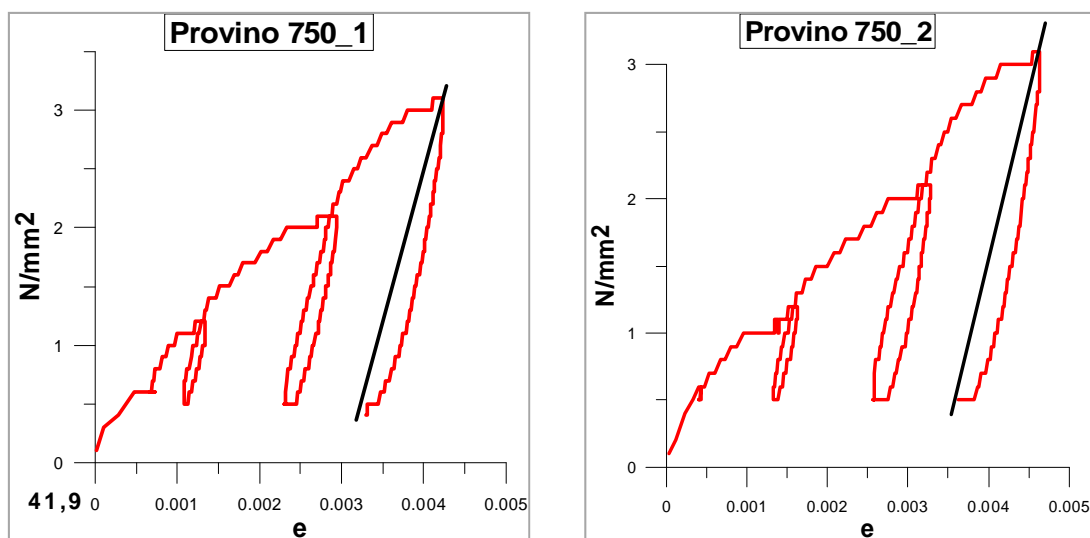


Figura 6.8 Risultati prove di modulo a compressione dei provini C-750

Si può osservare che, rispetto al calcestruzzo non trattato termicamente, il modulo elastico a compressione, calcolato attraverso queste prove, è del 63% per i provini trattati a 250°C, del 16% per i provini trattati a 500°C e del 9,6% per il danneggiamento a 750°C, rispetto al valore di riferimento dei provini C-20. A differenza della compressione si nota un effetto molto più marcato del danneggiamento già alla temperatura di 500°C. Il valore del modulo elastico di tutti i tipi subisce una diminuzione più evidente rispetto a quella dei valori della resistenza massima a compressione.

Osservando i grafici di figura 6.5 – 6.8, che rappresentano i dati direttamente ottenuti dalle prove di modulo, si può osservare il diverso comportamento del materiale nelle varie prove. Si notano infatti i tre tratti relativi al carico e allo scarico del provino sottoposto a compressione. Questi tratti sono paralleli tra di loro mostrando che si è lavorato effettivamente in fase elastica, avendo applicato un carico pari ad uno terzo del massimo possibile. Il valore del modulo elastico secante viene calcolato dall'inclinazione della secante che congiunge il picco dell'ultimo tratto e il punto finale dell'ultimo braccio di scarico così come raccomandato dalla norma UNI-EN 6556.

Man mano che il trattamento termico diventa più gravoso si osserva un andamento delle curve che si discosta da quello del calcestruzzo di riferimento. Nei provini trattati a 250°C questo fenomeno è meno visibile, mentre in quelli C-500 e C-750 è evidente. Si vede infatti che, sin dall'inizio della curva di carico, l'andamento non è lineare. Inoltre quando la curva completa la fase di scarico, per intraprendere quella di carico, rimangono delle deformazioni residue. Questo fenomeno è dovuto al fatto che il materiale non riesce a recuperare elasticamente le deformazioni subite durante l'applicazione del carico. Questi sono segnali evidenti del fatto che il materiale presenta un danneggiamento interno.

In questi ultimi due casi si deve fare attenzione a considerare come modulo elastico a compressione quello calcolato dalla secante e non dalla tangente. Infatti i due tratti hanno pendenze differenti, proprio dovute al fatto che il materiale esce subito dalla fase elastica.

### 6.2.2. Modulo elastico a trazione

Valutiamo il modulo elastico in trazione considerando la pendenza delle curve sperimentali di sforzo-deformazione delle prove di trazione diretta. Ci si aspetta un comportamento inizialmente simile a quello in compressione, per poi differenziarsi in maniera sempre più evidente con l'aumento della temperatura del trattamento. Quello che risulta evidente dai risultati sperimentali è che il modulo elastico mostra una diminuzione maggiore rispetto a quella ottenuta nella prova di modulo con sforzo di compressione, man mano che aumenta la temperatura del danneggiamento termico.

Si riportano in figura 6.9 le curve relative alle prove di trazione diretta attraverso cui si può calcolare la pendenza della curva per ottenere il valore del modulo elastico a trazione.

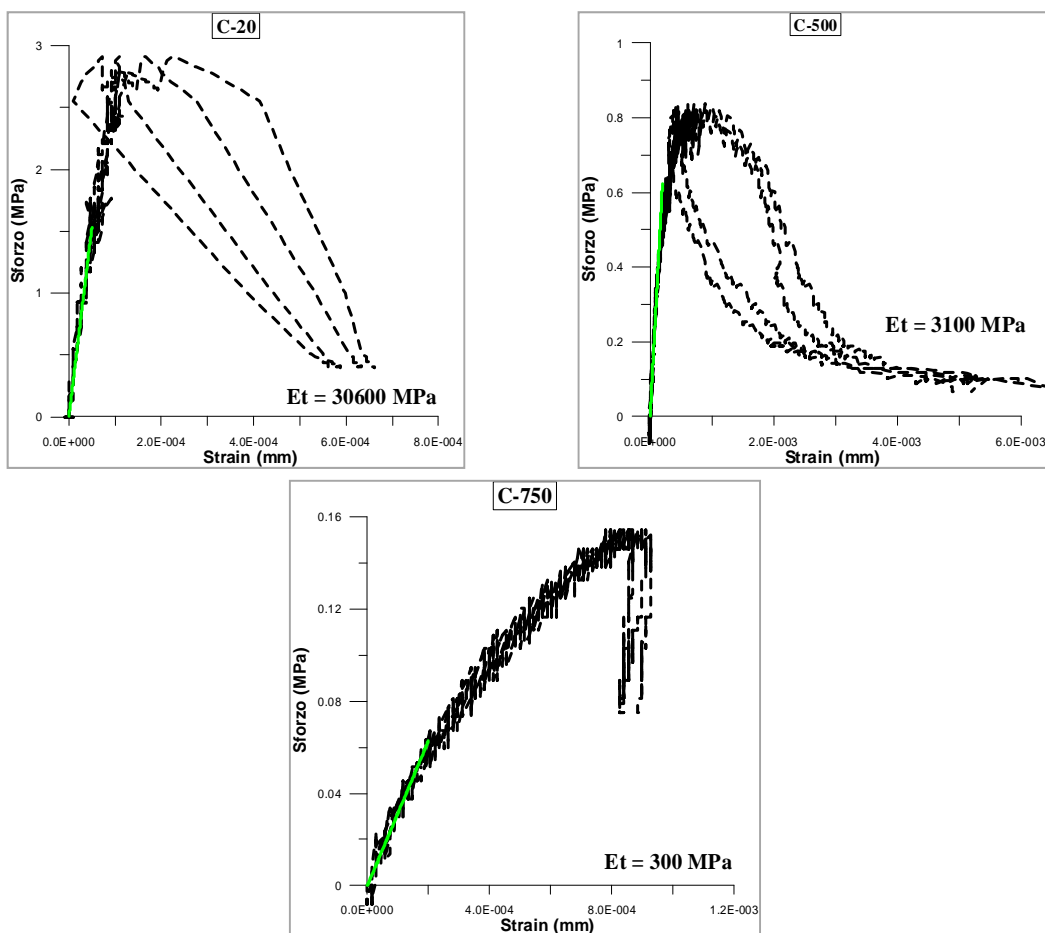
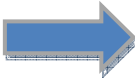


Figura 6.9 Calcolo del modulo elastico a trazione dei provini C-20, C-500 e C-750, ottenuto dalle curve sforzo-deformazione delle prove di trazione diretta

Il modulo elastico a trazione passa dal valore di 30600 MPa al valore di 3100 MPa per i provini C-500 e a 300 MPa per quelli C-750.

Provini C-20: $E_t = 30600 \text{ MPa}$		
Provini C-500: $E_t = 3100 \text{ MPa}$		$E_t \text{ C-500} = 0,10 E_t \text{ C-20}$
Provini C-750: $E_t = 300 \text{ MPa}$		$E_t \text{ C-750} = 0,01 E_t \text{ C-20}$

Il danneggiamento subito dal materiale in trazione è abbastanza rilevante. Si possono iniziare a notare alcune differenze tra questo modulo elastico e quello secante a compressione. Mentre nella situazione non danneggiata i valori sono molto simili, nelle situazioni con danneggiamento termico si ha una differenziazione tra i due valori. Questo fatto si può osservare chiaramente nel grafico semilogaritmico riportato nel capitolo 4.6.4 (Figura 4.53). Nei calcestruzzi danneggiati termicamente si ha quindi un diverso comportamento a trazione e a compressione.

I valori del modulo elastico a trazione rispetto a quello a compressione per i diversi calcestruzzi è:

- Provini C-20:  $E_c \cong E_t$ ;
- Provini C-500:  $E_t \cong 0,6 E_c$ ;
- Provini C-750:  $E_t \cong 0,1 E_c$ .

### 6.3. Prove di flessione

Considerando i risultati sperimentali delle prove di flessione su tre punti inizia la fase di calcolo numerico utile per la determinazione degli ultimi due parametri incogniti del programma di calcolo, il  $k_5$  e il  $k_6$ .

Una volta che viene simulata in modo corretto l'intero andamento della prova TPB, utilizzando gli stessi valori, si deve effettuare la simulazione della prova di trazione diretta. Quando i parametri simulano correttamente sia il comportamento a flessione che quello a trazione, allora i valori sono da ritenersi accettabili. Da notare che, con i parametri corretti, il modello numerico è in grado di simulare le prove di flessione con provini intagliati, con provini non intagliati, le prove di compressione e quelle di trazione diretta.

Variando i valori del  $k_5$  e del  $k_6$  si può cambiare la risposta delle elaborazioni numeriche controllando in modo efficace il raggiungimento del picco e l'andamento nella fase post-picco.

In questa parte ci si occupa di analizzare i risultati sperimentali ottenuti dalle prove di flessione su tre punti. Nel prossimo paragrafo l'attenzione verrà posta sulle prove di trazione. Le prove di flessione su tre punti hanno rappresentato una vasta parte dell'indagine sperimentale. Bisogna tenere in considerazione che per ogni temperatura

di riferimento sono stati testati provini di differente dimensione, piccoli, medi e grandi e per ogni dimensione si hanno poi provini intagliati e non.

Nel capitolo relativo alle prove sperimentali, 4.3.4, sono stati riportati, nelle figure 4.32 – 4.33, i grafici di provini di una certa dimensione al variare del trattamento termico subito. Per tutti i provini, piccoli, medi e grandi, intagliati e non, si nota una diminuzione di resistenza con l'aumentare del trattamento termico subito.

Invece nelle figure 4.34 – 4.35, del paragrafo 4.3.4, si sono riportati i risultati per una stessa temperatura di trattamento al variare delle dimensioni dei provini.


Un ultimo confronto viene fatto sull'effetto dell'intaglio al paragrafo 6.3.3. Infatti analizzando due provini di medesime dimensioni, di medesimo trattamento termico, ma con e senza intaglio si osserva un diverso comportamento. Si ricorda che l'intaglio viene effettuato per aiutare la formazione della fessurazione iniziale e per localizzarla in una certa zona del provino.

### 6.3.1. Effetto della temperatura


Si analizzano i risultati relativi all'effetto della temperatura sul carico di picco raggiunto durante le prove TPB. I risultati vengono divisi in base alla dimensione del provino considerato ed in base alla presenza o meno dell'intaglio.

In questo capitolo verrà aggiunta un'ulteriore convenzione. Siccome bisogna effettuare una distinzione fra i provini intagliati e quelli non intagliati si utilizzeranno le sigle "N" per i primi e "UN" per i secondi. I risultati che vengono presi in considerazione rappresentano la media fra tutti quelli ottenuti dalle prove sperimentali andando ad escludere quei valori che si discostano.


Consideriamo i provini piccoli:

- |  |   |  |
|--|---|--|
| - C-20-N: $P_{MAX} = 1,51 \text{ kN}$  |  | - $P_{MAX} (C500) = 0,5 P_{MAX} (C20)$ |
| - C-500-N: $P_{MAX} = 0,75 \text{ kN}$ |   | - $P_{MAX} (C750) = 0,1 P_{MAX} (C20)$ |
| - C-750-N: $P_{MAX} = 0,15 \text{ kN}$ |   |  |

Provini piccoli non intagliati:

- |   |   |   |
|---|---|---|
| - C-20-UN: $P_{MAX} = 2,39 \text{ kN}$  |  | - $P_{MAX} (C500) = 0,55 P_{MAX} (C20)$ |
| - C-500-UN: $P_{MAX} = 1,32 \text{ kN}$ |   | - $P_{MAX} (C750) = 0,10 P_{MAX} (C20)$ |
| - C-750-UN: $P_{MAX} = 0,24 \text{ kN}$ |   |   |

Provini medi intagliati:

- |  |   |   |
|--|---|---|
| - C-20-N: $P_{MAX} = 2,83 \text{ kN}$  |  | - $P_{MAX} (C500) = 0,47 P_{MAX} (C20)$ |
| - C-500-N: $P_{MAX} = 1,33 \text{ kN}$ |   | - $P_{MAX} (C750) = 0,10 P_{MAX} (C20)$ |
| - C-750-N: $P_{MAX} = 0,27 \text{ kN}$ |   |   |



Provini medi non intagliati:

- C-20-UN:  $P_{MAX} = 5,15 \text{ kN}$
  - C-500-UN:  $P_{MAX} = 2,74 \text{ kN}$
  - C-750-UN:  $P_{MAX} = 0,56 \text{ kN}$
- ➔
- $P_{MAX} (C500) = 0,53 P_{MAX} (C20)$
  - $P_{MAX} (C750) = 0,11 P_{MAX} (C20)$

Provini grandi intagliati:

- C-20-N:  $P_{MAX} = 5,22 \text{ kN}$
  - C-500-N:  $P_{MAX} = 2,57 \text{ kN}$
  - C-750-N:  $P_{MAX} = 0,66 \text{ kN}$
- ➔
- $P_{MAX} (C500) = 0,49 P_{MAX} (C20)$
  - $P_{MAX} (C750) = 0,13 P_{MAX} (C20)$

Provini grandi non intagliati:

- C-20-UN:  $P_{MAX} = 10,50 \text{ kN}$
  - C-500-UN:  $P_{MAX} = 5,75 \text{ kN}$
  - C-750-UN:  $P_{MAX} = 1,28 \text{ kN}$
- ➔
- $P_{MAX} (C500) = 0,55 P_{MAX} (C20)$
  - $P_{MAX} (C750) = 0,13 P_{MAX} (C20)$

Osservando questi risultati si può notare una relazione che lega i valori tra di loro. Infatti, passando dalla temperatura ambiente a 500°C e successivamente a 750°C si assiste ad un decadimento del carico di picco raggiunto costante per tutti i provini considerati. Infatti il picco a 500°C è pari a valori che vanno dal 47-55% rispetto a quello di riferimento, temperatura ambiente. Per i provini che hanno subito il danneggiamento più pesante questa percentuale scende a valori in percentuale del 10-13%.

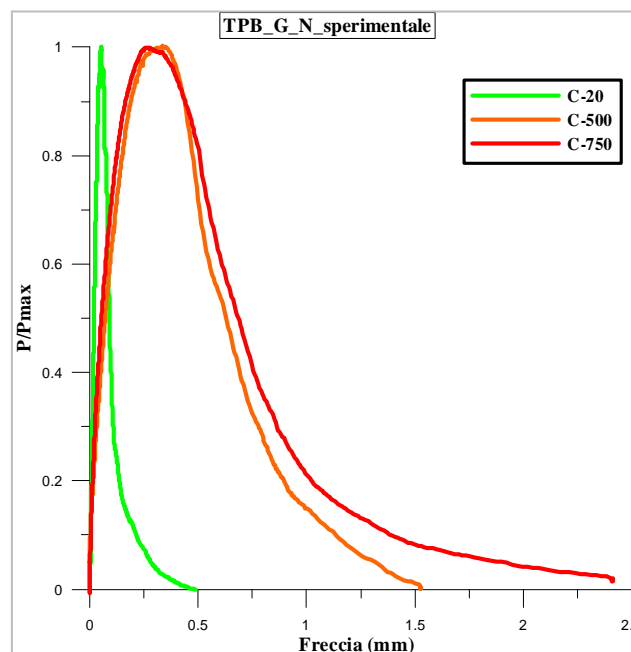


Figura 6.10 Grafico P/Pmax-freccia ottenuto utilizzando i risultati sperimentali di provini grandi intagliati

Considerando le figure 4.32 e 4.33 del paragrafo 4.3.4. si possono fare alcune considerazioni sul comportamento del materiale. Le figure mostrano un andamento diverso delle curve carico-freccia al variare della temperatura. Per il calcestruzzo C-20 la curva, una volta raggiunto il carico di picco, discende in modo rapido. Al contrario, per i provini C-500 ed in maniera più evidente per quelli C-750, la pendenza è meno marcata. Il materiale ha un comportamento più duttile alle sollecitazioni esterne. Questo fenomeno può essere spiegato dal fatto che il danneggiamento termico produce una modificazione della microstruttura della matrice cementizia, e di conseguenza, si verifica un cambiamento significativo della sua legge costitutiva. Il comportamento dei provini C-500 e C-750 risulta essere molto simile fino al picco. Nella parte discendente però la curva rossa, C-750, si stacca da quella arancione, C-500. All'aumentare della temperatura del trattamento termico il materiale risponde in maniera sempre più duttile nella fase post-picco, mostrando valori di deformazione sempre maggiori.

Un'altra differenza, indotta dal danneggiamento provocato dal trattamento termico, è il comportamento pre-picco. Mentre la curva carico-freccia dei provini C-20 ha un andamento lineare, fino al raggiungimento del picco, quelle dei calcestruzzi danneggiati tendono a discostarsi dall'andamento lineare. Sull'asse delle ordinate viene riportato il rapporto fra il carico ed il carico massimo in modo da poter confrontare le curve relative a provini che hanno subito un diverso trattamento termico. La curva dei provini C-500 e C-750 raggiunge il picco spostandosi verso destra rispetto a quella dei provini C-20, mostrando valori maggiori di freccia.

### 6.3.2. Effetto della dimensione

Avendo a disposizione provini di diverse dimensioni è possibile valutare l'andamento del carico di picco in funzione di esse. Si analizzano di conseguenza gli effetti scala ed il loro andamento in base alla temperatura di trattamento. Questa trattazione verrà ripresa successivamente quando si farà riferimento allo sforzo nominale massimo.

È necessario precisare alcuni aspetti per capire meglio alcuni passi che sono stati effettuati. I provini che sono stati utilizzati per le prove TPB non sono stati tagliati cercando di rispettare le dimensioni prescritte. Le dimensioni prescrittive prevedono che i provini abbiano sempre lo stesso spessore di 50 mm, mentre l'altezza e la luce varino a seconda del tipo di provino. Si prende come provino di riferimento quello piccolo, di misure  $h = 50 \text{ mm}$  e  $L = 140 \text{ mm}$ . Il provino medio ha le dimensioni del doppio rispetto a quello di riferimento, e quello grande del doppio rispetto a quello medio. Si considerano queste prescrizioni per riuscire a ragionare in modo efficace sulla valutazione degli effetti scala. I provini che sono stati testati non rispettavano a pieno queste indicazioni avendo delle variazioni, rispetto a quelle di riferimento, che partono da 1 mm fino, in alcuni casi, a diversi millimetri. Questo ci fa capire che valutare gli effetti scala utilizzando valori ottenuti attraverso la sperimentazione di provini non

conformi dimensionalmente può portare a risultati deficitari. Uno strumento molto potente per ottenere risultati più convincenti per la valutazione degli effetti scala si è rilevato essere il programma di calcolo. Infatti, una volta che il comportamento del materiale è stato simulato correttamente, in base ai dati sperimentali, lo si è potuto utilizzare per effettuare nuove prove TPB dove la dimensione dei provini è stata costruita seguendo le prescrizioni dimensionali.

Detto ciò si rimanda ai prossimi capitoli la valutazione degli effetti scala analizzati utilizzando i valori ricavati attraverso il modello numerico.

### 6.3.3. Effetto dell'intaglio

A differenza degli effetti dimensionali, quelli dovuti alla presenza dell'intaglio possono essere valutati in questo capitolo.

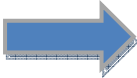


Sono già state prese in considerazione le motivazioni per cui si effettua l'intaglio sui provini delle prove TPB (vedi capitolo 4).

Questo tipo di analisi non era stata considerata precedentemente. Ora quindi si analizza la differenza di carico di picco relativo a provini della stessa dimensione aventi intaglio oppure no. La profondità dell'intaglio viene fatta in rapporto alle dimensioni del provino. Il parametro di riferimento è l'altezza del provino. Infatti l'intaglio è uguale a un quinto dell'altezza del provino. I provini hanno altezze diverse a seconda del tipo che prendiamo in considerazione. Si può quindi facilmente dedurre che:

- Provino piccolo:  $h = 50 \text{ mm}$ ,  $h_i = 10 \text{ mm}$ ;
- Provino medio:  $h = 100 \text{ mm}$ ,  $h_i = 20 \text{ mm}$ ;
- Provino grande:  $h = 200 \text{ mm}$ ,  $h_i = 40 \text{ mm}$ .

Dove con  $h_i$  si è indicato la profondità dell'intaglio. Vediamo ora i risultati che si ottengono, differenziandoli per tipologia di provino e di trattamento termico.

Provino piccolo:

- C-20-N:  $P_{MAX} = 1,51 \text{ kN}$
- C-20-UN:  $P_{MAX} = 2,39 \text{ kN}$
- 
- C-20-N= 0,63 C20-UN
  
- C-500-N:  $P_{MAX} = 0,75 \text{ kN}$
- C-500-UN:  $P_{MAX} = 1,32 \text{ kN}$
- 
- C-500-N= 0,56 C500-UN
  
- C-750-N:  $P_{MAX} = 0,15 \text{ kN}$
- C-750-UN:  $P_{MAX} = 0,24 \text{ kN}$
- 
- C-750-N= 0,62 C750-UN

Provino medio:

- C-20-N:  $P_{MAX} = 2,83 \text{ kN}$
- C-20-UN:  $P_{MAX} = 5,15 \text{ kN}$
- C-20-N= 0,55 C20-UN
  
- C-500-N:  $P_{MAX} = 1,33 \text{ kN}$
- C-500-UN:  $P_{MAX} = 2,74 \text{ kN}$
- C-500-N= 0,48 C500-UN
  
- C-750-N:  $P_{MAX} = 0,27 \text{ kN}$
- C-750-UN:  $P_{MAX} = 0,56 \text{ kN}$
- C-750-N= 0,48 C750-UN

Provino grande:

- C-20-N:  $P_{MAX} = 5,22 \text{ kN}$
- C-20-UN:  $P_{MAX} = 10,50 \text{ kN}$
- C-20-N= 0,49 C20-UN
  
- C-500-N:  $P_{MAX} = 2,57 \text{ kN}$
- C-500-UN:  $P_{MAX} = 5,75 \text{ kN}$
- C-500-N= 0,45 C500-UN
  
- C-750-N:  $P_{MAX} = 0,66 \text{ kN}$
- C-750-UN:  $P_{MAX} = 1,28 \text{ kN}$
- C-750-N= 0,51 C750-UN

Analizzando i dati sperimentali si può osservare che i provini non intagliati raggiungono un carico di picco circa doppio rispetto a quello raggiunto dai provini intagliati.

### 6.4. Prove di trazione diretta

Simulare il carico di picco delle prove di trazione è l'ultimo passo utile da effettuare per completare la compilazione dei parametri numerici del modello dei micropiani. I valori che sono stati messi a punto per le prove TPB devono essere utilizzati anche per le prove di trazione per ottenere delle curve che simulano in modo corretto il comportamento del materiale in entrambe le situazioni. Le curve relative alle elaborazioni numeriche, come per il caso della flessione, verranno riportate in seguito. Per ora ci si occuperà di ragionare sui risultati sperimentali ottenuti.

Nel capitolo 4.4.4, (Figure 4.39 – 4.41), sono stati mostrati dei grafici relativi ai risultati sperimentali ottenuti. Si è potuto già constatare la diminuzione del carico di picco con l'aumentare del trattamento termico e l'andamento delle curve messe a confronto.

Vediamo ora i risultati numerici:

- C-20:  $P_{MAX} = 5,83 \text{ kN}$
- C-500:  $P_{MAX} = 1,70 \text{ kN}$
- C-750:  $P_{MAX} = 0,31 \text{ kN}$
- 
- $P_{MAX} (C500) = 0,30 P_{MAX} (C20)$
- $P_{MAX} (C750) = 0,053 P_{MAX} (C20)$

I risultati ottenuti sono molto interessanti. Infatti andando a confrontare le riduzioni in percentuale dei carichi di picco delle prove di compressione, di flessione e di trazione si ha un riscontro su quanto precedentemente detto sul modulo elastico. Il fatto che nella situazione di trazione ci sia un maggiore decadimento delle proprietà meccaniche del materiale, rispetto alla compressione, ci fa capire il differente comportamento del materiale a compressione e a trazione.

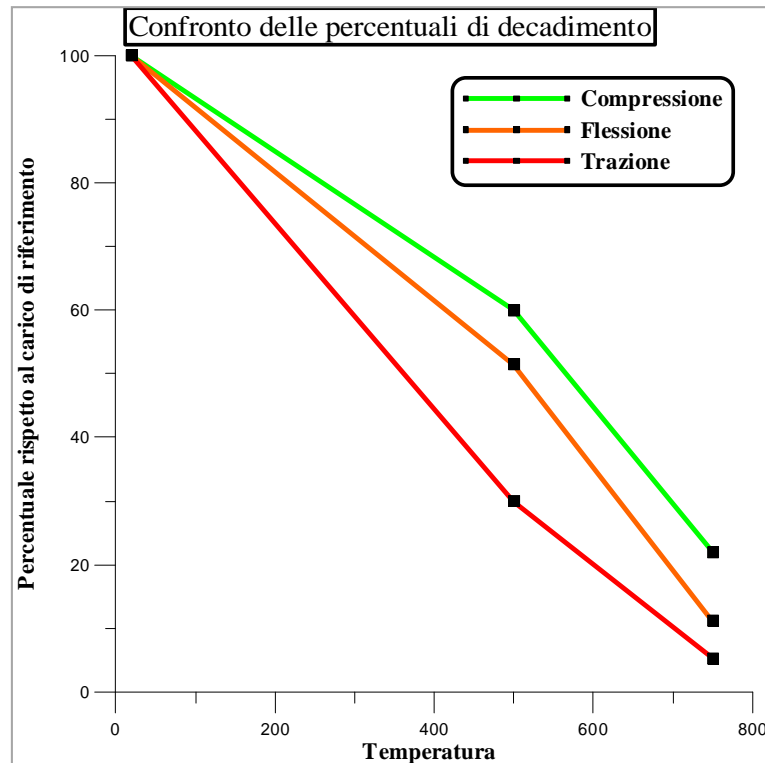


Figura 6.11 Andamento della diminuzione percentuale dei valori massimi a compressione, flessione e trazione al variare della temperatura

Dalla figura 6.11 si nota che in prove di compressione il materiale subisce una perdita di resistenza minore rispetto alle altre due, confrontando i valori del picco a 500°C e a 750°C rispetto a quelli di riferimento. Quando lo sforzo è di trazione si ha una perdita di resistenza, in percentuale, maggiore. Questi dati confermano quelli relativi al calcolo dei moduli elastici. Un'ulteriore conferma viene inoltre portata dalle percentuali risultanti dai picchi delle prove di flessione. Il comportamento del materiale, quando sottoposto ad una prova di flessione, è caratterizzato da una componente di trazione ed una di compressione. Di conseguenza risulta chiaro del perché le percentuali relative ai picchi di queste prove si trovano a metà tra quelle delle compressioni e delle trazioni.

### 6.5. Valutazione della posizione dell'asse neutro

In una trave inflessa si ha che le sezioni sollecitate dal momento flettente presentano una distribuzione di tensioni normali  $\sigma$  sia di trazione e sia di compressione. Il comportamento effettivo della sezione vede diversi stadi di comportamento a seconda del livello di sollecitazione. Quando i livelli di sollecitazione sono bassi il comportamento è ancora elastico, per l'ipotesi di planarità della sezione, e la distribuzione degli sforzi è lineare a "farfalla". Con l'aumentare delle sollecitazioni si innesca prima la fessurazione e poi, quando si arriva a valori prossimi alla resistenza del materiale il comportamento diventa non-lineare.

Per valutare la posizione dell'asse neutro si deve valutare la risultante delle forze di trazione e di compressione agenti sulla sezione.

È importante osservare che a seconda del trattamento termico, che il provino ha subito, la posizione dell'asse neutro è differente. Più precisamente l'asse neutro tende ad essere in una posizione più alta, rispetto a quella baricentrica, per i provini trattati a 500°C e a 750°C rispetto alla situazione non danneggiata. La spiegazione di ciò è da ricercarsi ancora una volta nella differenza di modulo elastico, a compressione e a trazione, che si presenta nei provini danneggiati termicamente. Nel seguente paragrafo si presenta uno studio numerico, utilizzando i risultati ricavati dalle prove di laboratorio, di questo aspetto. Inoltre la tecnologia interferometrica che è stata utilizzata durante l'esecuzione delle prove TPB permette, attraverso l'osservazione delle frange, di visualizzare la posizione dell'asse neutro e valutarne la posizione.

#### 6.5.1. Aspetti teorici in fase elastica

Si considera la situazione di una trave di sezione rettangolare soggetta ad una prova di flessione su tre punti. Si considera il caso in cui la trave non abbia subito alcun trattamento termico e che sia in fase elastica, figura 6.12.

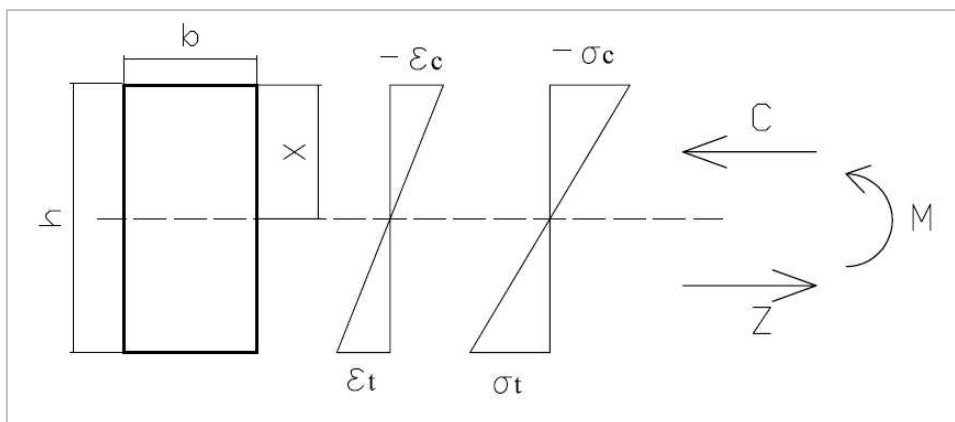


Figura 6.12 Analisi di una sezione rettangolare soggetta ad un momento flettente

La figura 6.12 mostra il diagramma lineare delle deformazioni,  $\varepsilon$ , e quello delle tensioni,  $\sigma$ , ottenuto grazie all'ipotesi di comportamento elastico, dove si indica con  $\sigma_c = E_c \varepsilon_c$  la tensione di compressione al lembo superiore e con  $\sigma_t = E_t \varepsilon_t$  la tensione di trazione al lembo inferiore. Il segmento tratteggiato indica la posizione dell'asse neutro.

Indicando con  $C$  la risultante delle compressioni e con  $Z$  quella delle trazioni si può porre l'equilibrio alla traslazione della sezione come:

$$Z - C = 0 \quad (6.1)$$

Per la sezione rettangolare le due risultanti valgono:

$$C = -\frac{1}{2} \sigma_c b x \quad (6.2)$$

$$Z = \frac{1}{2} \sigma_t b (h - x) \quad (6.3)$$

Per cui sostituendo questi valori all'interno dell'equazione (6.1):

$$-\frac{1}{2} \sigma_c b x + \frac{1}{2} \sigma_t b (h - x) = 0 \quad (6.4)$$

Ponendo l'ipotesi di planarità si ottiene che:

$$\varepsilon_c : x = \varepsilon_t : (h - x) \quad (6.5)$$

Ora semplificando la (6.4) e sostituendo all'interno della (6.5) si ottiene:

$$x E_c \frac{x}{h-x} \varepsilon_t = (h - x) E_t \varepsilon_t \quad (6.6)$$

Da cui:

$$x^2 E_c = (h - x)^2 E_t \quad (6.7)$$

Utilizzando i dati sperimentali si può osservare che i valori di  $E_c$  e di  $E_t$  sono uguali per i provini non danneggiati per cui:

$$x = h - x \Rightarrow x = \frac{h}{2} \quad (6.8)$$

L'asse neutro nel caso di una trave non danneggiata termicamente si trova in posizione baricentrica, come ben noto dalla teoria delle travi di De Saint Venant..

Diverse sono le conclusioni se si effettua nuovamente il calcolo per un provino che ha subito un trattamento termico. In questo caso non può essere posta l'uguaglianza dei moduli elastici, a compressione e a trazione, e di conseguenza l'asse neutro non si troverà esattamente in posizione baricentrica. Utilizzando i risultati sperimentali, come già in precedenza evidenziato, si nota che il modulo elastico a trazione del materiale diminuisce in maniera molto più marcata rispetto a quello a compressione. Mentre per i provini a 500°C questa differenza è trascurabile, per quelli trattati a 750°C, diversamente, è molto marcata. L'asse neutro di conseguenza tende a spostarsi al di sopra della posizione baricentrica.

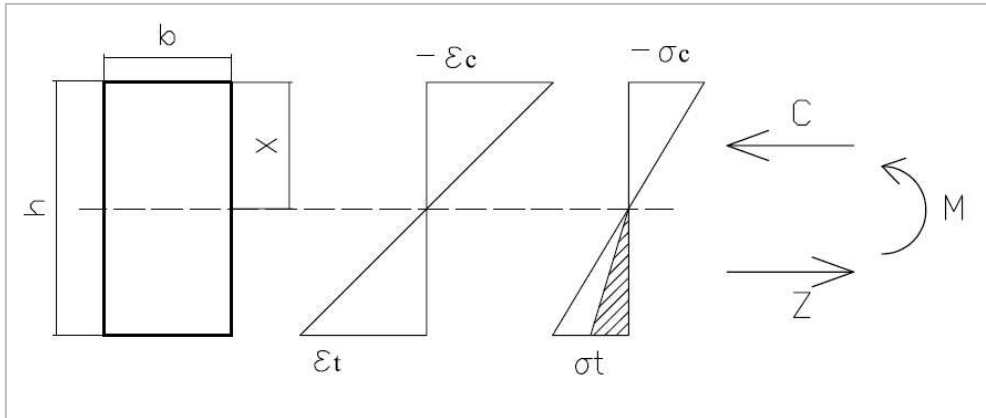


Figura 6.13 Analisi di una sezione rettangolare soggetta a momento flettente nel caso in cui  $\sigma_c \neq \sigma_t$

$\sigma_t$  in questo caso si discosta da quella nel caso di un provino non trattato termicamente. Si fa infatti riferimento al valore di  $\sigma$  dell'area riempita di figura 6.13. Se si effettuano i procedimenti prima riportati si capisce che per uguagliare le componenti di trazione e di compressione è necessario che il triangolo superiore si uguale a quello tratteggiato in figura 6.13. Se si effettua l'equilibrio alla traslazione si nota che:

$$Z - C \neq 0 \quad (6.9)$$

L'uguaglianza è verificata se il valore di  $X$  viene diminuito e quindi se la posizione dell'asse neutro si sposta verso l'alto.

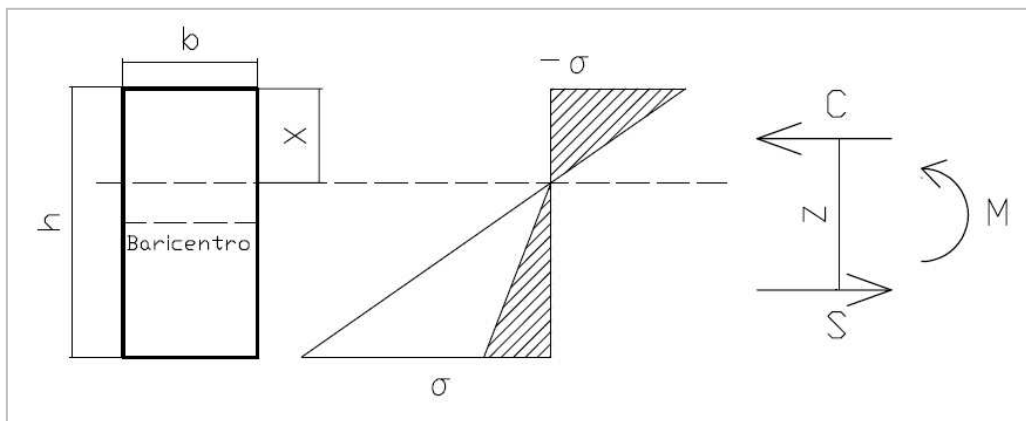


Figura 6.14 Analisi di una sezione rettangolare inflessa in cui l'asse neutro è al di sopra dell'asse neutro

In questa nuova situazione, in cui l'asse neutro si trova più in alto del baricentro, può essere posta l'uguaglianza:

$$Z - C = 0 \Rightarrow -\frac{1}{2}\sigma_c b x + \frac{1}{2}\sigma_t b (h - x) \quad (6.10)$$

Continuando la risoluzione dall'equazione si ottiene:

$$x^2 = \sqrt{\frac{E_t}{E_c}} (h - x) \quad (6.11)$$

Quindi si può calcolare la posizione dell'asse neutro:



$$x = k \frac{h}{1+k} \quad (6.12)$$

Dove si indica con  $k$  il rapporto  $\sqrt{E_t/E_c}$ .

Da questa ultima equazione si può dedurre il fatto che all'aumentare della differenza fra i due moduli elastici e il valore di  $k$  diminuisce, portando l'asse neutro ad una posizione più alta rispetto al baricentro della sezione.

È possibile individuare la posizione dell'asse neutro utilizzando i valori dei moduli elastici ottenuti dalla sperimentazione. Vengono riassunti di seguito:

- $500^\circ\text{C} \Rightarrow E_c = 4600 \text{ MPa}, E_t = 3000 \text{ MPa} \Rightarrow k = 0.80 \Rightarrow x = 0.44 h$ ;
- $750^\circ\text{C} \Rightarrow E_c = 2700 \text{ MPa}, E_t = 300 \text{ MPa} \Rightarrow k = 0.33 \Rightarrow x = 0.25 h$ .

I risultati appena presentati mostrano quale dovrebbe essere la posizione dell'asse neutro in campo elastico. Un riscontro con questi valori viene dato nei prossimi paragrafi utilizzando i risultati ottenuti dalla sperimentazione e dalle elaborazioni numeriche.

### 6.5.2. Asse neutro sperimentale al carico di picco

Dal punto di vista sperimentale l'individuazione dell'asse neutro può essere effettuata attraverso l'osservazione delle immagini ESPI. Le immagini relative al campo elastico non danno molte informazioni sulla sua posizione. Le frange non danno molte informazioni a causa del basso livello di spostamento del processo e per il fatto che non è ancora avvenuta completamente la localizzazione della frattura nella parte centrale della trave. Quando il carico ha raggiunto il valore di picco, le immagini sono molto più chiare e danno una visione precisa della posizione dell'asse neutro e del processo di localizzazione.

Si riportano alcune immagini che mostrano la posizione dell'asse neutro nella situazione di carico massimo. Da queste immagini ci si aspetta che l'asse neutro si alzi in base all'entità del trattamento termico. Per quanto riguarda il provino non danneggiato, l'asse neutro non si trova in posizione baricentrica. Infatti, al carico di picco il campo è di tipo non-lineare. La fessurazione ha già avuto luogo nella parte tesa della trave, riducendo la sezione utile del provino ed alzando l'asse neutro.

Nel caso del provino testato a temperatura ambiente si nota, figura 6.15, che l'asse neutro si trova in posizione quasi baricentrica. In figura 6.15 sono state evidenziate le frange legate allo spostamento per capire come individuare l'asse neutro della sezione osservando un'immagine ESPI. Le frange hanno un andamento parallelo nelle zone più lontane dalla zona interessata dal processo di frattura, per poi seguire un andamento divergente man mano che ci si avvicina alla zona di fessurazione. La retta più chiara rappresenta la posizione dell'asse neutro. Le immagini devono essere lette tenendo conto della terminologia adottata in precedenza, dove  $h$  indica l'altezza del provino e  $x$  la distanza del bordo superiore dall'asse neutro. Vengono riportate immagini relative a

provini non intagliati perché la presenza dell'intaglio disturba le frange dell'ESPI localizzandole nell'intorno della zona fessurata.

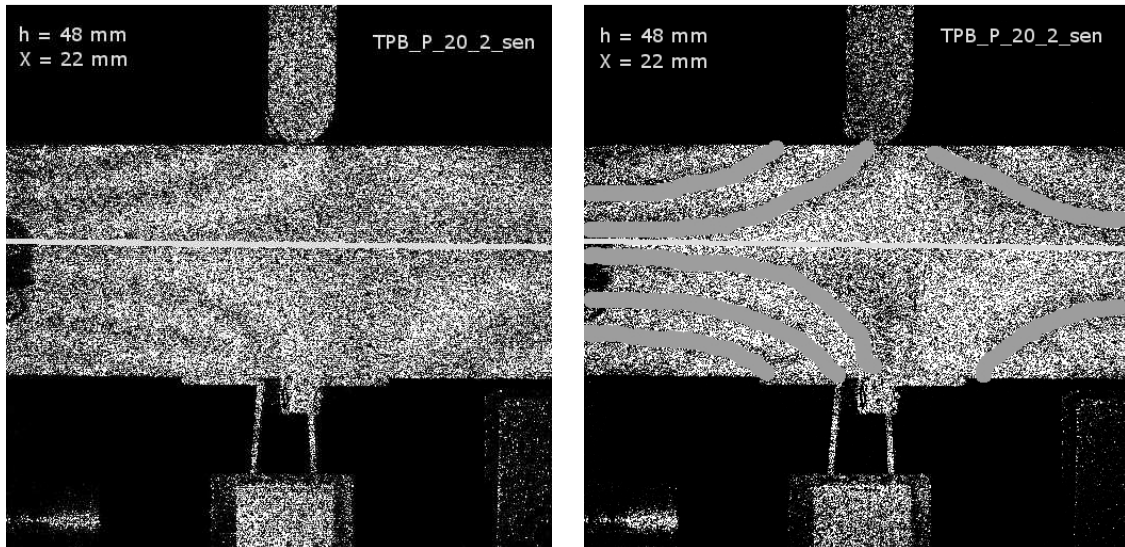


Figura 6.15 Immagini ESPI al carico di picco di un provino C-20

L'asse neutro è posizionato appena sopra il baricentro della sezione. Il baricentro è a 24 mm dai bordi della trave, l'asse neutro a 22 mm dal bordo superiore. Per avere un parametro da confrontare con i risultati che si otterranno successivamente per i provini trattati termicamente si può esprimere  $x$  come funzione di  $h$ . In questo caso  $x = 0,46 h$ . Questo valore si discosta di poco da quello ottenuto in precedenza. Ci si aspetta che il valore della  $x$  sia prossimo ed inferiore al valore ottenuto in fase elastica.

Si può vedere infatti che:

$$x_{\sigma_{max}} = 0.46 h < x_{elastico} = 0.5 h$$

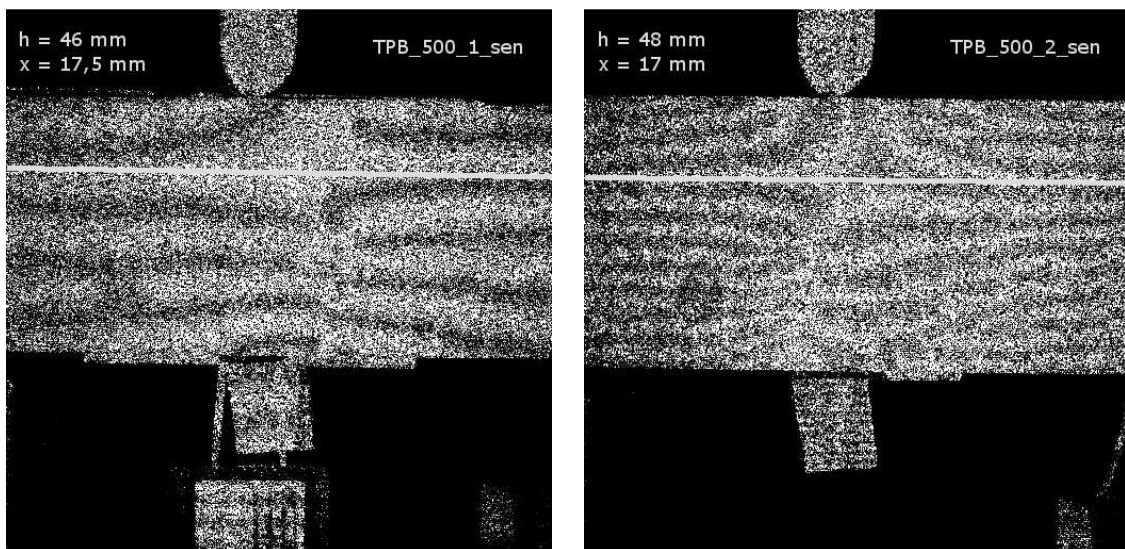


Figura 6.16 Immagini ESPI al carico di picco di un provino C-500 piccolo



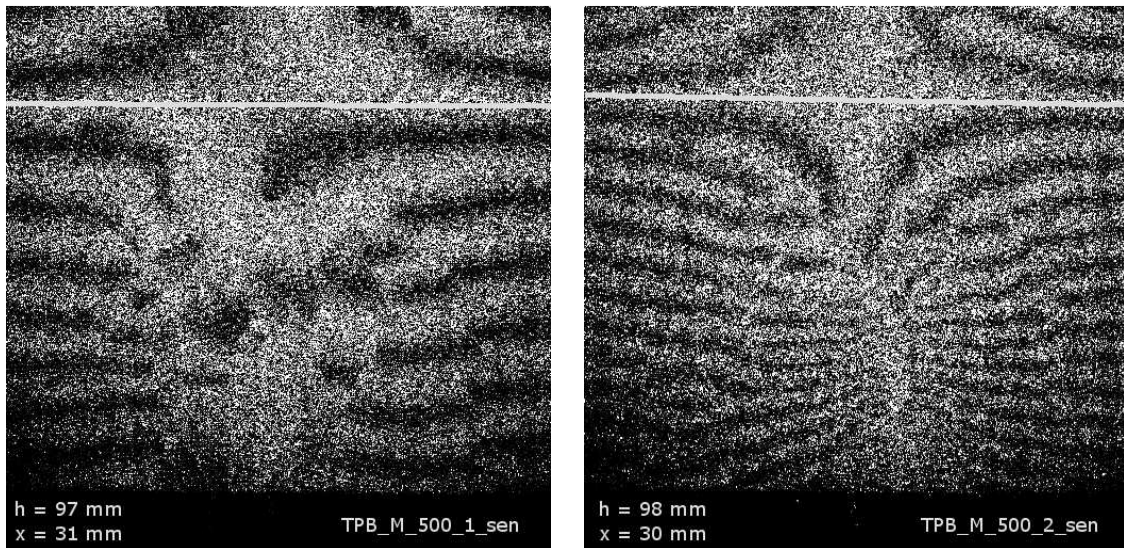


Figura 6.17 Immagini ESPI al carico di picco di un provino C-500 medio

Nei provini che hanno subito il danneggiamento termico a 500°C il modulo elastico a compressione vale  $E_c = 4600\text{MPa}$ , mentre a trazione vale  $E_t = 3100\text{MPa}$ . L'asse neutro si trova in una posizione più alta rispetto al caso di riferimento.

Esprimendo  $x$  in funzione dell'altezza si ottiene:

- TPB\_P\_500\_1\_UN:  $x = 0,38 h$ ;
- TPB\_P\_500\_2\_UN:  $x = 0,35 h$ ;
- TPB\_M\_500\_1\_UN:  $x = 0,31 h$ ;
- TPB\_M\_500\_2\_UN:  $x = 0,30 h$ .

Considerando la media di questi valori sperimentali:  $x = 0,33 h$ .

Si verifica che come prima:

$$x_{\sigma_{max}} = 0.33 h < x_{elastico} = 0.44 h$$

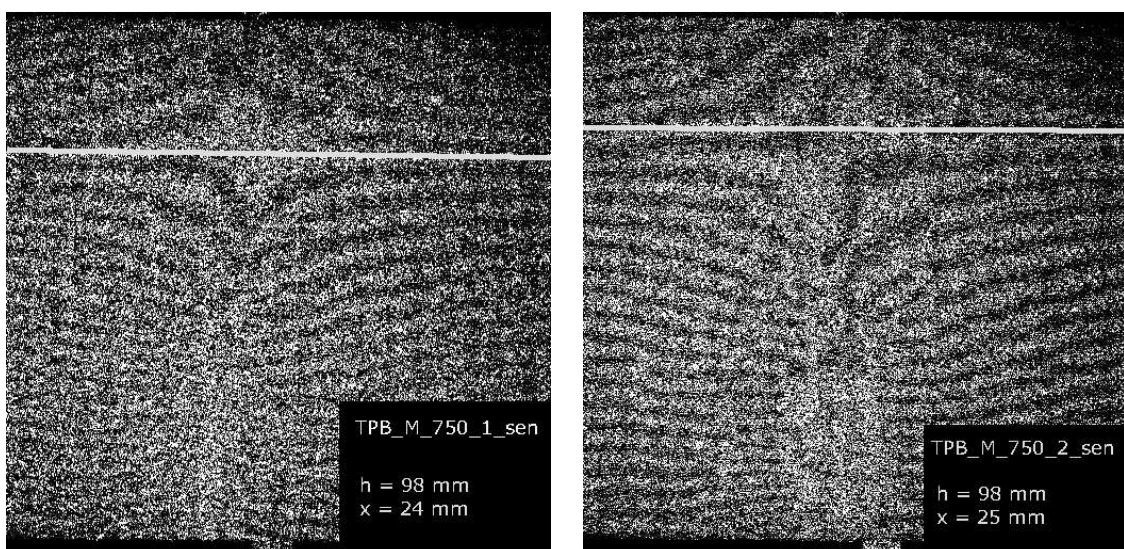


Figura 6.18 Immagini ESPI al carico di picco di una provino C-750 medio

Per la valutazione dell'asse neutro dei provini danneggiati a 750°C si può fare riferimento solo alle prove effettuate su provini di medie dimensioni. Le immagini relative ai provini piccoli risultano essere poco leggibili. Nei provini medi si riescono meglio ad individuare le frange.

L'asse neutro si è alzato ulteriormente rispetto alla situazione precedente. In questo caso i valori del modulo elastico erano molto differenti fra di loro:  $E_c = 2700 \text{ MPa}$  e  $E_t = 300 \text{ MPa}$ . La posizione dell'asse neutro viene individuata dalla relazione  $x = 0,24 h$ .

$$x_{\sigma_{max}} = 0.24 h < x_{elastico} = 0.25 h$$

### 6.5.3. Posizione dell'asse neutro delle elaborazioni numeriche

Un'ulteriore conferma dei risultati fin qui ottenuti viene data dalle elaborazioni numeriche. Attraverso i dati che si ricavano dalla simulazione delle prove si può valutare la posizione dell'asse neutro in qualsiasi situazione di carico. Sono disponibili dati sia della fase elastica, sia della fase di picco che di quella in regime di post-picco. La valutazione di questi risultati conferma sia i risultati sperimentali e sia i ragionamenti effettuati in precedenza sulla posizione dell'asse neutro al paragrafo 6.6.1. Si riesce a valutare il valore di  $x$  in fase elastica, per verificare l'aspetto teorico effettuato al paragrafo 6.6.1 ed inoltre si valuta la posizione al carico di picco per confermare i risultati sperimentali ottenuti.

Per valutare la posizione dell'asse neutro bisogna valutare il punto in cui lo sforzo orizzontale risulta nullo. I risultati in questo caso sono molto esaustivi perché comprendono tutti i tipi di provini, piccoli, medi e grandi.

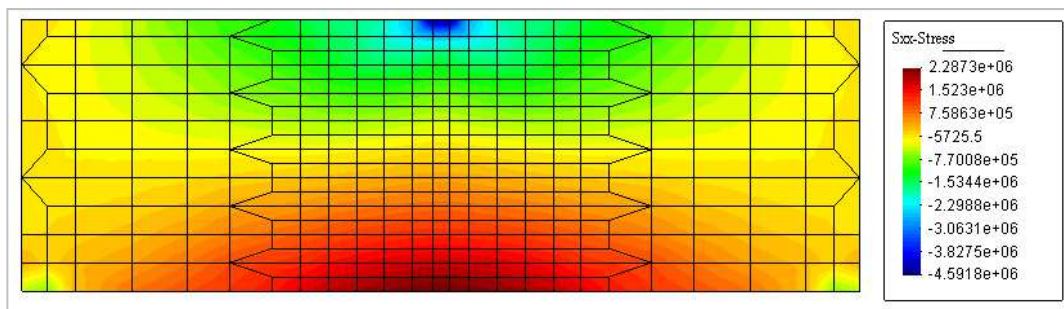


Figura 6.19 Distribuzione dello sforzo orizzontale in fase elastica in un provino C-20 piccolo

La figura 6.19 rappresenta lo stato di sforzo orizzontale in fase elastica. Nel riquadro posto sulla destra si possono osservare i valori dello sforzo. Si distinguono le due situazioni in cui lo sforzo è negativo e positivo che rappresentano la situazione compressa e tesa. L'asse neutro viene individuato nel punto lo sforzo si annulla. In questo caso l'asse neutro è rappresentato dalla zona di color arancio, in posizione baricentrica.



Lo stesso procedimento viene eseguito per individuare il punto in cui si annullano gli sforzi quando si è giunti al carico di picco.

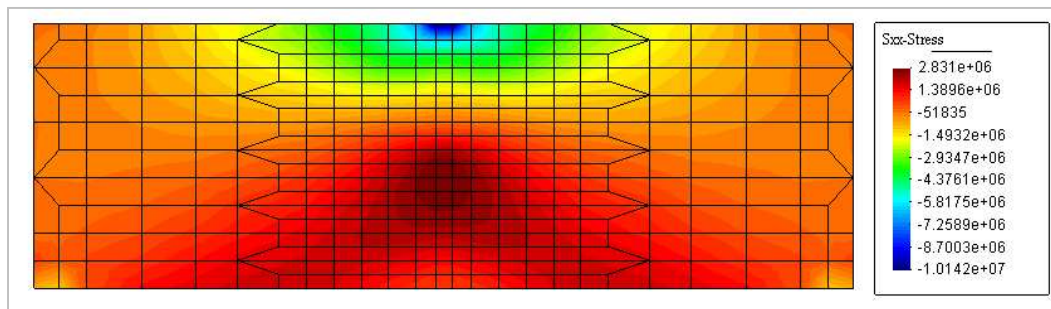


Figura 6.20 Distribuzione dello sforzo orizzontale al carico di picco in un provino C-20 piccolo

Si nota subito che lo stato di sforzo si estende anche nelle zone più estreme della sezione, diventando di colore più scuro, tendente all'arancione. La posizione dell'asse neutro, come si può vedere dalla tabella sulla destra è individuata dal colore arancio tendente al rosso. Concentrando l'attenzione sulla zona centrale si nota che, rispetto al caso precedente, l'area gialla, di compressione, si sposta verso l'alto e si riduce, mentre quella color arancio-rosso, che caratterizza uno sforzo di trazione, si sposta verso l'alto. Il punto in cui si annullano gli sforzi orizzontali è rappresentato, diversamente da prima, da un colore più scuro, tendente al rosso. Ad ogni modo si riesce a vedere che la sua posizione è leggermente superiore al baricentro della sezione.

I risultati che si ricavano dai provini trattati a temperatura ambiente sono i seguenti:

$$x_{el\ elastico} = 0,5 h \sim x_{elastico} = 0,5 h$$

$$x_{el\ \sigma_{max}} = 0,43 h \sim x_{\sigma_{max}} = 0,44 h$$

Dove i termini contenenti il pedice "el" si riferiscono ai dati ottenuti dalle elaborazioni numeriche. Il modello ha simulato correttamente il comportamento del materiale.

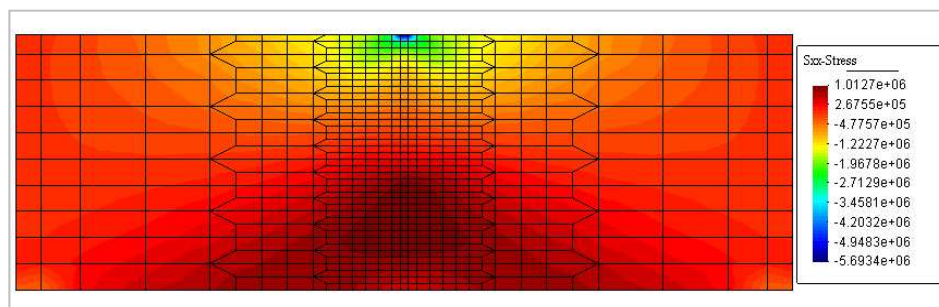


Figura 6.21 Distribuzione dello sforzo orizzontale al carico di picco in un provino C-20 piccolo

La figura 6.21 mostra l'andamento dello sforzo orizzontale di un provino di medie dimensioni in una simulazione di una prova TPB di un provino che ha subito un trattamento termico a 500°C. L'immagine si riferisce ad una situazione di sforzo massimo e si osserva nettamente come la posizione dell'asse neutro sia più elevata

rispetto ai casi proposti precedentemente. Si ottengono valori in linea con quelli teorici, relativi alla fase elastica, e con quelli sperimentali, relativi alla fase di picco.

Si ottiene:

$$x_{el\ elastico} = 0,45 h \sim x_{elastico} = 0,44 h$$
$$x_{el\ \sigma_{max}} = 0,35 h \sim x_{\sigma_{max}} = 0,33 h$$

### 6.6. Analisi delle immagini allo stereo microscopio

L'analisi dei risultati prosegue con l'osservazione delle immagini ottenute con lo stereomicroscopio. Lo scopo è quello di fornire una visuale utile a valutare il degrado all'interno del materiale provocato dal danneggiamento termico, utilizzando immagini con risoluzione che arrivano fino a  $1000\ \mu m$ .

#### 6.6.1. Stereo microscopio

Lo stereo microscopio normalmente viene utilizzato come strumento di lavoro da parte di infinite categorie di professionisti, che variano dalla medicina all'industria, dal restauro alla mineralogia, per esaminare studiare e manipolare oggetti molto piccoli. Esso è costituito da due percorsi ottici ben distinti, che prendono le immagini da una unica lente posta frontalmente. La visione di ciò che si sta riprendendo si ottiene tramite due oculari applicati al termine dei due percorsi ottici. Si può determinare il campo di ripresa che sarà fotografato, poiché in uno dei due oculari viene posto un reticolo di inquadratura. I due percorsi ottici riprendono due porzioni distinte dell'oggetto in esame e sarà il nostro cervello che ricomporrà le due immagini separate, dandoci una visione dell'oggetto tridimensionale.

Meccanicamente è costituito da un robusto basamento con una colonna che sostiene il corpo dello stereomicroscopio nel quale vi trovano posto i due percorsi ottici, più la lente frontale; sopra al corpo dello stereomicroscopio si applica la testa binoculare dove prendono posto i due oculari di visione.

I vari ingrandimenti ottenibili dall'accoppiamento lente frontale oculare, sono determinati dallo spostamento di alcune lenti contenute nei due percorsi ottici.

Lo stereomicroscopio può essere considerato come un obiettivo speciale applicato alla fotocamera. Bisogna tenere presente che alla visione si vede un'immagine tridimensionale, però usando il deviatore ottico per applicare la fotocamera si utilizza solo uno dei due percorsi ottici, per cui si ottiene un'immagine bidimensionale.

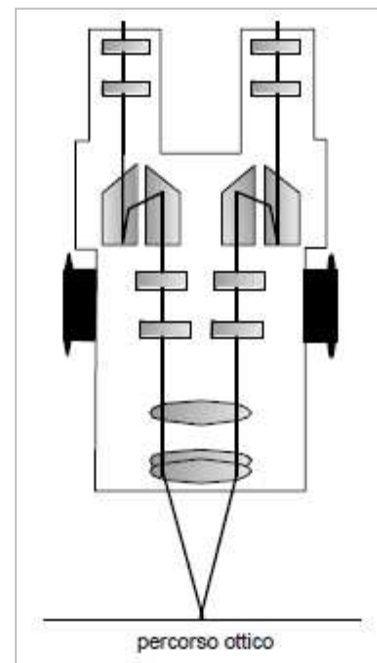


Figura 6.22 Percorso ottico di uno stereomicroscopio

Visto che gli ingrandimenti sono alti rispetto alla macrofotografia tradizionale la profondità di campo è molto ridotta, la sua estensione è in funzione dell'ingrandimento, da 20 mm a 50 micron, perciò la messa a fuoco deve essere molto curata.

Nelle riprese allo stereomicroscopio è molto importante il tipo di illuminazione. Visto il notevole assorbimento di luce da parte del sistema ottico, gli illuminatori che si utilizzano devono possedere un fascio luminoso molto potente e variabile, e devono essere composti da un dispositivo per poter regolare l'intensità luminosa.

### **6.6.2. Degradamento dovuto al trattamento termico**

Si analizzano ora le immagini ottenute prima e dopo il trattamento termico. Partendo dall'osservazione della situazione non danneggiata si può fare un confronto con le situazioni in cui il provino ha subito un danneggiamento termico.

Si possono fare alcune considerazioni preliminari. Nel paragrafo 3.2 sono stati spiegati i processi chimico-fisici che avvengono all'interno del calcestruzzo durante il danneggiamento termico. Il diverso comportamento dei composti del calcestruzzo, quando esposti ad alte temperature, provocano il generarsi di microfessure e difetti all'interno del materiale. Le zone che sono maggiormente interessate da questo fenomeno sono quelle di separazione fra i due composti: l'aggregato e la pasta di cemento. Sia la pasta di cemento che gli aggregati sono interessate da processi chimici che possono provocare l'insorgere di sforzi all'interno del materiale dovuti per esempio a variazioni dimensionali. La pasta di cemento, che costituisce la maggior parte del volume del calcestruzzo, subisce forti variazioni dimensionali dovute a questi processi chimici.

Ciò che ci si aspetta di osservare dalle fotografie ottenute con lo stereomicroscopio è la presenza di fessurazioni nelle zone di separazione fra i composti del calcestruzzo, per il loro diverso comportamento quando riscaldati, e nelle zone occupate dalla sola pasta di cemento, a causa dei processi chimici che avvengono al suo interno.

#### ***Situazione di riferimento (20°C)***

Il campione 2010\_1112 presenta una colorazione biancastra della pasta cementizia, estesa omogeneamente in tutta la superficie del provino. Le osservazioni non hanno mostrato la presenza di crepe nel provino.



Figura 6.23 Immagine del provino di riferimento

### Trattamento a 500°C

Il campione 2010\_1113, trattato a 500°C, rispetto al campione 2010\_1112 (20°C) mostra una variazione cromatica della pasta cementizia. Essa si diffonde a quasi tutta la superficie del provino ed è di tonalità grigiasta. Tale variazione cromatica è interrotta da una corona di calcestruzzo più chiara estesa solo a pochi millimetri dalla superficie esterna della sezione della malta (Figura 6.24).

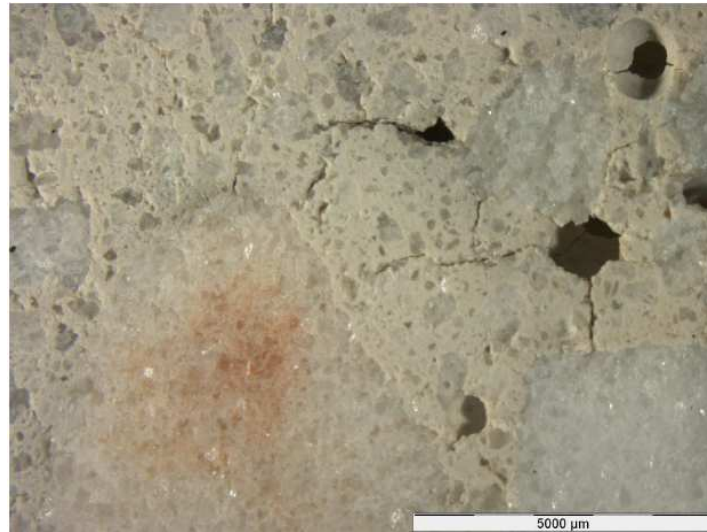


Figura 6.24 Provino trattato a 500°C

Si osserva la comparsa di vari reticoli di crepe, localizzate soprattutto nella pasta cementizia e con distribuzione casuale nella massa del provino (Figura 6.24). A questa temperatura infatti si assiste alla decomposizione dell'idrossido di calcio,  $C_a(OH)_2$ , in ossido di calcio,  $C_aO$ , all'interno della pasta di cemento. Questa trasformazione avviene con un forte aumento di volume che può danneggiare la struttura della pasta di cemento.



Queste crepe sono state osservate anche in prossimità della superficie esterna del provino, distribuite in direzione radiale (Figura 6.25).



**Figura 6.25** Formazione di fessure in posizione casuale nella pasta cementizia



**Figura 6.26** Formazione di fessure lungo i bordi del provino

Raramente, si notano delle lievi crepe all'interfaccia tra aggregato e pasta cementizia (Figura 6.27) e a volte, si evidenziano zone dove l'aggregato si è staccato dalla matrice (Figura 6.28). Questo significa che quando il provino ha subito il trattamento termico a 500°C la differenza del comportamento fra aggregato e pasta di cemento non provoca forti stati tensionali. A parte in zone limitate, non si verificano fenomeni di distacco dell'aggregato o la fessurazione nelle zone di separazione.



**Figura 6.27** Rare fessurazioni nelle zone di separazione fra aggregato e pasta di cemento



**Figura 6.28** Distacco dell'aggregato

### Trattamento a 750°C

Il campione 2010\_1114, trattato a 750°C, ha invece subito una più rilevante variazione cromatica, rispetto agli altri due campioni, estesa a tutta la sezione del provino e di tonalità tendente al marroncino (Figura 6.29).



**Figura 6.29** Provino trattato a 750°C

Le osservazioni condotte mostrano la presenza di vari reticoli di crepe che, se confrontate con il campione trattato a 500°C, sono più lunghe e profonde. La loro distribuzione è ripartita più frequentemente all'interno della sezione del provino, raramente invece sono state osservate in prossimità della superficie esterna. Esse sono localizzate prevalentemente nella pasta cementizia (Figure 6.30 e 6.31) e talvolta tagliano sia la pasta cementizia che l'aggregato (Figura 6.32). Questo comportamento è dovuto al fatto che, mentre a temperature di 500°C si assiste alla decomposizione dell'idrossido di calcio,  $C_a(OH)_2$ , in ossido di calcio,  $C_aO$ , a temperature superiori, 700°C-1000°C, si verifica la trasformazione del carbonato di calcio,  $C_aCO_3$ , in ossido di

calcio. La trasformazione dell'idrossido avviene con un forte aumento di volume che può danneggiare ulteriormente la struttura della pasta di cemento. Si giustifica quindi la presenza di fessure nella pasta di cemento.



**Figura 6.30 Fessurazione profonda e lunga nella pasta di cemento**



**Figura 6.31 Presenza di fessure lungo i bordi**

Spesso, si notano fessure marcate all'interfaccia tra aggregato e pasta cementizia (Figura 6.32) e alle volte, si evidenziano zone dove l'aggregato si è staccato dalla matrice cementizia (Figura 6.33). Durante il trattamento termico, infatti, la pasta di cemento si contrae mentre l'inerte si dilata.



**Figura 6.32 Fessurazione nella zona di separazione fra aggregato e pasta**



**Figura 6.33 Distacco di aggregato**

## 6.7. Effetto della temperatura sulla porosità

Si presenta l'analisi dell'effetto della temperatura sulla porosità del materiale. La causa fondamentale del degrado del calcestruzzo quando sottoposto a qualsiasi tipo di aggressione chimica o fisica è rappresentata dalla sua permeabilità. Questa a sua volta dipende dalla porosità capillare della pasta cementizia,.

La porosità è una caratteristica del gel di C-S-H, cioè del prodotto della reazione tra l'acqua ed il cemento. Secondo la teoria di Powers (Powers, Brownyard, 1946) nel gel di cemento sono presenti due categorie di pori: i pori del gel, di grandezza compresa tra 1 e 10nm, ed i pori capillari, di dimensione variabile da 10nm a qualche micron.

L'acqua contenuta nei pori del gel presenta proprietà singolari nel senso che ha una minor tensione di vapore, una temperatura di congelamento più bassa e una viscosità maggiore rispetto ad un'acqua normale. Ciò dipende dal fatto che, per le piccole dimensioni dei pori, le molecole di acqua risentono delle forze di attrazione esercitate dalle pareti interne dei pori del gel.

I pori capillari invece, per il fatto che sono di dimensioni maggiori, contribuiscono negativamente alla resistenza meccanica e rappresentano infatti punti deboli della pasta cementizia.

I pori capillari sono dovuti in parte all'acqua che rimane libera, e che quindi non si combina con il cemento, ed in parte sono originati dalla contrazione che accompagna la reazione tra l'acqua e il cemento. Il gel di cemento che si produce durante l'idratazione non riesce ad occupare tutto lo spazio inizialmente occupato dall'acqua e dal cemento che ha reagito. Da un punto di vista pratico non si arriverà mai ad idratare tutto il cemento per l'ostacolo frapposto alla diffusione dell'acqua da parte del gel che avvolge i singoli granuli di cemento non ancora idratato. Nella situazione reale sono presenti, oltre ai pori capillari, cavità piene di acqua che non ha reagito. Le due cavità, quelle piene di acqua e quelle vuote, avranno gli stessi effetti sulla resistenza meccanica e sulla permeabilità della stessa pasta di cemento.

Altri parametri che influenzano la porosità del materiale sono la durata della stagionatura e il rapporto acqua-cemento. La pasta diventa tanto meno porosa quanto più lunga è la stagionatura e minore il rapporto a/c. Mediante l'aggiunta di additivi è possibile ridurre la porosità lasciando immutata la lavorabilità.

Una diminuzione della porosità capillare, oltre a far diminuire la permeabilità del calcestruzzo, provoca un aumento della resistenza meccanica. Si può quindi affermare che esiste una stretta dipendenza tra la resistenza a compressione e la porosità del materiale. Normalmente questa dipendenza è rappresentata da una funzione decrescente, nella quale la resistenza a compressione diminuisce con l'aumentare della porosità. È già stato affrontato il discorso relativo alla dipendenza della resistenza a compressione dalla temperatura. Con l'aumento del trattamento termico si assiste ad una diminuzione delle proprietà di resistenza del materiale. Il discorso opposto può essere fatto per quanto riguarda la porosità. All'aumentare della temperatura si assiste ad un incremento della stessa.

Secondo la teoria di Powers il volume dei pori capillari può essere determinato con la seguente formula per 100 kg di cemento idratato con un rapporto acqua/cemento (w/c) generico:

$$V_p = 5,85\alpha_{inf} + 42(1 - \alpha_{inf}) + (w/c - 0,42) * 100 \quad (6.13)$$

Dove  $\alpha_{inf}$  è il grado di idratazione a tempo infinito che può essere determinato con la formula proposta da Pantazopoulou e Mills (1995):

$$\alpha_{inf} = \frac{1,031(w/c)}{0,194+(w/c)} \quad (6.14)$$

Per il calcestruzzo in esame anniamo:

$$V_p = \frac{4,95}{2360} [5,85 \alpha_{inf} + 42(1 - \alpha_{inf}) + (0,46 - 0,42)100] = 41,5 \text{ mm}^3/g \quad (6.15)$$

Dove abbiamo 495 kg/m<sup>3</sup> di legante, con un peso specifico del calcestruzzo di 2360 kg/m<sup>3</sup>. Il valore è molto prossimo al valore ottenuto dalla tecnica MIP in figura 6.34.

L'effetto della temperatura è stato già discusso in precedenza. Nel paragrafo 6.6 sono state riportate le immagini SEM che mostrano il danneggiamento che subisce il materiale quando esposto a temperature di 500°C e 750°C. Sono state discusse le reazioni chimiche che avvengono a queste temperature e gli effetti che si possono riscontrare sul calcestruzzo. Il materiale subisce un danneggiamento poco rilevante a 500°C da un punto di vista fessurativo, infatti si riscontra la presenza di poche zone fessurate. Nei paragrafi iniziali invece si è potuto constatare che le proprietà meccaniche hanno subito un marcato decadimento, quando trattato a queste temperature. Diverso ciò che accade per i provini danneggiati termicamente a 750°C, dove il danneggiamento è più rilevante per la presenza costante della fessurazione nella pasta di cemento e nelle zone di separazione fra gli aggregati e la pasta di cemento.

Il diverso comportamento della pasta di cemento e dell'aggregato favorisce fenomeni di distacco lungo le zone di separazione degli elementi. Con l'aumentare della temperatura, soprattutto quando si raggiungono i 700°C, le reazioni di tipo espansivo sono più consistenti, producendo sforzi maggiori e, di conseguenza, fessure di maggior dimensione.

Utilizzando la tecnica porosimetrica di intrusione di mercurio si può misurare il volume e le dimensioni dei pori del materiale. La tecnica si basa sulla proprietà del mercurio di comportarsi da liquido non bagnante. Il mercurio penetra attraverso i pori di un campione solido per l'effetto della pressione applicata.

Il grafico in figura 6.34 riporta l'andamento del volume cumulativo in funzione del diametro dei pori. Il grafico deve essere letto partendo, sull'asse delle ascisse, dai valori più elevati del diametro dei pori. Si considera per esempio il punto di ascissa 100 nm. Il corrispondente punto sull'asse delle ordinate rappresenta la somma del volume dei pori con diametro maggiore o uguale a 100 nm. L'origine del grafico quindi riporta la somma del volume dei pori di qualsiasi dimensione mettendo in evidenza la diversa porosità del materiale trattato alle diverse temperature. La situazione peggiore è rappresentata dai provini trattati a 750°C dove il volume cumulativo ha un valore di circa 80 mm<sup>3</sup>/g. Le situazioni relative alle temperature di 500°C e 250°C invece



presentano lo stesso valore di volume cumulativo, di circa  $44 \text{ mm}^3/\text{g}$ . Si vedrà successivamente che nonostante il valore del volume cumulativo sia uguale cambiano le dimensioni dei pori presenti al loro interno. I provini non danneggiati termicamente hanno un valore di circa  $40 \text{ mm}^3/\text{g}$ . Le reazioni chimiche e le deformazioni termiche che avvengono a queste temperature, soprattutto per il trattamento a  $250^\circ\text{C}$ , non danneggiano il materiale in maniera consistente, nonostante sperimentalmente si è dimostrata una diminuzione marcata del valore del modulo elastico ed una meno marcata delle proprietà di resistenza. A queste temperature si assiste per lo più all'eliminazione dell'acqua combinata all'idrossido di calcio e ai solfoalluminati idrati.

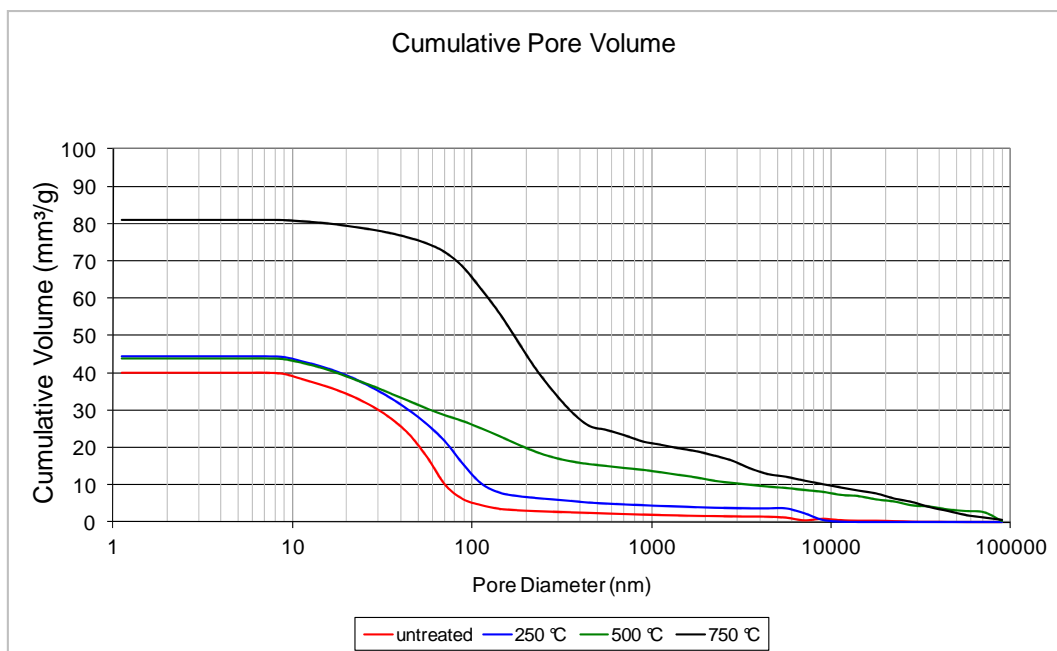


Figura 6.34 Relazione fra volume cumulativo dei pori ed il loro diametro

Le linee procedono parallele fra di loro fino a certi valori di diametro dei pori (10 nm). Da qui in poi l'andamento inizia a diversificarsi. I provini trattati a temperature più elevate mostrano valori più elevati di volume cumulativo man mano che aumenta il diametro dei pori. La linea blu,  $250^\circ\text{C}$ , scende rapidamente fino ad annullarsi a valori di 10000 nm. La linea verde invece prosegue fino a convergere a 100000 nm con la linea nera che rappresenta il trattamento a  $750^\circ\text{C}$ . La linea rossa, materiale di riferimento, mostra un volume cumulativo nullo in prossimità del valore di 10000 nm, seguendo l'andamento della linea blu.

Nel grafico di figura 6.35 viene riportato l'andamento del volume relativo in funzione del diametro dei pori. Si può valutare la percentuale di volume dei pori costituita da una determinata dimensione rispetto al volume totale dei pori.

Con l'aumentare della temperatura del trattamento i picchi tendono a spostarsi verso destra dove i diametri dei pori sono maggiori. Ciò è dovuto al fatto che, nei provini trattati termicamente, i pori, che inizialmente erano di dimensione compresa tra 10 e 100 nm, tendono ad aumentare di dimensione.

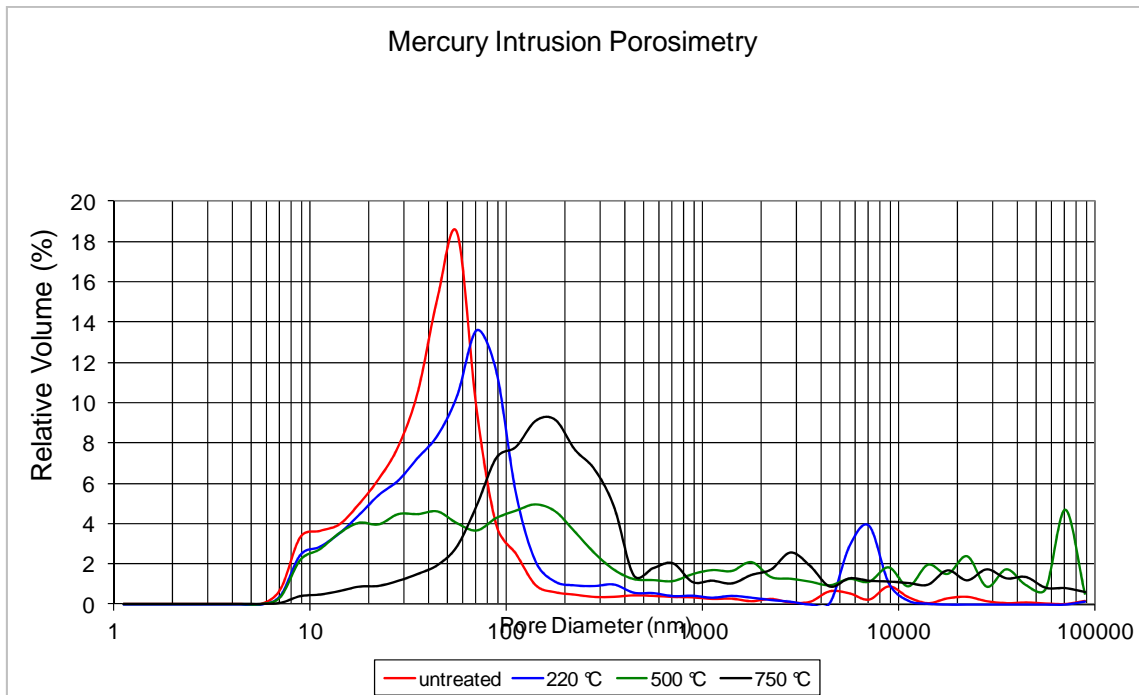


Figura 6.35 Grafico volume relativo-diametro dei pori

Utilizzando i dati ottenuti da questo grafico si può comprendere meglio anche il grafico precedentemente analizzato, (Figura 6.35).

L'andamento di questi grafici rispecchia ciò che si era notato dall'osservazione delle immagini SEM. Il danneggiamento termico agisce in modo consistente alla temperatura di 750°C, provocando un cambiamento irreversibile nella microstruttura del materiale che perde gran parte delle sue proprietà di resistenza. A temperature di trattamento più basse i fenomeni chimici che si sviluppano intervengono in maniera meno invasiva sulla microstruttura del materiale.

## 6.8. Elaborazioni numeriche

Il modello costitutivo del micropiano ha la capacità di simulare il complesso comportamento inelastico del calcestruzzo utilizzando semplici relazioni costitutive tra gli sforzi e le deformazioni che agiscono nel piano del materiale, rappresentato da un micropiano di un certo orientamento. Il modello costitutivo è capace di simulare in modo realistico il comportamento fessurativo del calcestruzzo per differenti tipi di prove sperimentali. Le elaborazioni sono state effettuate nei confronti di prove di

compressione, di trazione diretta e di flessione su tre punti di provini intagliati e non. Il modello è stato modificato opportunamente per simulare l'effetto del danneggiamento termico. Le equazioni su cui si basa il modello costitutivo, per simulare il comportamento del materiale trattato a diverse temperature, sono riportate al paragrafo 5.3.2.

All'interno di questo capitolo sono state già introdotte alcune nozioni per capire come ottenere i valori dei parametri variabili corretti. Il modello è costituito infatti da parametri fissi e variabili. Si ottiene una simulazione corretta del comportamento del materiale modificando, a seconda delle esigenze, i parametri variabili,  $E$ ,  $k_1$ ,  $k_5$  e  $k_6$ . Nei paragrafi 6.1, 6.2, 6.3 e 6.4 è stato spiegato il procedimento per determinare questi parametri. Si inizia inserendo il giusto valore del modulo elastico, ottenuto dalle prove di modulo a compressione e da quelle di trazione diretta. Il  $k_1$  viene determinato tramite il carico di picco delle prove di compressione, mentre i parametri  $k_5$  e  $k_6$  dalle curve carico-freccia e sforzo deformazione rispettivamente dalle prove di flessione su tre punti e da quelle di trazione diretta.

Si riporta il flow chart che spiega i passaggi necessari per trovare i parametri corretti per simulare il comportamento del materiale.

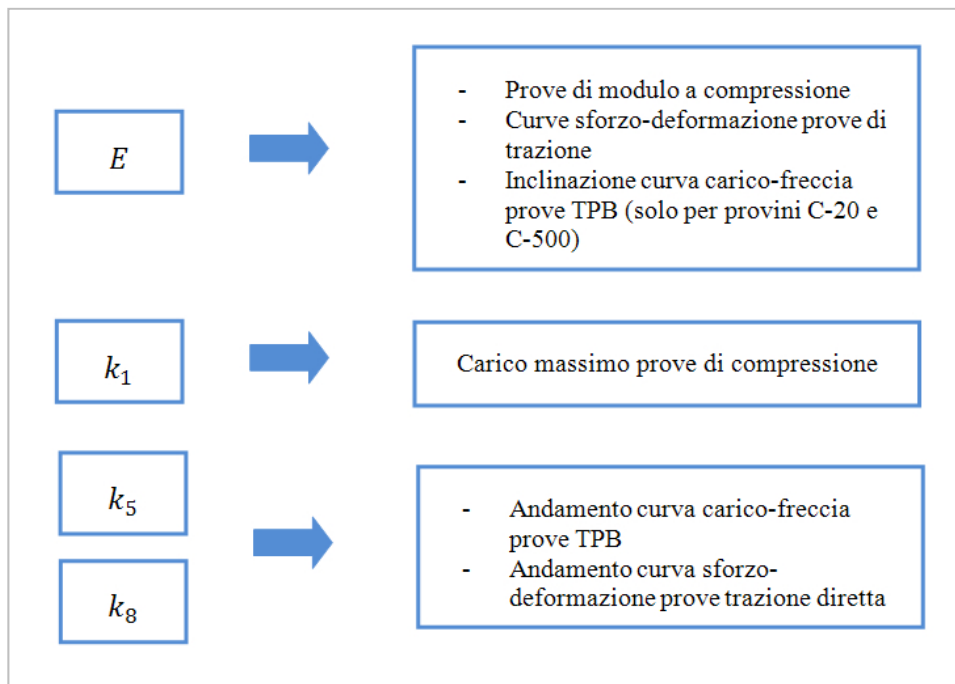


Figura 6.36 Illustrazione del procedimento da effettuare per ottenere il giusto valore dei parametri variabili



6.8.1. Provini C-20

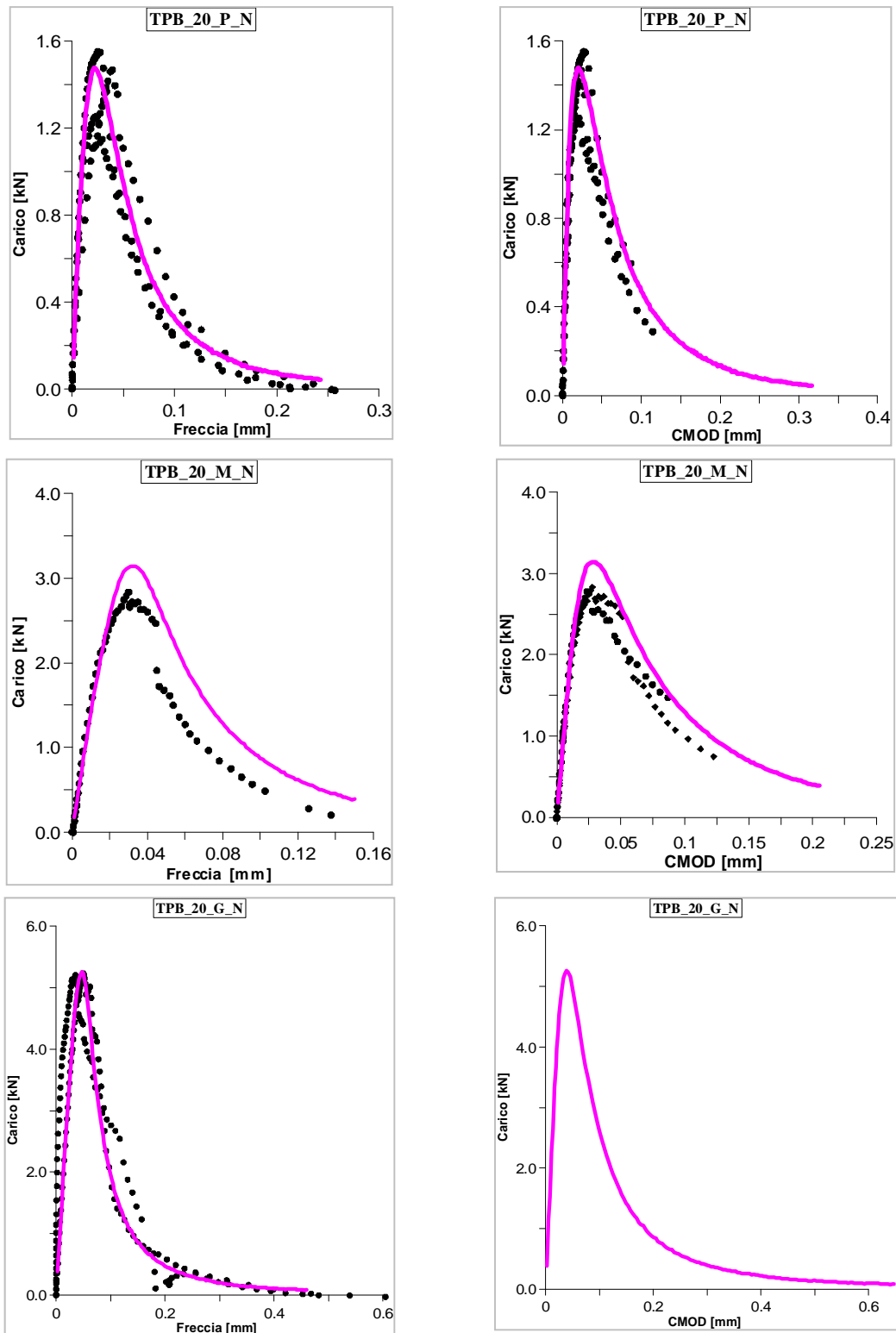


Figura 6.37 Risultati elaborazioni numeriche provini C-20 intagliati

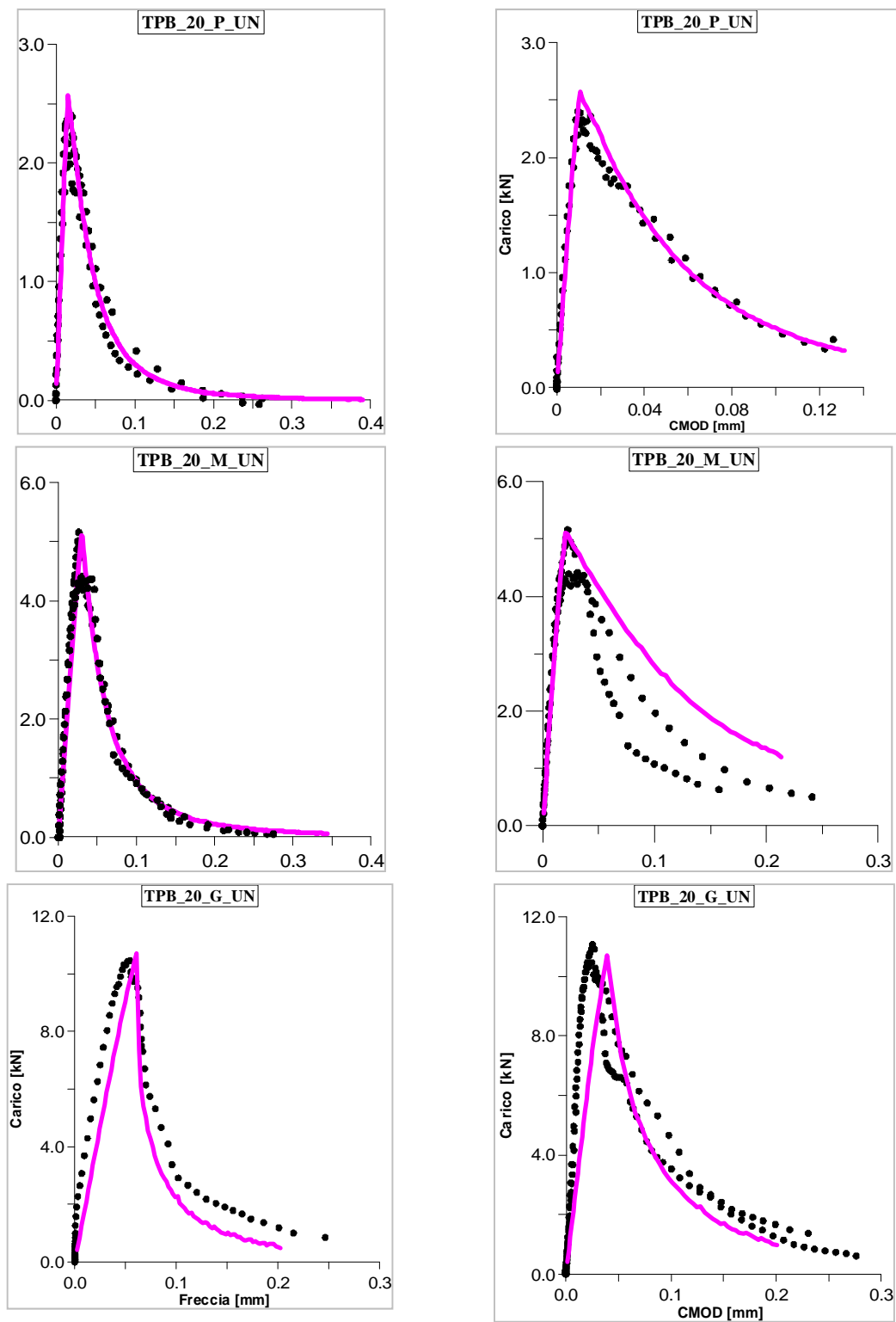


Figura 6.38 Risultati elaborazioni numeriche provini C-20 non intagliati

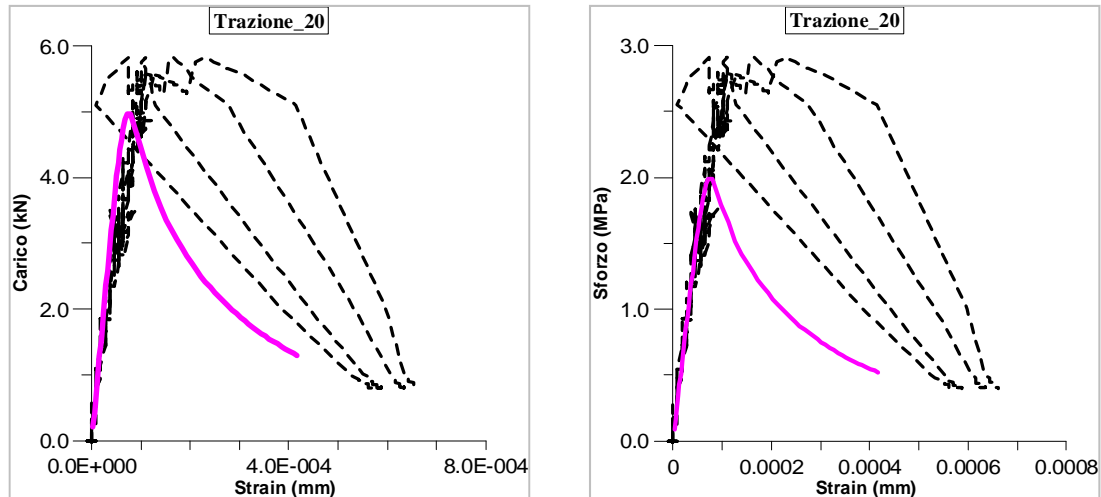


Figura 6.39 Risultati elaborazione numeriche provini C-20 in prove di trazione diretta

Si ricordano le convenzioni precedentemente adottate. Con i numeri 20, 500 e 750 si indica la temperatura del trattamento termico, mentre con le sigle “N” e “UN” si indica rispettivamente la presenza o meno dell’intaglio.

All’interno delle figure si indica in viola la curva ottenuta numericamente dalle elaborazioni ed in nero quella derivata dai risultati sperimentali. Per ogni provino sono stati riportati due grafici: carico-freccia e carico-apertura di fessura.

Nel programma numerico per i provini C-20 sono stati determinati i seguenti valori:

- $E = 38000 \text{ MPa}$ ;
- $k_1 = 236$ ;
- $k_5 = 0,55$ ;
- $k_6 = 0,5$ .

I risultati ottenuti per i provini C-20 sono risultati soddisfacenti. Si può osservare dalle figure 6.37 – 6.39 che per le prove di flessione su tre punti, sia per i provini intagliati che non, le curve numeriche seguono in modo preciso i risultati sperimentali. I risultati della prova di trazione si discostano dallo sforzo massimo sperimentale. Per verificare la correttezza dei risultati sperimentali, ottenuti dalla trazione diretta, sono state effettuate prove di trazione indiretta, come spiegato nel paragrafo 4.5. I risultati di queste ultime prove hanno dato un valore dello sforzo massimo superiore a quello ottenuto in precedenza.

I risultati delle elaborazioni dei provini C-20 sono stati accettati comunque sia perché il modello simula bene il comportamento di tutti i tipi di provini nelle prove TPB e sia perché la prova di trazione diretta è molto complicata da un punto di vista sperimentale.

6.8.2. Provini C-500

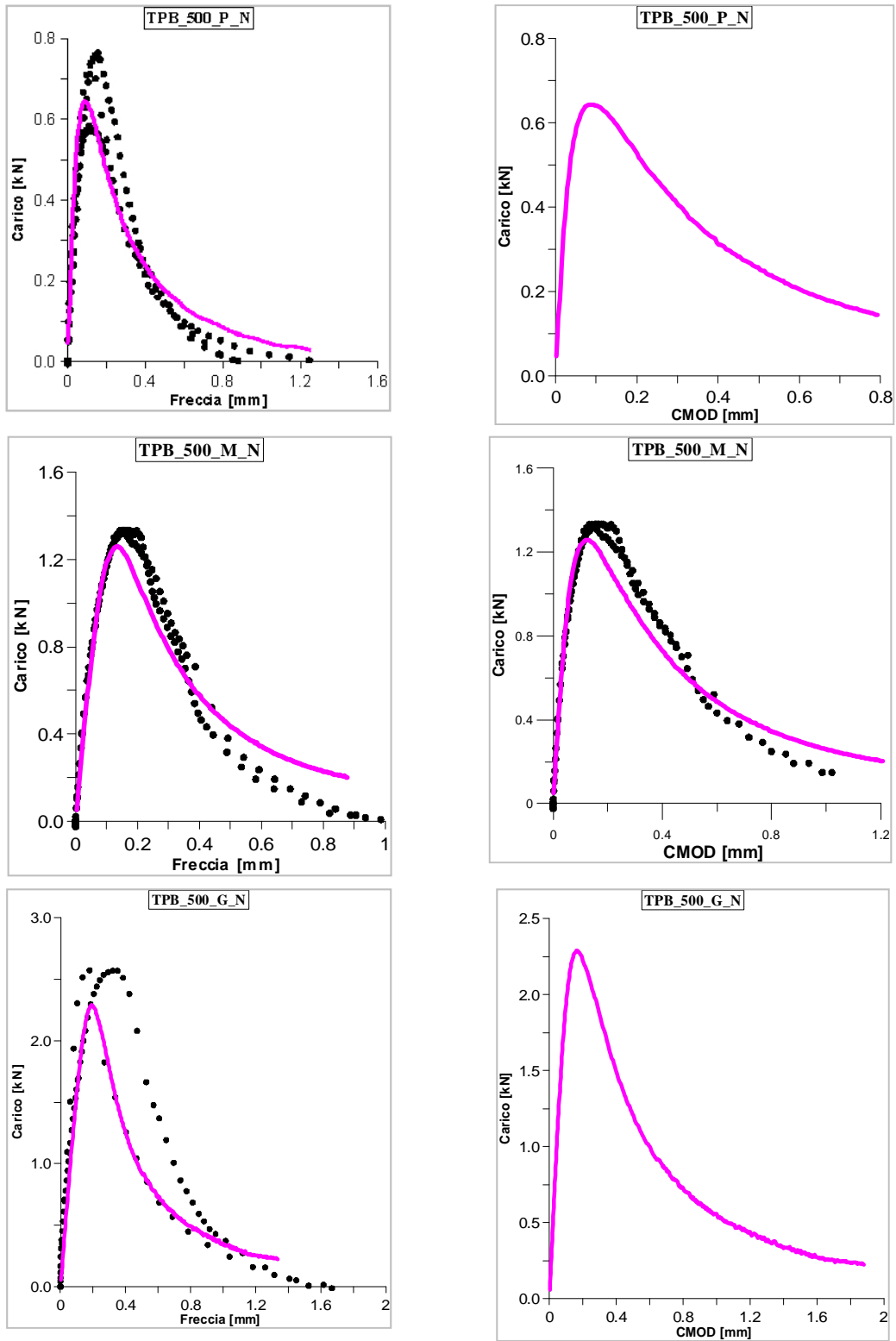


Figura 6.40 Risultati elaborazioni numeriche provini C-500 intagliati

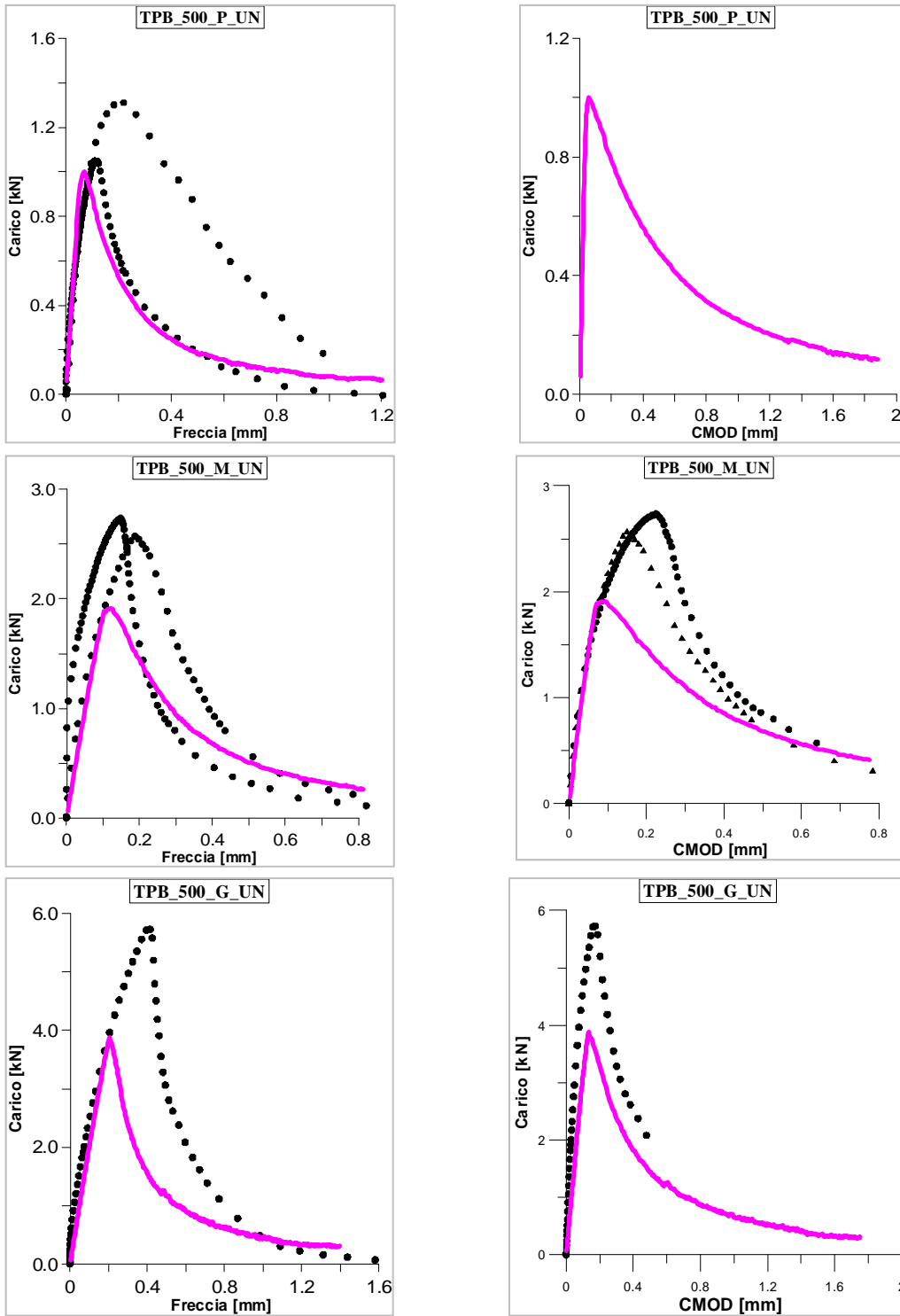


Figura 6.41 Risultati elaborazioni numeriche provini C-500 non intagliati

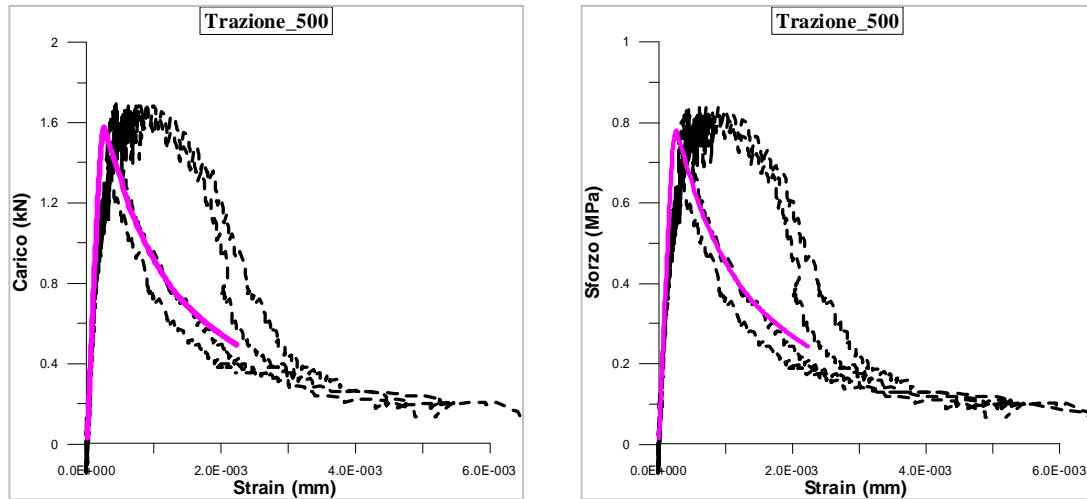


Figura 6.42 Risultati elaborazioni numeriche provino C-500 in prove di trazione diretta

Nel programma numerico per i provini C-500 sono stati utilizzati i seguenti valori:

- $E = 4000 \text{ MPa}$ ;
- $k_1 = 1533$ ;
- $k_5 = 2,60$ ;
- $k_6 = 0,24$ .

Il modello numerico presenta risultati discordanti. I valori numerici ottenuti possono risultare accettabili solo considerando i provini intagliati delle prove TPB e la trazione diretta. Le prove relative ai provini non intagliati non riescono a simulare correttamente il comportamento del materiale non raggiungendo mai il valore del picco sperimentale. Volendo analizzare i valori ottenuti si riscontra un andamento costante della differenza fra il picco sperimentale e quello numerico.

$$P_{max\ numerico} = 0,67 \div 0,70 P_{max\ sperimentale}$$

Le prove hanno un andamento costante fra di loro. L'errore può essere dovuto ai risultati sperimentali anche se, analizzando la totalità dei risultati ottenuti, si nota un andamento in linea con tutti gli altri risultati sperimentali.

Discorso diverso invece per le prove TPB dei provini intagliati e di quelle di trazione diretta dove si riesce a simulare correttamente tutti i tratti delle curve sperimentali. Il modello numerico viene impostato con un solo modulo elastico, nonostante sperimentalmente è stata dimostrata la differenza fra il modulo elastico a compressione e a trazione. Nel caso dei provini C-500 questa differenza è poco apprezzabile e di conseguenza, l'utilizzo di un solo modulo, non altera i risultati delle elaborazioni numeriche.

### 6.8.3. Provini C-750

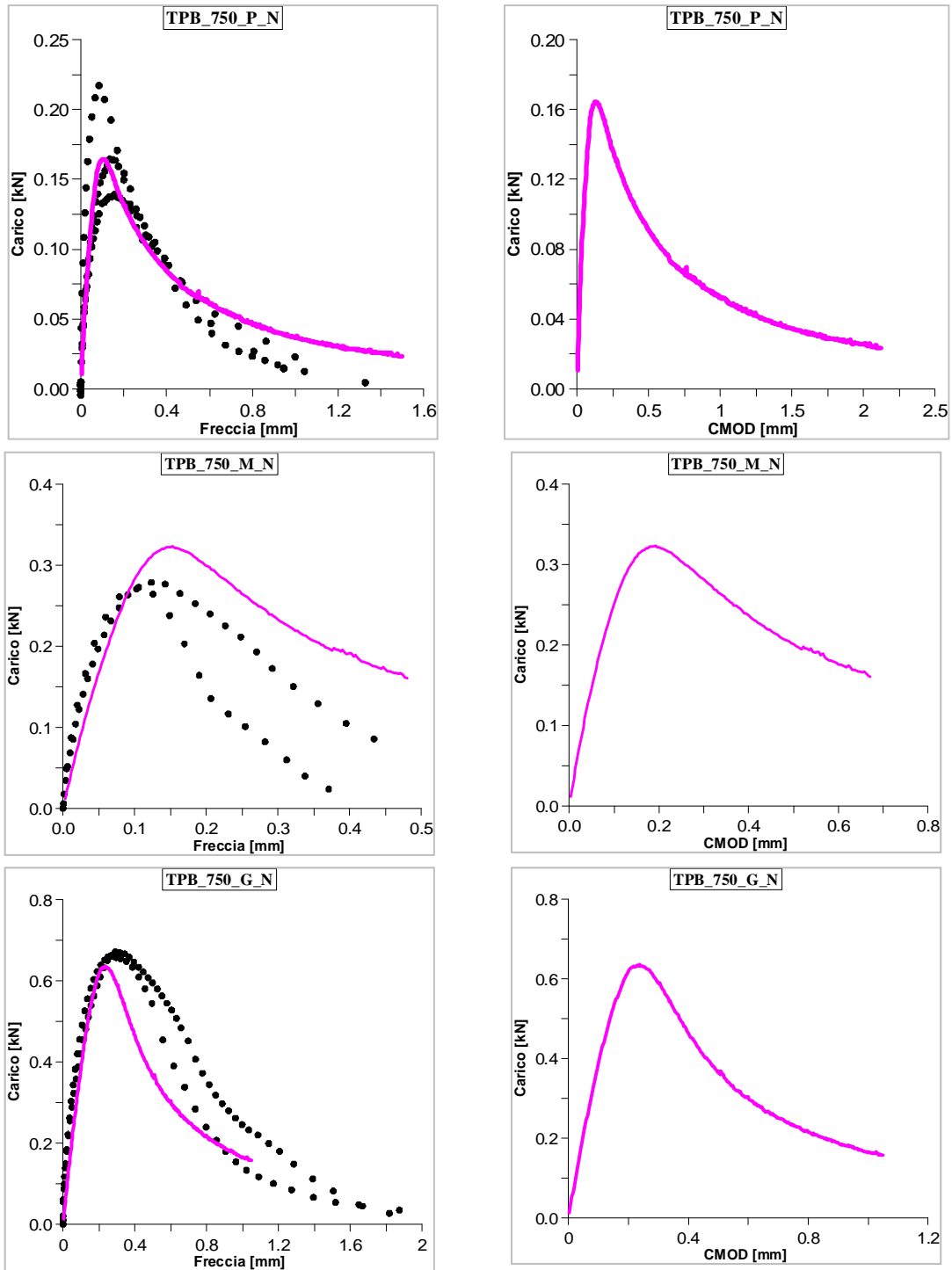


Figura 6.43 Risultati elaborazioni numeriche provini C-750 intagliati



## 6. Analisi dei risultati

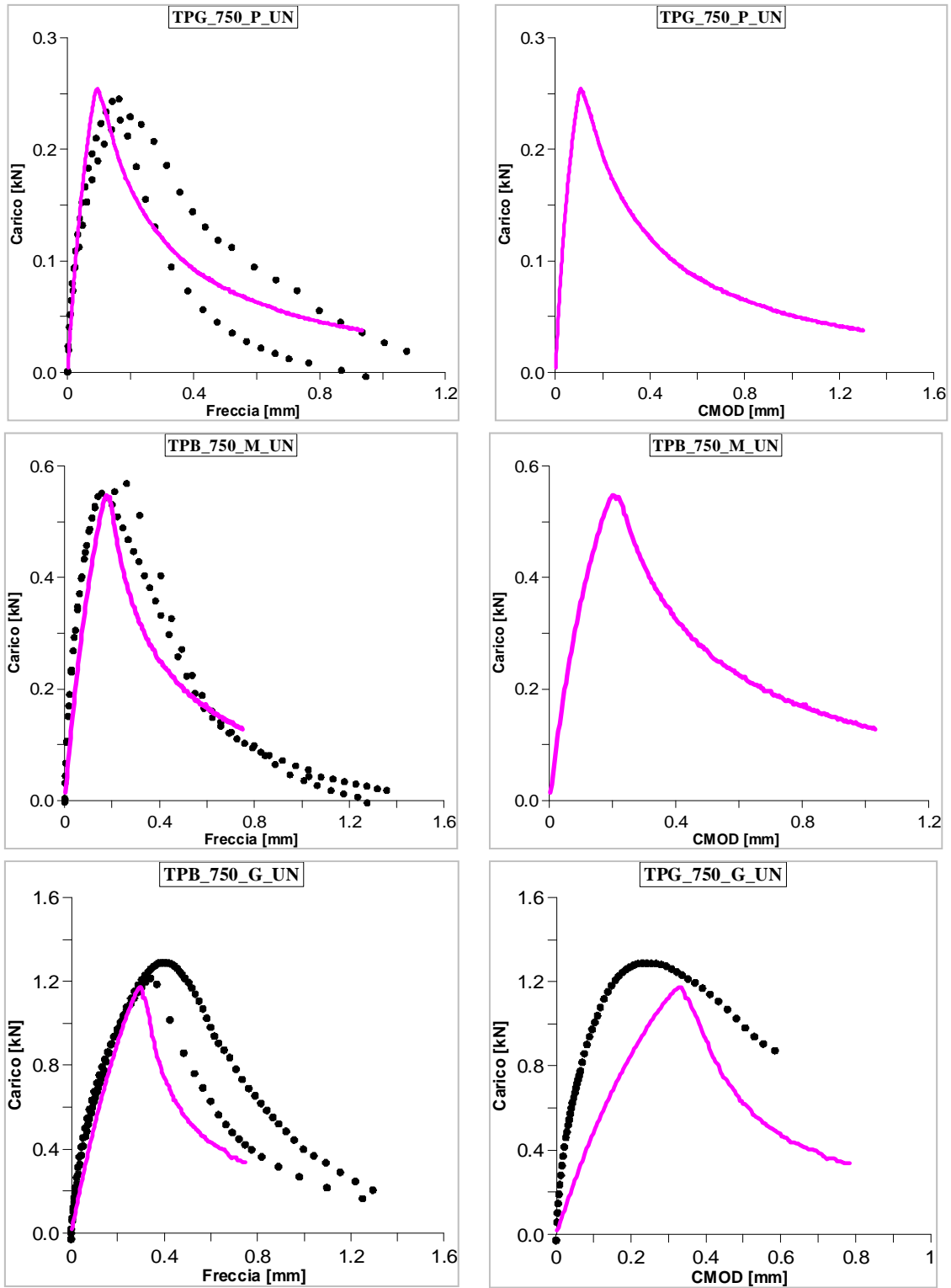


Figura 6.44 Risultati elaborazioni numeriche provini C-750 non intagliati

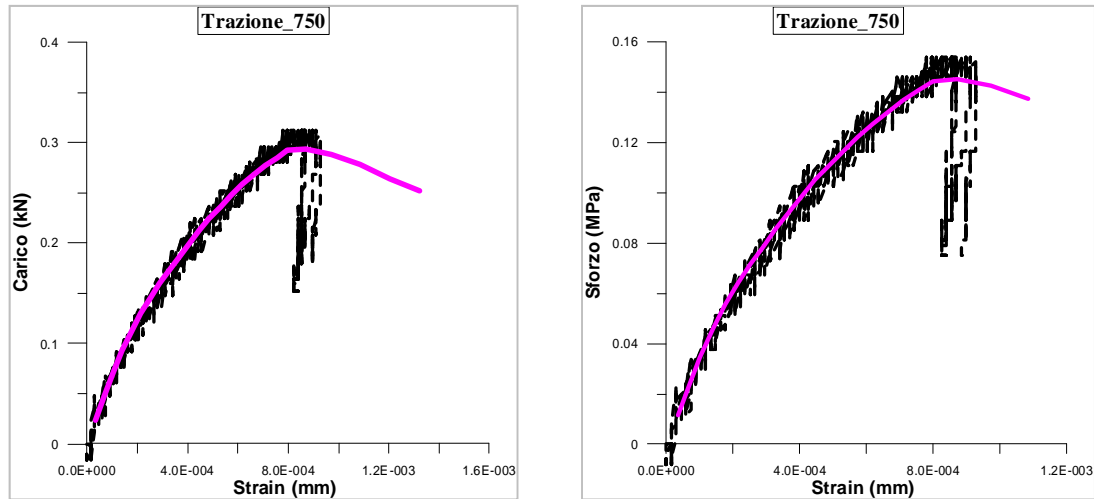


Figura 6.45 Risultati elaborazioni numeriche provino C-750 in prove di trazione diretta

Per l'elaborazione numerica dei provini C-750 si sono ottenuti i seguenti valori:

- $E_c = 3000 \text{ MPa}$ ;
- $E_t = 400 \text{ MPa}$ ;
- $k_1 = 570$ ;
- $k_5 = 5,50$ ;
- $k_6 = 0,83$ .

Il modello numerico per i provini C-750 ha saputo simulare il comportamento del materiale in maniera globalmente accettabile. Se si considera l'entità del trattamento termico e il danneggiamento che il materiale ha subito si possono tralasciare le lievi differenze fra le curve sperimentali e quelle numeriche. Queste differenze possono essere osservate soprattutto nei provini non intagliati dove il comportamento fessurativo del materiale risulta essere meno prevedibile.

Nell'elaborazione di queste ultime prove si è utilizzato un modello con due modelli elastici differenti, a compressione e a trazione. Sperimentale si è visto che il modulo elastico a trazione è circa un decimo rispetto a quello di compressione. Il materiale ha un comportamento diverso a compressione e a trazione. L'asse neutro della sezione si sposta in posizione superiore al baricentro della sezione più velocemente rispetto ai casi dei provini C-500 e C-20.

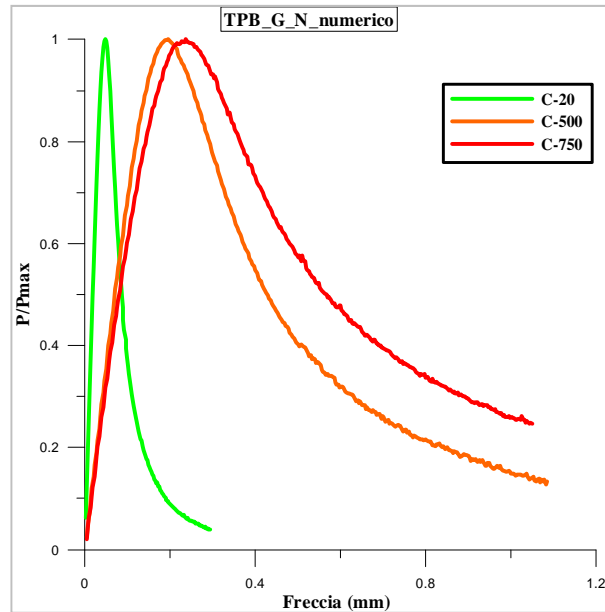


Figura 6.46 Grafico P/Pmax-freccia ottenuto utilizzando i risultati delle elaborazioni numeriche di provini grandi intagliati

Viene proposto nuovamente il grafico di figura 6.10, costruito questa volta utilizzando i risultati ottenuti dalle elaborazioni numeriche.

Il modello numerico riesce ad interpretare bene il comportamento del materiale sia per i provini non trattati e sia per quelli C-500 e C-750. Osservando la figura 6.46 si riesce ad individuare il diverso andamento delle curve carico-freccia al variare del trattamento termico. La curva del provino C-20 ha un andamento lineare fino al raggiungimento del carico di picco, per poi discendere in modo rapido. L'andamento che si ottiene dalle curve delle elaborazioni numeriche concorda con i risultati sperimentali.

Le curve numeriche dei provini C-500 e C-750 seguono l'andamento di quelle sperimentali andando ad esprimere in modo più marcato le differenze del comportamento del materiale danneggiato rispetto a quello di riferimento. Le curve dei provini C-500 e C-750 perdono l'andamento lineare nella fase pre-picco. Il carico massimo viene raggiunto posizionandosi più a destra rispetto a quello di riferimento. La discesa di queste curve è meno marcata rispetto al provino C-20 mostrando un comportamento più duttile del materiale.

Utilizzando i risultati ottenuti dalle elaborazioni numeriche viene meglio visualizzato il diverso comportamento dei materiali C-500 e C-750. Le curve sperimentali proposte in figura 6.10, mostrano un andamento coincidente fino ad una certa quota della fase discendente. Le curve delle elaborazioni numeriche invece si staccano fin dalla fase di pre-picco mostrando che: i provini C-750 perdono l'andamento elastico nella fase di pre-picco e la risposta nella fase di post-picco risulta essere più duttile.

## 6.9. Valutazione dell'effetto scala

In questa sezione verrà fatta una valutazione dell'effetto scala e del suo andamento per i provini intagliati e non al variare del trattamento termico che essi hanno subito. Il modello numerico è stato impostato ottenendo risultati accettabili per tutti i tipi di calcestruzzo, C-20, C-500 e C-750, e di conseguenza è possibile utilizzare i risultati delle sole elaborazioni numeriche per ragionare sull'andamento dell'effetto scala. Al paragrafo 6.3.2. si è parlato di effetto della dimensione sulle proprietà del materiale. I risultati sperimentali sono stati ottenuti dalla sperimentazione di provini che non hanno seguito le prescrizioni dimensionali, le quali prevedono che lo spessore rimanga costante per tutti i tipi di provini, piccoli, medi e grandi, al variare dell'altezza e della luce. Si è quindi utilizzato il modello numerico per effettuare delle elaborazioni su mesh di dimensione controllata rispetto alle prescrizioni.

Si definiscono le dimensioni di riferimento per le elaborazioni per la valutazione della legge di effetto scala:

- Provino piccolo:  $l = 140 \text{ mm}, D = 50 \text{ mm}, b = 50 \text{ mm};$
- Provino medio:  $l = 280 \text{ mm}, D = 100 \text{ mm}, b = 50 \text{ mm};$
- Provino grande:  $l = 560 \text{ mm}, D = 200 \text{ mm}, b = 50 \text{ mm};$

Inoltre è stata creata una mesh di un provino di dimensioni maggiori di quello grande denominato "grande 2".

- Provino grande 2:  $l = 1120 \text{ mm}, d = 400 \text{ mm}, b = 50 \text{ mm}.$

I provini si distinguono in intagliati e non intagliati. La profondità di intaglio viene mantenuta costante in rapporto all'altezza del provino. Si definisce di conseguenza:

$$\alpha_0 = \frac{a_0}{D} = 0,2 \quad (6.13)$$

L'obiettivo principale di questa analisi è quello di verificare la derivazione che porta alla legge universale di effetto scala. Si analizzano dapprima i risultati ottenuti per l'effetto scala di Tipo I e di Tipo II.

### 6.9.1. Effetto scala di tipo II

Per determinare l'andamento delle curve di effetto scala per i provini intagliati si fa riferimento alla regressione lineare I presentata nel paragrafo 2.6.2 dell'equazione 2.69. Si inseriscono in grafico i valori di X e Y e attraverso la regressione lineare si ottiene la retta che rende il miglior fitting dei risultati delle elaborazioni numeriche. Una volta che sono stati valutati i parametri A e C, utilizzando l'equazione 2.77, si possono calcolare le costanti  $D_0$  e  $\sigma_0 = Bf_t$ , utilizzando l'equazione 2.70.

A questo punto si calcola l'energia di frattura  $G_f$ , la lunghezza effettiva della zona di processo  $c_f$  e la resistenza a trazione del modello della fessura coesiva utilizzando l'equazione 2.71.

## 6. Analisi dei risultati

Si riportano innanzitutto i valori dello sforzo nominale a rottura  $\sigma_N$ , in tabella 6.2.

D (mm)	C-20 $\sigma_N$ (MPa)	C-500 $\sigma_N$ (MPa)	C-750 $\sigma_N$ (MPa)
100	2,98	1,15	0,29
200	2,41	0,92	0,27
400	1,99	0,81	0,25

Tabella 6.2 Valore della resistenza nominale massima in funzione della dimensione D e del trattamento termico subito

Si considera una legge caratterizzata da una resistenza effettiva di trazione  $f_t$  e con un energia iniziale di frattura  $G_f$ .

Si riportano in tabella 6.3 i valori di A, C,  $\sigma_0$  e  $D_0$  ottenuti seguendo il procedimento appena spiegato e facendo riferimento alle equazioni relative al capitolo 2.

Tipo	A (MPa <sup>-2</sup> )	C (mm <sup>3</sup> /N <sup>2</sup> )	$\sigma_0$ (MPa)	$D_0$ (mm)
C-20	0,000453	0,0735	3,6891	162,25
C-500	0,002478	0,5789	1,3143	233,60
C-750	0,012	11,1290	0,2997	921,36

Tabella 6.3 Parametri della "Size effect law" determinata differenti trattamenti termici

In tabella 6.4 si riportano i valori dei parametri della legge di effetto scala calcolati in accordo con la 2.71.

D (mm)	$G_f$ (N/mm)	$c_f$ (mm)
C-20	0,0456	26,874
C-500	0,0083	38,693
C-750	0,0017	152,61

Tabella 6.4 Proprietà di frattura del calcestruzzo dopo il trattamento termico a diverse temperature

I valori appena riportati mostrano l'effetto della temperatura del trattamento termico sulle proprietà di frattura del materiale. Con l'aumentare della temperatura la lunghezza effettiva della zona di processo aumenta in maniera significativa. Questo aumento è meno marcato nei provini C-500 rispetto a quelli C-750. L'energia di frattura invece diminuisce con l'aumentare della temperatura. In questo caso i valori decrescono in maniera più costante. Si possono esprimere queste differenze utilizzando dei valori numerici.

$$- c_f(C - 20) = 0,70 c_f(C - 500)$$

$$- c_f(C - 20) = 0,17 c_f(C - 500)$$

$$- G_f(C - 500) = 0,18 c_f(C - 20)$$

$$- G_f(C - 750) = 0,04 c_f(C - 20)$$

Si riporta in figura 6.47 l'andamento della resistenza nominale al variare della dimensione  $D$  per i diversi trattamenti termici. I punti rappresentano i valori della resistenza massima ottenuta dalle elaborazioni numeriche di prove di flessione su tre punti. Le curve rappresentano invece l'andamento della resistenza nominale calcolata secondo la legge di effetto scala. Le curve interpolano i valori dei picchi.

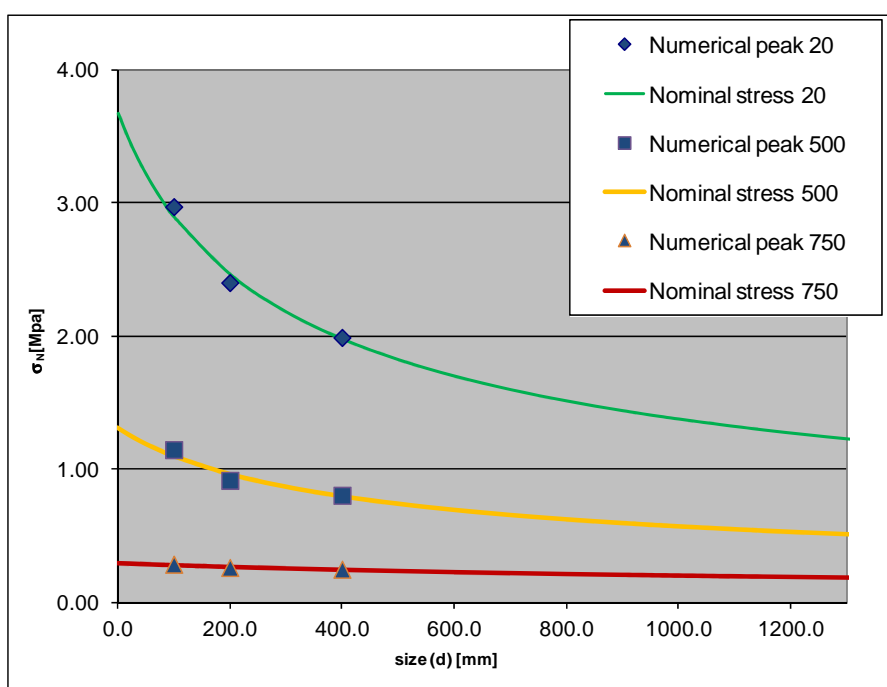


Figura 6.47 Influenza del trattamento termico sulla resistenza nominale

Si può osservare che, all'aumentare della temperatura del trattamento termico, l'effetto scala tende a svanire. Nel provino C-750 questo andamento è evidente. Con l'aumentare della temperatura infatti viene meno la localizzazione della fessura, causa principale dell'effetto scala.

Si può considerare anche la dimensione della zona di frattura per la misurazione della fragilità o della duttilità. Un materiale con una zona di processo più ampia è più duttile. Con l'aumentare della temperatura del trattamento termico aumenta la dimensione della zona di processo della frattura,  $c_f$ . Di conseguenza, la duttilità del materiale, e quindi la duttilità di una rottura, aumenta a causa dell'effetto sulla microstruttura del materiale. Questo fenomeno risulta essere più evidente analizzando i valori della lunghezza caratteristica  $l_1$ .

$$\text{C-20: } l_1 = 67,18 \text{ mm}$$

$$\text{C-500: } l_1 = 96,73 \text{ mm}$$

$$\text{C-750: } l_1 = 381,523 \text{ mm}$$



$$l_1 (\text{C-500}) = 1,44 l_1 (\text{C-20})$$

$$l_1 (\text{C-750}) = 5,70 l_1 (\text{C-20})$$

La ragione per cui avviene questo fenomeno è che il volume, nel quale viene dissipata l'energia, aumenta a causa dei cambiamenti microstrutturali che avvengono nel materiale alle alte temperature. Di conseguenza si ha un cambiamento della sua legge costitutiva.

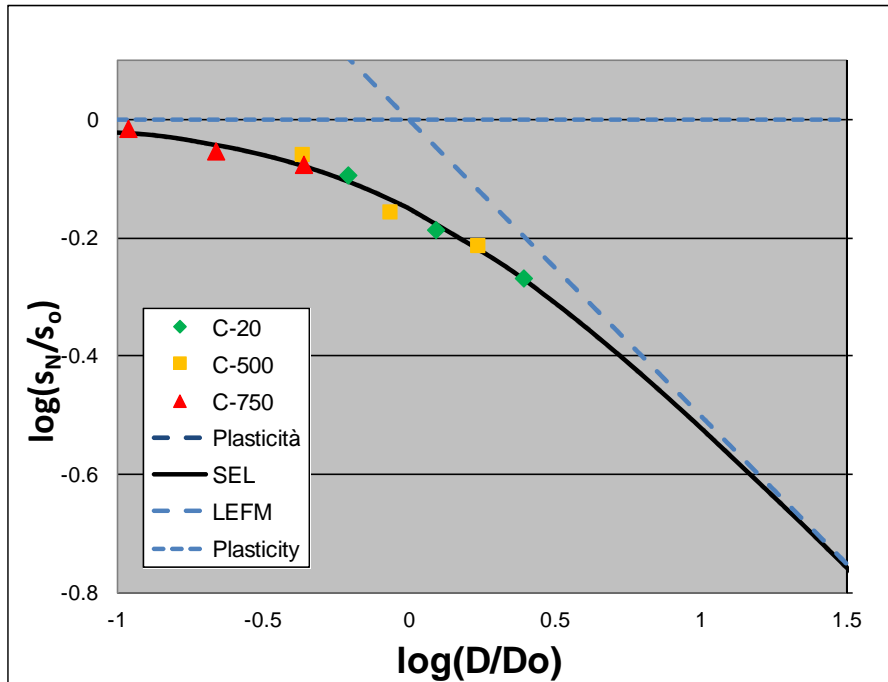


Figura 6.48 Cambiamento del modo di rottura dopo il trattamento termico

Nel grafico di figura 6.48 si osserva uno spostamento verso sinistra dei risultati all'aumentare della temperatura del trattamento termico. Lo spostamento si porta verso la plasticità. Questo significa che la propagazione della frattura diventa più duttile all'aumentare della temperatura. Per alte temperature di esposizione il danneggiamento e la dissipazione dell'energia risultano essere maggiormente distribuite.

### 6.9.2. Analisi delle immagini ESPI

La tecnica interferometrica ESPI risulta essere utile per l'osservazione la localizzazione della frattura e della lunghezza della fessura. Con l'aumentare della temperatura del trattamento termico si osserva una diversa progressione del danneggiamento dei diversi tipi di provini sotto indagine. Le immagini ESPI mostrano campi di deformazione differenti ed una chiara influenza dalle dimensioni del provino. Osservando le immagini ESPI si possono ottenere informazioni sulla lunghezza di fessura e sulla localizzazione del danno per avere una conferma dei risultati sperimentali ottenuti numericamente.

### Lunghezza di fessura

Si riporta il grafico in figura 6.49 la lunghezza della fessura, misurata utilizzando le immagini ESPI, al variare della dimensione dei provini e della temperatura. Si nota che inizialmente i valori della lunghezza di fessura sono simili, per provini di differente dimensione. Nei provini non trattati termicamente all'aumentare della dimensione si ha un aumento della lunghezza di fessura. Dopo il trattamento termico l'aumento della lunghezza di fessura, considerando provini di diversa geometria, è più evidente. Le linee nere in figura 6.49 rappresentano la media dei valori calcolati dalle immagini ESPI. Queste hanno pendenze sono più o meno marcate quando si passa da una temperatura all'altra con pendenza massima quando si passa dai provini C-500 e C-750. Da notare lo stacco netto tra i risultati relativi alla lunghezza di fessura dei provini piccoli e medi alla temperatura di 750°C.

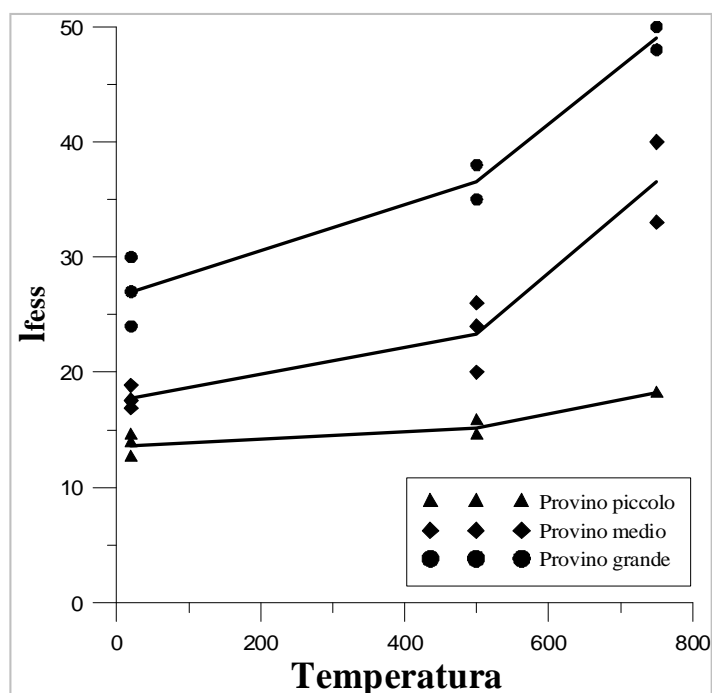


Figura 6.49 Andamento della lunghezza di fessura al variare del trattamento termico

Se si considerando la dimensione della zona di frattura per la misurazione della fragilità o della duttilità si può osservare che il danneggiato termicamente ha lunghezze di fessura maggiori, rispetto alla situazione in cui è assente il trattamento termico. Come si è potuto osservare nelle figure 4.32 e 4.33, all'aumentare della temperatura del trattamento termico, il materiale si comporta in maniera più duttile con un conseguente appiattimento della curva carico-freccia ed un ramo discendente meno ripido. La duttilità di una rottura è una causa dell'effetto del danneggiamento termico sulla microstruttura del materiale.



### Localizzazione della fessura

Con l'aumentare del trattamento termico viene meno la localizzazione della fessura e di conseguenza l'effetto scala tende ad attenuarsi. La figura 6.47 dava una spiegazione di questo fenomeno. Si possono utilizzare alcuni dati sperimentali per verificare e spiegare meglio queste considerazioni. Attraverso l'osservazione delle immagini ESPI, relative a diverse situazioni di carico, si può notare la localizzazione della frattura. Si riportano in figura 6.50 le curve carico-freccia relative a prove TPB di provini grandi, al variare della temperatura del trattamento termico. Si confrontano punti analoghi delle curve per osservare il fenomeno della localizzazione della fessura. Si fa riferimento quindi alla fase pre-picco, al picco, al punto medio della parte discendente e alla parte finale della stessa.

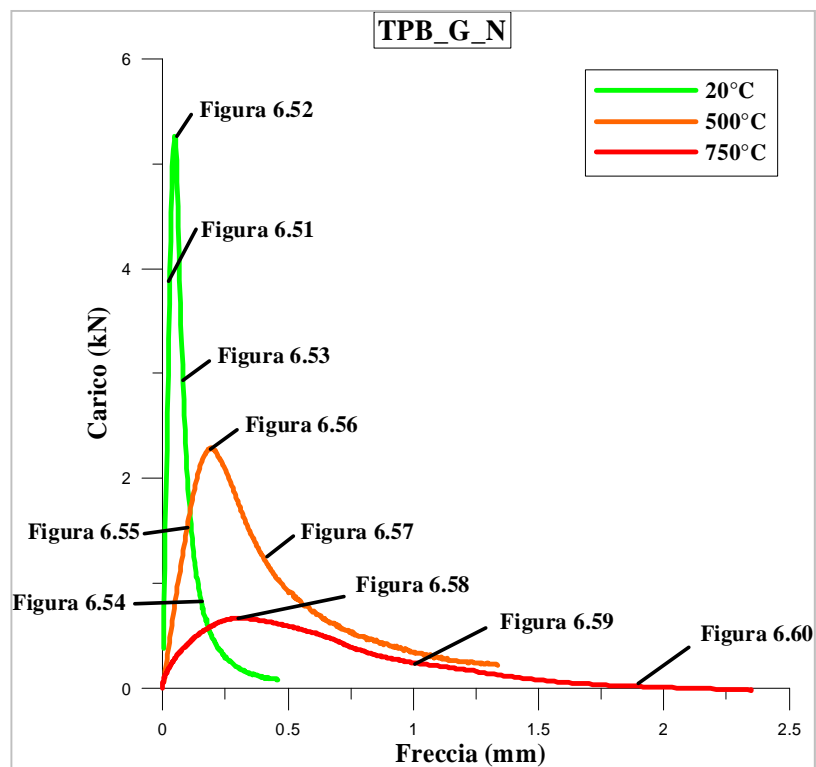


Figura 6.50 Grafico carico-freccia di prove TPB con indicazione numerica alle figure delle immagini ESPI

Facendo riferimento alla figura 6.50 si riportano le immagini ESPI relative al punto della curva considerato al variare della temperatura del trattamento termico.

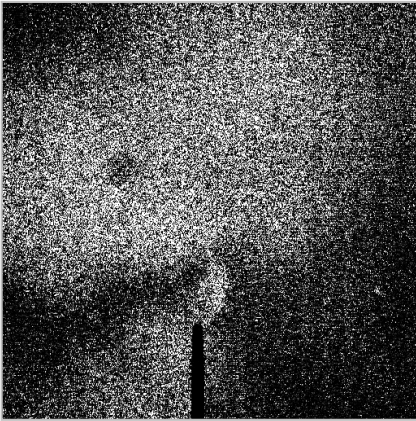


Figura 6.51 ESPI provino C-20 grande – Pre-picco

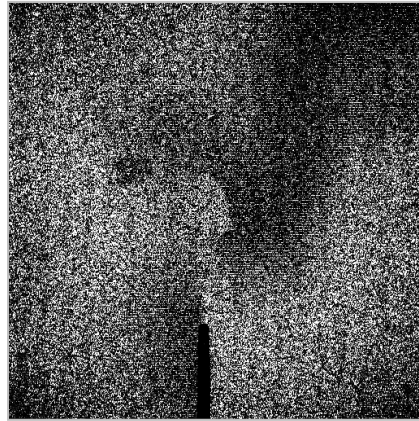


Figura 6.52 ESPI provino C-20 grande – Picco

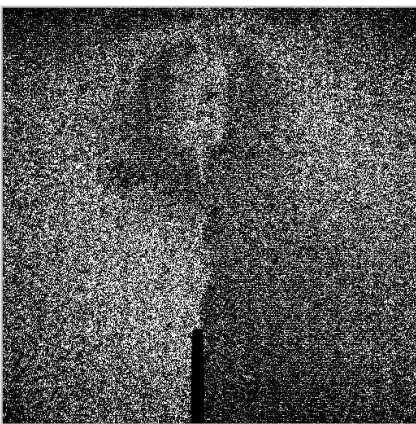


Figura 6.53 ESPI provino C-20 grande – Mezzaria  
del ramo discendente

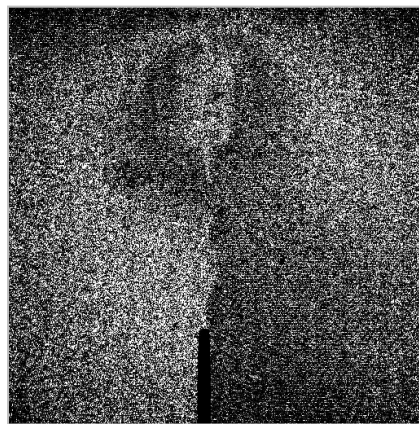


Figura 6.54 ESPI provino C-20 grande - Tratto  
terminale del ramo discendente

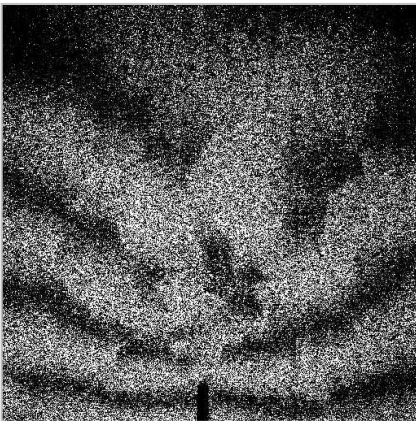


Figura 6.55 ESPI provino C-500 grande – Pre-picco

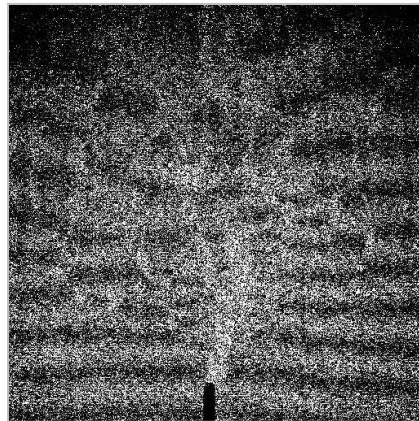


Figura 6.56 ESPI provino C-500 grande – Picco



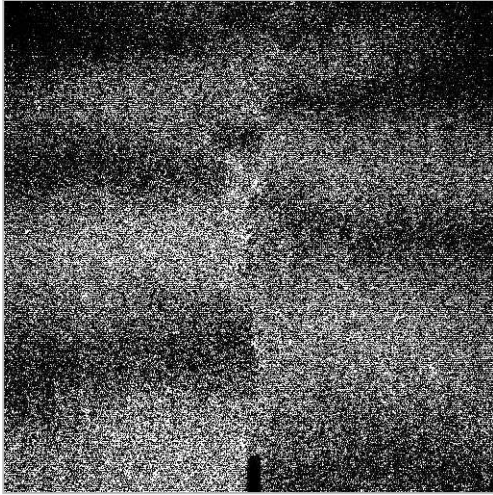


Figura 6.57 ESPI provino C-500 grande – Mezzaria del ramo discendente

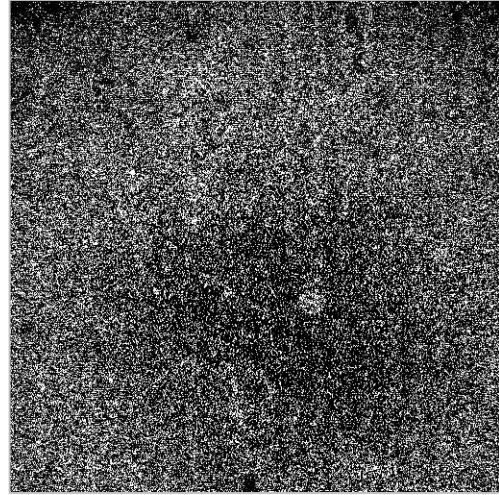


Figura 6.58 ESPI provino C-750 grande – Picco

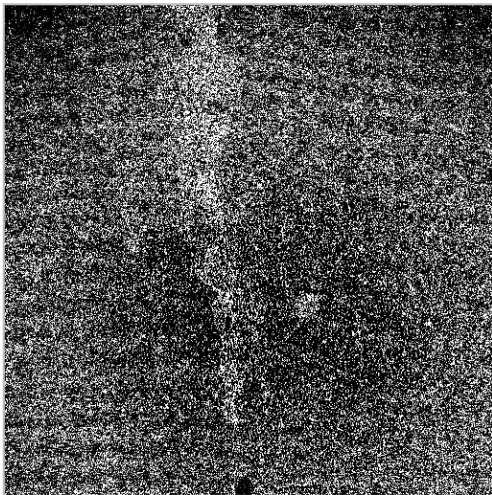


Figura 6.59 ESPI provino C-750 grande – Mezzaria del ramo discendente

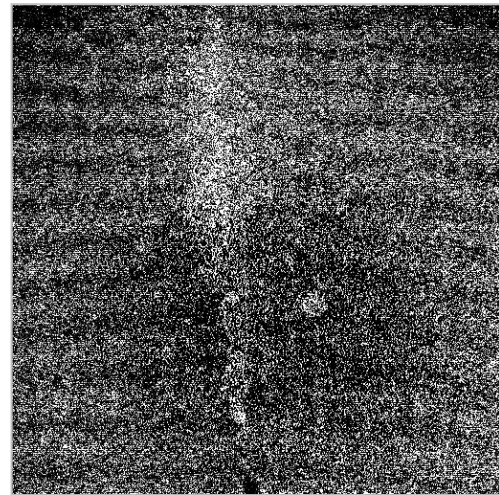


Figura 6.60 ESPI provini C-750 grande – Tratto terminale del ramo discendente

Dal confronto di queste immagini si può osservare che:

- Nella situazione non danneggiata, la fessura si presenta in maniera piuttosto netta e le frange relative al campo di spostamento non disturbano l'immagine;
- Nei provini C-500, nelle situazioni pre-picco e di picco, l'immagine della fessura risulta essere meno netta. Le frange del campo di spostamento non si concentrano in maniera precisa all'apice della cricca ma confluiscono in maniera confusa nell'intorno della fessura, che risulta essere una linea di spessore maggiore, rispetto al caso di riferimento. Superato il picco la fessura si estende comprendo quasi tutta l'altezza utile del provino;
- Nei provini C-750, nonostante siano presenti meno immagini di riferimento, si può osservare chiaramente che la fessura è rappresentata dal tratto più chiaro delle immagini ESPI. Non si riesce a vedere una linea precisa e ben definita ma solo

Un tratto rappresentato da un colore più chiaro dei granuli che compongono l'immagine ESPI.

I risultati sperimentali forniscono un'ulteriore verifica delle affermazioni che sono state fatte in precedenza e dei risultati ottenuti dalle elaborazioni numeriche. Con l'aumentare della temperatura del trattamento termico l'effetto scala tende ad attenuarsi come causa di una minor localizzazione della frattura.

### 6.9.3. Effetto scala di tipo I

L'effetto scala di Tipo I viene calcolato dai risultati delle elaborazioni numeriche di provini non intagliati. Le dimensioni dei provini seguono, come nel caso precedente, quelle dettate dalle prescrizioni. Per i provini non intagliati di conseguenza il valore di  $\alpha_0$  è zero, data l'assenza dell'intaglio. Nei provini non intagliati avviene una redistribuzione degli sforzi dovuta alla presenza di uno strato in cui le microfessure sono distribuite in modo denso che, al carico massimo, ha uno spessore critico  $D_b$ , indipendente dalle dimensioni. Lo sforzo nominale viene calcolato utilizzando l'equazione, già in precedenza proposta, (equazione 2.81), che viene proposta nuovamente:

$$\sigma_N = f_r^\infty \left(1 + \frac{rD_b}{D}\right)^{1/r} \quad (6.15)$$

$$f_r^\infty = \sqrt{\frac{E'G_f}{g'(0)\bar{c}_f}}; \quad D_b = \frac{\langle -g''(0) \rangle}{4g'(0)} c_f; \quad \bar{c}_f = \kappa c_f \quad (6.16)$$

In queste equazioni  $f_r^\infty$  è la resistenza nominale per una struttura molto grande,  $\bar{c}_f$  è la lunghezza effettiva della zona di processo della frattura per un provino non intagliato. Si può esprimere il rapporto fra la lunghezza effettiva della zona di processo della frattura di un provino intagliato e di uno non intagliato attraverso il coefficiente  $\kappa$ . Il valore di  $\kappa$  deve essere maggiore ma prossimo a 1. Il coefficiente empirico  $r$  ha un valore compreso tra 0,5 e 1.

L'equazione 6.15 venne poi modificata da Bazant (1997):

$$\sigma_N = f_r^\infty \left(1 + \frac{rD_b}{l_p + D}\right)^{1/r} \quad (6.15)$$

$l_p$  è la caratteristica di lunghezza che rappresenta la dimensione del volume rappresentativo del materiale. Il valore di questo parametro viene preso uguale a due o tre volte la dimensione dell'aggregato.

Per la risoluzione dell'equazione (6.15) bisogna determinare  $f_r^\infty$ ,  $D_b$  e  $r$  scegliendo quei valori che rendono al meglio la curva passante per i punti calcolati relativi ai valori della resistenza di picco dei vari provini.

In tabella 6.5 si riportano i valori della resistenza, al carico di picco, ottenuta dalle elaborazioni numeriche dei provini non intagliati.

## 6. Analisi dei risultati

D (mm)	C-20 $\sigma_N$ (MPa)	C-750 $\sigma_N$ (MPa)
50	4,75	0,49
100	4,64	0,50
200	4,29	0,48
400	3,87	0,50

Tabella 6.5 Risultati delle elaborazioni numeriche per provini non intagliati

I valori relativi ai provini C-500 non sono stati calcolati perché i risultati delle elaborazioni numeriche dei provini non intagliati, trattati a 500°C, non concordavano con i quelli sperimentali. Osservando i risultati riportati in tabella 6.5 si può notare che nei provini C-750 l'effetto scala si attenua. A questa temperatura di trattamento termico, come si è già visto per i provini intagliati, la localizzazione della frattura è meno evidente.

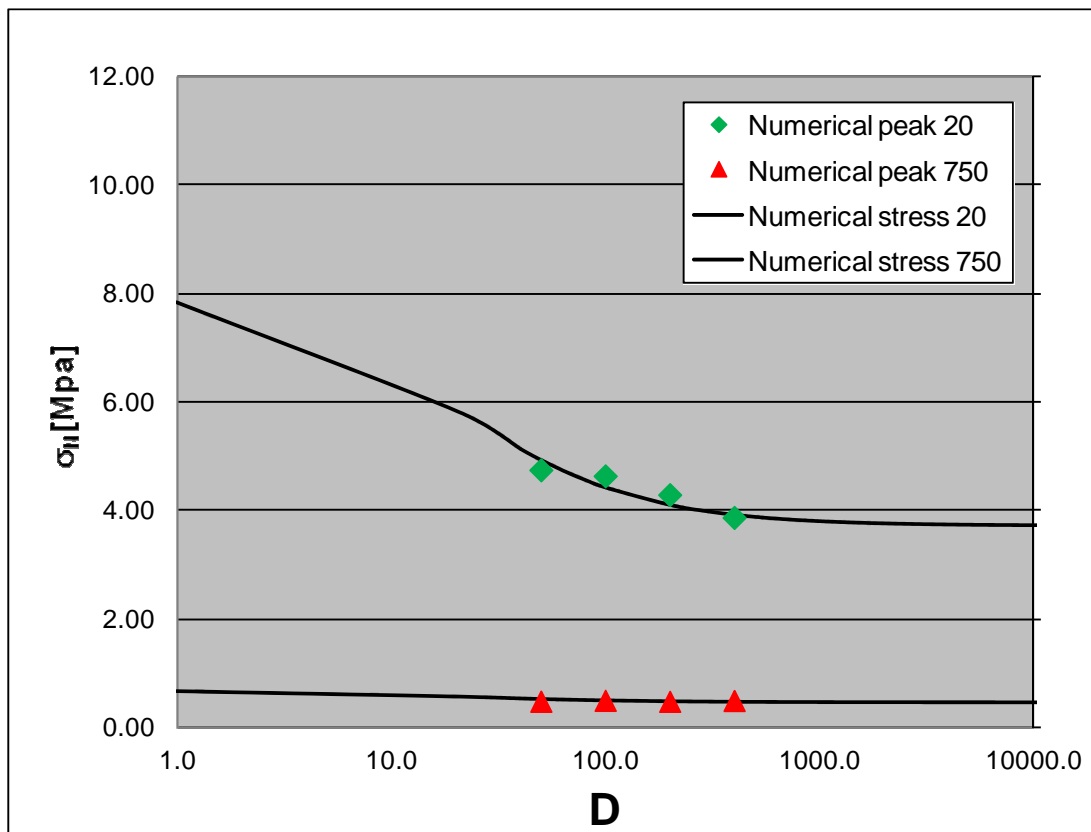


Figura 6.61 Influenza del trattamento termico sulla resistenza nominale

Nel grafico di figura 6.61 viene riportato l'andamento delle curve calcolate secondo l'equazione (6.15). Si riportano in tabella 6.6 i valori utilizzati per ottenere queste curve:

	<b>C-20 <math>\sigma_N</math>(MPa)</b>	<b>C-750 <math>\sigma_N</math>(MPa)</b>
<b><math>f_r^\infty</math> (N/mm<sup>2</sup>)</b>	3,70	0,45
<b><math>D_b</math> (mm)</b>	23,00	10,00
<b><math>r</math></b>	0,95	0,95



## 7. Conclusioni

Lo scopo dell'elaborato è quello di caratterizzare il comportamento del calcestruzzo ad alta resistenza bianco quando sottoposto ad alte temperature. Il calcestruzzo bianco è un materiale innovativo nel campo delle costruzioni perché soddisfa oltre al requisito strutturale anche quello estetico. La colorazione viene ottenuta utilizzando un cemento bianco e aggregati di colorazione chiara, tali da non alterare la gradazione cromatica del composto finale. Un altro aspetto importante di questi calcestruzzi è legato al fenomeno della fotocatalisi, strumento attivo che permette di abbattere sostanze inquinanti evitando il loro accumulo e agevolando lo smaltimento. La fotocatalisi è un fenomeno naturale che sfrutta l'energia luminosa per indurre la formazione di reagenti ossidanti in grado di decomporre alcune sostanze organiche e inorganiche presenti nell'atmosfera. Ne deriva un duplice vantaggio: la decomposizione di sostanze inquinanti, l'accumulo e lo smaltimento delle stesse evitando di sporcare la superficie del materiale. La caratteristica cromatica del materiale viene così mantenuta nel tempo. La valutazione del comportamento del materiale in condizioni di esposizione estreme è importante quindi per avere dati utili per la certificazione del prodotto e per effettuare una corretta progettazione strutturale.

I risultati ottenuti possono risultare utili per studi futuri sul calcestruzzo danneggiato ad alte temperature. Sono stati utilizzati metodi di sperimentazione di tipo non distruttivo, (interferometria ESPI, "ultrasonic pulse velocity", immagini stereomicroscopiche, intrusione porosimetrica di mercurio) per ottenere risultati che, sommati a quelli ottenuti dalle prove di tipo distruttivo, hanno consentito una approfondita interpretazione dei fenomeni di danneggiamento associati ad una esposizione alle alt temperature.

I dati sperimentali sono serviti inoltre per la compilazione di un modello numerico capace di simulare il comportamento del materiale sia nelle normali condizioni di esposizione e sia in seguito ad un trattamento termico (formulazione "over-nonlocal" del modello dei micropiani M4). Partendo dalla considerazione che la capacità portante di una struttura non deve essere ritenuta indipendente dalle dimensioni della stessa, è stato utilizzato il programma di calcolo per valutare l'influenza dell'effetto scala e della sua importanza nel materiale danneggiato termicamente.

Come situazione di riferimento è stata presa quella dei provini non danneggiati termicamente. Confrontando i risultati delle prove su materiale trattato a 250°C, 500°C e 750°C è possibile capire quali sono gli effetti delle alte temperature sul suo comportamento meccanico.

Il calcestruzzo architettonico bianco studiato riesce a soddisfare sia il requisito estetico che quello strutturale. La colorazione del materiale deve rimanere inalterata nel tempo



per garantire il rispetto del requisito estetico. La fotocatalisi, e quindi le aggiunte di biossido di titanio, aiuta sotto questo punto di vista garantendo la durabilità estetica del manufatto. Durante il trattamento termico il materiale non ha subito alcuna variazione cromatica. Le alte temperature non causano di conseguenza variazioni cromatiche significative e quindi il requisito estetico viene rispettato.

Il calcestruzzo bianco studiato è ad alta resistenza con una resistenza a compressione di circa  $70\text{N/mm}^2$ . Il trattamento termico provoca l'insorgere di stati tensionali interni, dovuti a reazioni fisico-chimiche che avvengono nel materiale e a diversi coefficienti di dilatazione termica dei suoi componenti, provocando la formazione di microfessure che danneggiano il materiale. Utilizzando le immagini SEM si è potuto effettuare una valutazione visiva dell'effetto delle alte temperature. Nei provini C-500 le immagini mostrano una fessurazione del calcestruzzo distribuita in maniera casuale lungo i bordi del provino, nelle zone di separazione fra pasta di cemento e aggregato e nella pasta di cemento (Figure 6.24 – 6.28). Nei provini C-750 le fessure sono più diffuse e di dimensioni maggiori rispetto al caso del provino trattato a  $500^\circ\text{C}$ . Il diverso comportamento termico dei componenti ha provocato, in alcuni punti, il distacco dell'aggregato dalla pasta di cemento (Figure 6.29 – 6.33).

La permeabilità, che a sua volta dipende dalla porosità capillare, rappresenta un parametro importante per definire il danneggiamento del calcestruzzo. Maggiore è la porosità e più permeabile è il calcestruzzo. Come detto, il trattamento termico modifica la microstruttura del materiale provocando l'insorgere di fessure più o meno grandi a seconda della temperatura del trattamento. I risultati della prova porosimetrica di intrusione di mercurio evidenziano il fatto che i pori presenti nei provini C-750 hanno un diametro maggiore rispetto a quelli C-500 (Figura 6.35), e di conseguenza rispetto a quelli C-250 e C-20. Il volume cumulativo dei pori risulta essere di  $80\text{ mm}^3/\text{g}$  per i provini C-750,  $45\text{ mm}^3/\text{g}$  per i C-500 rispetto ai  $40\text{ mm}^3/\text{g}$  del materiale di riferimento. Analizzando nel complesso i risultati delle prove porosimetriche e quelli ottenuti dall'osservazione delle immagini SEM si può comprendere che il materiale a  $750^\circ\text{C}$  ha subito un danneggiamento molto marcato rispetto ai provini C-500. Diversi sono i processi fisico-chimici che avvengono a queste due temperature e diversi sono, di conseguenza, gli effetti sul materiale. Le indagini porosimetriche sono state effettuate anche su provini trattati a  $250^\circ\text{C}$ . I risultati mostrano un andamento delle curve simile a quello del provino di riferimento. A queste temperature non avvengono processi chimici di tipo espansivo ma solo una evaporazione di acqua che può provocare l'instaurarsi di stati tensionali all'interno del materiale. Il danneggiamento risulta quindi essere poco marcato. Si può quindi concludere che il danneggiamento dipende dalle variazioni dimensionali che avvengono all'interno del materiale, provocando tensioni tali da superare la resistenza a trazione del materiale e da generare quindi fessure nella pasta cementizia, scollamento tra inerti e pasta, distacchi di materiale.

Le prove di tipo distruttivo mostrano l'andamento delle proprietà meccaniche del materiale al variare del trattamento termico subito. I risultati possono essere riassunti come segue:

- La resistenza a compressione dei provini C-250, C-500 e C-750 è, rispettivamente dell'88%, 60% e del 22% rispetto alla resistenza misurata sul materiale di riferimento;
- La resistenza a trazione del materiale di riferimento è  $2,90 \text{ N/mm}^2$ . Per i provini trattati termicamente invece è del 30% (C-500) e del 5% (C-750) rispetto a quella di riferimento;
- Il confronto dei valori del carico massimo misurato in una prova di flessione su tre punti porta alle percentuali: 50% per i provini C-500 e 12% per i C-750.

Il materiale presenta un comportamento elastico differente a trazione e a compressione con l'aumentare della temperatura del trattamento termico. È stato misurato il valore del modulo elastico a compressione e a trazione. Nella situazione in cui il materiale non è danneggiato termicamente i valori dei moduli elastici sono identici. Il materiale si comporta con la stessa rigidità a compressione e a trazione. Il trattamento termico provoca al suo interno la formazione di difetti e fessure. Se si considerano azioni di compressione le fessure tendono a chiudersi, e quindi a creare una sorta di compattazione del materiale, mentre azioni di trazione ad una riduzione di rigidità del materiale. All'aumentare della severità del danneggiamento e quindi con l'aumentare della temperatura, il comportamento del materiale a compressione e a trazione tende ad essere sempre più diverso. Maggiore è la temperatura del trattamento e maggiore è la differenza fra il modulo elastico a compressione e a trazione. Nei provini C-500 il modulo elastico è 1,5 volte quello di trazione. A  $750^\circ\text{C}$  ha un valore dieci volte maggiore.

Questo discorso risulta ancora più evidente individuando la posizione dell'asse neutro. Nei provini non trattati termicamente, tenendo conto dell'ipotesi di planarità della sezione, l'asse neutro è in posizione baricentrica. Nei provini danneggiati termicamente l'asse neutro tende spostarsi più in alto. La posizione dipende dall'entità del trattamento termico. Se si indica con  $x$  la distanza del bordo superiore del provino dall'asse neutro e con  $h$  l'altezza del provino è stato calcolato che per i provini C-500  $x = 0,44 h$  e  $x = 0,25 h$  per i provini C-750. L'asse neutro di conseguenza tende ad alzarsi. Questi risultati sono stati verificati e confermati sia utilizzando le immagini ESPI sia con i risultati ottenuti dalle elaborazioni numeriche.

Dai risultati sperimentali ottenuti si conclude inoltre che, a differenza della resistenza, il modulo elastico è molto influenzato dal processo di eliminazione dell'acqua capillare, che avviene già nei primi passi del riscaldamento. Questo fatto può essere valutato confrontando il decadimento del modulo elastico e della resistenza a compressione al variare della temperatura del trattamento termico. Il modulo elastico a compressione di

provini C-250 è del 60% rispetto a quello di riferimento, del 16% per i C-500 e del 9% per i C-750. Se si confrontano queste percentuali con quelle precedentemente elencate, relative al decadimento della resistenza a compressione, si può notare che il modulo elastico è penalizzato già a partire dalla temperatura di 250°C, alla quale avvengono per lo più processi di evaporazione di acqua capillare. Lo stesso si può dire valutando la situazione di sforzo di trazione. Il modulo elastico a trazione è del 10% per i provini C-500 e dell'1% per i C-750. Questi valori risultano essere inferiori a quelli relativi alla resistenza a trazione.

Si può valutare globalmente la risposta strutturale confrontando l'andamento delle curve carico-freccia relative a prove TPB al variare della temperatura. Si osserva che, con l'aumentare del danneggiamento termico, la struttura ha un comportamento a rottura sempre più duttile. La curva del provino di riferimento presenta un tratto discendente molto ripido, tipico di un materiale con comportamento fragile. Nei provini C-500 e C-750 la curva si appiattisce e la pendenza del tratto discendente risulta essere sempre meno marcata. Il trattamento termico induce ad una modificazione della microstruttura del materiale provocando un cambiamento significativo della sua legge costitutiva.

Per interpretare correttamente i risultati sperimentali si è proceduto all'identificazione dei parametri di frattura attraverso metodi indiretti. Per valutare le proprietà residue del materiale è importante considerare che queste dipendono dalle dimensioni e dalla forma dei provini utilizzati. La percezione comune per cui la resistenza a compressione e a trazione siano proprietà inerenti il materiale non è corretta, per il fatto che la resistenza nominale cambia al variare delle dimensioni dei provini. Il problema dell'effetto scala è di cruciale importanza per il calcestruzzo, perché è un materiale incapace di deformazione plastiche e con una zona di processo della frattura non trascurabile rispetto alle dimensioni della struttura stessa. È importante infatti considerare che, in seguito al trattamento termico, il provino ha un comportamento costitutivo alterato. In questo contesto è importante capire il processo di frattura del materiale per una corretta un'interpretazione dei risultati sperimentali. Per valutare l'andamento dell'effetto scala sono stati utilizzati i risultati ottenuti dal programma numerico (formulazione "over-nonlocal" del modello dei micropiani) che, opportunamente settato, ha dato ottimi risultati. Il programma è riuscito a simulare il comportamento del materiale di tutte le prove sperimentali eseguite. Un unico problema è stato riscontrato nei provini non intagliati trattati a 500°C. Come prescritto dalle raccomandazioni sono stati testati provini geometricamente simili, per identificare la resistenza reale residua del materiale danneggiato. Ad ogni modo il rapporto tra la resistenza del materiale danneggiato e quello non danneggiato è dipendente dalla dimensione.

I risultati numerici mostrano che con un aumento della temperatura del trattamento termico l'effetto scala tende ad attenuarsi. L'effetto scala è dovuto alla localizzazione

della frattura. Dalle immagini ESPI è stato possibile osservare che nei provini danneggiati termicamente la zona di processo della frattura non è netta come nel provino di riferimento e le sue dimensioni sono maggiori in lunghezza e larghezza (Figure 6.51-6.60). La microfessurazione che avviene prima del picco, che causa una risposta di tipo non lineare, è uno dei fattori più significativi delle proprietà residue del materiale. L'evoluzione di questa regione può dare una spiegazione dell'aspetto relativo all'effetto scala. I parametri che definiscono la dimensione della zona di processo sono la lunghezza effettiva della zona di processo  $c_f$  e la caratteristica di lunghezza del materiale,  $l_1$ . Questi parametri aumentano di valore all'aumentare del trattamento termico. Si può osservare che  $c_f$  e  $l_1$  dei provini C-500 e C-750 hanno un valore pari a 1,44 e 5,70 volte rispetto al provino di riferimento. La dimensione della zona di processo della frattura può essere presa come misura della fragilità o duttilità del materiale. Un materiale con una zona di processo della frattura più grande viene considerato più duttile. Una zona più grande infatti provoca una redistribuzione degli sforzi macroscopici non trascurabile con rilascio di energia dalla struttura. Il decadimento della resistenza nominale dei provini non trattati termicamente è apprezzabilmente differente rispetto a quello dei provini trattati termicamente. I risultati numerici mostrano che il trattamento termico causa uno spostamento verso destra dei dati inseriti nel grafico di figura 6.49. Questo significa uno spostamento verso la plasticità e che la propagazione della frattura diventa più duttile, all'aumentare dell'entità del trattamento termico. Alle alte temperature il danneggiamento e la dissipazione dell'energia risulta essere più distribuita.



## Bibliografia

- [1]. Ajovalasit A., “*Analisi sperimentale delle tensioni con gli estensimetri elettrici a resistenza*” (2006), Aracne editrice, Roma.
- [2]. Bažant Z. P., “*Effect of temperature and humidity on fracture energy of concrete*” (1988), ACI Materials Journal, 87(4), pp. 262-271.
- [3]. Bažant Z. P., “*Microplane model for concrete*” I-II (1996), Journal of engineering mechanics”, ASCE, 122 (3), pp. 245-262.
- [4]. Bažant Z. P., “*Fracture and size effect in concrete and other quasibrittle materials*” (1998), CRC Press, Boca Raton, Florida, USA, capitoli 1-4 e 6.
- [5]. Bažant Z. P., Caner. C., Carol I., Adley M. D., Akers S. A., “*Microplane model M4 for concrete. I-Formulation with work-conjugate deviatoric stress*” (2000), Journal of engineering mechanics, 126 (9), pp. 944-953.
- [6]. Bažant Z. P., Caner. C., Carol I., Adley M. D., Akers S. A., “*Microplane model M4 for concrete. II-Algorithm and calibration*” (2000), Journal of engineering mechanics, Vol. 126, No. 9, pp. 954-961.
- [7]. Biolzi L., Cattaneo S., Rosati G., “*Evaluating residual properties of thermally damaged concrete*” (2008), Cement & concrete composites, No. 30, pp. 907-916.
- [8]. Bordelon A., “*Manual for three point bending single-edge notched beam fracture test for plain or fiber-reinforced concrete*” (2008).
- [9]. Cassar L., Pepe C., Pimpinelli N., “*Materiali cementizi e fotocatalisi*” (1997), Seminario FAST “Materiali: Ricerca e Prospettive Tecnologiche alle Soglie del 2000”, Milano.
- [10]. Cedolin L., Cusatis, G., “*Identification of concrete fracture parameters through size-effect experiments*” (2008), Cement and concrete composites, 30, 788-797.
- [11]. Chusid M., Reed A., “*Better, brighter, whiter concrete*” (2004), The Construction Specifier.
- [12]. Colleparidi M., Valente M., “*Effetto delle alte temperature sulle proprietà dei calcestruzzi armati*” (1978), L’industria Italiana del Cemento, 6, pp. 481-501.
- [13]. Di Luzio G., “*A new nonlocal microplane model for fracture and damage in concrete*” (2001), Tesi di dottorato, Dipartimento di Ingegneria strutturale del Politecnico di Milano, Milano, IT, capitoli 1-3.
- [14]. Di Luzio G., “*A symmetric over-nonlocal microplane model M4 for fracture in concrete*” (2007), International Journal of Solid and Structures 44, Maryland Heights, MO, USA, pp. 4418-4441.

- [15]. Di Luzio G., “*Size effect in thermally damaged concrete*” (2009), International Journal of damage mechanics, Vol. 00, No. 00, pp. 1-26.
- [16]. Guerrini G., Cattaneo S., Rosati S., “*La resistenza residua di calcestruzzo bianco al alte prestazioni esposto alle alte temperature*” (2002), Atti del 14° congresso C.T.E. Mantova, Built up.
- [17]. Guerrini G., Guillot L., “*Realizzazione di edifici con l'utilizzo di cementi foto catalitici*” (2006), 16° Congresso C.T.E. – Parma, 2, pp. 941-950.
- [18]. Hillerborg A., Modèer N., Petersson P. E., “*Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics in finite elements*” (1976), Cement Concrete Res, 6, pp. 773-782.
- [19]. Irwin G. R., “*Analysis of stress and strain near the end of a crack traversing a plate*” (1957), J. Appl. Mech., 24, pp. 361-364.
- [20]. Khoury A. G., “*Effect of fire on concrete and concrete structures*” (2000), Progress in structural engineering and materials, Vol. 2, pp. 429-447.
- [21]. Kodur V. K. R., “*Fire performance of high-strength concrete structural members*” (1999), IRC Construction Technology Update, 31.
- [22]. Pantazopoulou S. J., Mill R. H., “*Microstructural aspects of the mechanical response plain concrete*” (1995), ACI material journal, 92, pp. 605-616.
- [23]. Phan T. L., Carino N. J., “*Review of mechanical properties of HSC at elevated temperature*” (1998), Journal of materials in civil engineering, 10(1), pp. 58-64.
- [24]. Phan T. L., Carino N., “*Fire performance of high strength concrete: research needs*” (2000), ASCE/SEI Structures congress 2000.
- [25]. Powers T. C., Brownyard T. L., “*Studies of the physical properties of hardened Portland cement paste*” (1946), ACI materials journal, 41.
- [26]. Zadrazil T., Vodàk F., Kapicková O., “*Effect of temperature and age of concrete on strength – Porosity relation*” (2004), Acta Polytechnica, 44(1). Pp53-56.



## Indice figure

Figura 1.1 Vista frontale chiesa “Dives in misericordia” .....	11
Figura 1.2 Vista frontale da terra chiesa "Dives in misericordia" .....	12
Figura 1.3 Città della musica e delle Belle Arti - Chambéry (Francia).....	13
Figura 1.4 I.lab - Parco Scientifico del Kilometro Rosso.....	13
Figura 2.1 a) Stato di sforzo in ambito elastico con cavità ellittica, b) infinito se l'ellisse tende ad una linea di frattura .....	15
Figura 2.2 Caratteristiche del <i>crack band model</i> .....	17
Figura 2.3 Perdita di oggettività in una modellazione con crack model classico.....	18
Figura 2.4 Effetto scala: a) curva sforzo normale-curvatura relativa, b) grafico bilogarithmico sforzo-dimensione.....	19
Figura 2.5 Effetto scala sulla duttilità della struttura.....	20
Figura 2.6 a) Distribuzione delle traiettorie degli sforzi principali massimi. b) Distribuzione dello sforzo normale attorno all'apice della fessura.....	21
Figura 2.7 Propagazione della fessura: a) situazione iniziale, b) situazione dopo l'applicazione di un carico .....	22
Figura 2.8 a) curva carico quasi statico-spostamento. b) Area che rappresenta il lavoro totale. c) Area che rappresenta l'energia elastica di deformazione e la sua complementare. d) Area che rappresenta l'energia fornita e dissipata per la frattura.....	25
Figura 2.9 a) Processo di frattura incrementale. b-d) processo di frattura incrementale virtuale: b) spostamento costante, c) carico costante, d) $\Delta P/\Delta u$ arbitrario.....	25
Figura 2.10 a) Piano di carico in grafico $G - a$ . b) Area che rappresenta l'energia fornita e dissipata per la frattura .....	26
Figura 2.11 a) Propagazione della fessura con $G$ costante. b) Processo di carico e scarico di un provino LEFM.....	27
Figura 2.12 Grafico carico-spostamento in un processo di carico scarico: a) per una struttura dove le curve iso- $G$ mostrano inclinazione verso il basso, b) verso l'alto .....	27
Figura 2.13 Pannello infinito soggetto a tensione uniassiale.....	28
Figura 2.14 a) Trave in una prova TPB. b) Distribuzione degli sforzi in fase elastica. c) Distribuzione degli sforzi in fase plastica. d) Distribuzione degli sforzi di taglio in fase elastica. e) Distribuzione degli sforzi in fase plastica.....	32

Figura 2.15 Schemi per spiegare l'effetto scala e la propagazione della frattura .....	34
Figura 2.16 Grafico di regressione bilogarithmico.....	43
Figura 2.17 Grafico di regressione lineare di tipo I.....	44
Figura 2.18 Grafico di regressione lineare di tipo II .....	45
Figura 2.19 Indicazioni dimensionali di un provino della RILEM .....	47
Figura 2.20 Comportamento dei due tipi di effetto scala .....	52
Figura 2.21 Funzione di energia liberata, della derivata prima e seconda per una prova TPB.....	53
Figura 2.22 Rappresentazione della legge universale di effetto scala.....	56
Figura 3.1 Grafico che rappresenta lo sforzo di picco normalizzato rispetto alla temperatura.....	69
Figura 3.2 Grafico deformazione di picco normalizzata-temperatura.....	70
Figura 3.3 Grafico modulo elastico normalizzato-temperatura.....	70
Figura 3.4 Illustrazione schematica della temperatura e delle condizioni di umidità. Si indica con: A) zona secca, B) Zona di vapore, C) Zona umida, T) temperatura, P) Pressione di vapore, u) contenuto di umidità .....	73
Figura 3.5 Sforzi termici relativi a: a) un angolo, b) una superficie convess.....	74
Figura 3.6 Relazione resistenza a compressione-temperatura per: a) calcestruzzi NWA, b) calcestruzzi LWA. (Test unstressed).....	77
Figura 3.8 Relazione resistenza a compressione-temperatura per: a) calcestruzzi NWA, b) calcestruzzi LWA. (Stressed test).....	78
Figura 3.7 Relazione resistenza a compressione-temperatura per: a) calcestruzzi NWA, b) calcestruzzi LWA. (Unstressed residual test).....	78
Figura 3.9 Relazione modulo elastico-temperatura per calcestruzzi NWA e LWA. (Unstressed test) .....	79
Figura 3.10 Relazione modulo elastico-temperatura per calcestruzzi NWA e LWA. (Unstressed residual test).....	79
Figura 3.11 Perdita di peso per differenti temperature di riscaldamento .....	81
Figura 3.12 Energia di frattura per diverse temperature di riscaldamento .....	82
Figura 3.13 Energia di frattura del calcestruzzo NSC per diversi periodi di esposizione .....	82

Figura 3.14 Resistenza per diverse temperature di riscaldamento .....	83
Figura 3.15 Parametri di rigidità per differenti temperature di riscaldamento .....	83
Figura 3.16 Caratteristica di lunghezza per diverse temperature di esposizione.....	84
Figura 3.17 Penetrazione di fessura al carico di picco per provini di differente dimensione.....	86
4.1 Parte superiore amovibile del forno.....	94
Figura 4.2 Parte inferiore del forno per l'alloggiamento dei provini .....	94
Figura 4.3 Curve di riscaldamento a 250°C, 500°C e 750°C .....	95
4.4 Provini per le prove di compressione .....	96
Figura 4.5 - Provini cubici e cilindrici per le prove di compressione.....	96
Figura 4.6 Provino cubico posizionato nella cella di carico.....	98
Figura 4.7 Provino cilindrico posizionato nella cella di carico .....	98
Figura 4.8 Provino cubico: prova in esecuzione.....	98
Figura 4.9 Provino cilindrico: prova in esecuzione .....	98
Figura 4.10 Provino cubico: prova conclusa .....	98
Figura 4.11 Provino cilindrico: prova conclusa.....	98
Figura 4.12 Modalità di rottura soddisfacenti per provini cubici .....	99
Figura 4.13 Modalità di rottura soddisfacenti per provini cilindrici .....	99
Figura 4.14 Esempi di rottura a clessidra di un provini cubici.....	99
Figura 4.15 Valori della resistenza a compressione in funzione della dimensione del provino.....	100
Figura 4.16 Dimensione dei provini per le prove TPB.....	101
Figura 4.17 Macchinario di carico.....	102
Figura 4.18 Schema che descrive la disposizione dei componenti.....	103
Figura 4.19 Sottrazione del pattern a speckle della situazione non disturbata e di quella disturbata .....	104
Figura 4.20 Esempio di immagine ESPI durante un prova di flessione .....	105
Figura 4.21 Posizionamento degli elementi dell'interferometria ESPI.....	106
Figura 4.22 Illuminazione con luce diffusa della superfici del provino .....	107
Figura 4.23 Disposizione dei coltelli per la clip gage .....	108

Figura 4.24 Posizione dei componenti per una prova TPB .....	108
Figura 4.25 Curve che rappresentano l'andamento della prova.....	109
Figura 4.26 Possibile errore nell'interpretazione della curva.....	110
Figura 4.27 Preparazione ed esecuzione della prova.....	110
Figura 4.28 Illuminazione del provino .....	111
Figura 4.29 Formazione della fessura.....	111
Figura 4.30 Esempio di immagine ESPI su provino medio nella fase di post-picco.	112
Figura 4.31 Esempio di immagine ESPI su provino piccolo.....	112
Figura 4.32 Risultati sperimentali dei provini intagliati piccoli, medi e grandi al variare della temperatura .....	113
Figura 4.33 Risultati sperimentali dei provini non intagliati piccoli, medi e grandi al variare della temperatura .....	114
Figura 4.34 Risultati sperimentali dei provini C-20 al variare delle dimensioni.....	115
Figura 4.35 Risultati sperimentali dei provini C-500 al variare delle dimensioni.....	115
Figura 4.36 Risultati sperimentali dei provini C-750 al variare delle dimensioni.....	115
Figura 4.37 Dimensione dei provini per le prove di trazione diretta.....	116
Figura 4.38 Provino attrezzato con gli LVDT .....	117
Figura 4.39 Andamento della resistenza di trazione al variare della temperatura del trattamento.....	119
Figura 4.40 Comparazione delle curve sforzo-deformazione al variare della temperatura.....	119
Figura 4.41 Curve sforzo-deformazione.....	120
Figura 4.42 Confronto risultati numerici tra una prova di flessione ed una di trazione diretta.....	121
Figura 4.43 Provino cilindrico numero 1.....	122
Figura 4.44 Provino cilindrico numero 2.....	122
Figura 4.45 Schema di preparazione della prova.....	122
Figura 4.46 Posizionamento del provino .....	123
Figura 4.47 Provino cilindrico a rottura .....	124
Figura 4.48 Rottura del provino secondo la linea di carico.....	124

Figura 4.49 Confronto dell'andamento delle elaborazioni numeriche a flessione e a trazione .....	125
Figura 4.50 Applicazione delle placche metalliche .....	127
Figura 4.51 Esecuzione della prova di modulo a compressione.....	128
Figura 4.52 Andamento del modulo elastico a compressione e a trazione al variare della temperatura .....	129
Figura 4.53 Attrezzatura per l'esecuzione della prova UPV .....	130
Figura 4.54 Confronto tra i moduli elastici ottenuti attraverso le diverse prove effettuate .....	132
Figura 5.1 Principi di un approccio a) diffuso, b) discreto. ....	134
Figura 5.2 Componenti di deformazione su un generico micropiano .....	137
Figura 5.3 Flow chart degli sforzi e delle deformazioni nel modello con vincolo a) cinematico, b) statico.....	138
Figura 5.49 Superficie limite per sforzo normale .....	141
Figura 5.5 Superficie limite deviatorica .....	142
Figura 5.6 Sforzo normale e tangenziale di micropiano: superficie limite.....	143
Figura 5.7 Superfici limite per sforzo volumetrico di trazione e compressione.....	144
Figura 5.8 Mesh provino compressione 10x10.....	150
Figura 5.9 Mesh provino piccolo intagliato e non per prove TPB .....	151
Figura 5.10 Mesh provino medio intagliato e non per prove TPB .....	151
Figura 5.11 Mesh provino grande intagliato e non per prove TPB .....	152
Figura 5.12 Condizione sulla mesh utilizzata per le prove TPB .....	153
Figura 5.13 Mesh e condizioni applicate per il provino di prove di trazione diretta.	153
Figura 6.1 Risultati elaborazioni numeriche dei provini C-20 .....	158
Figura 6.2 Risultati elaborazioni numeriche dei provini C-500 .....	158
Figura 6.3 Risultati elaborazioni numeriche provini C-750 .....	159
Figura 6.4 Rappresentazione del diverso comportamento a trazione e a compressione del materiale .....	160
Figura 6.5 Risultati prove di modulo a compressione dei provini C-20.....	162
Figura 6.6 Risultati prove di modulo a compressione dei provini C-250.....	162

Figura 6.7 Risultati prove di modulo a compressione dei provini C-500.....	162
Figura 6.8 Risultati prove di modulo a compressione dei provini C-750.....	163
Figura 6.9 Calcolo del modulo elastico a trazione dei provini C-20, C-500 e C-750, ottenuto dalle curve sforzo-deformazione delle prove di trazione diretta.....	164
Figura 6.10 Grafico P/Pmax-freccia ottenuto utilizzando i risultati sperimentali di provini grandi intagliati .....	167
Figura 6.11 Andamento della diminuzione percentuale dei valori massimi a compressione, flessione e trazione al variare della temperatura .....	171
Figura 6.12 Analisi di una sezione rettangolare soggetta ad un momento flettente..	172
Figura 6.13 Analisi di una sezione rettangolare soggetta a momento flettente nel caso in cui $\sigma_c \neq \sigma_t$ .....	174
Figura 6.14 Analisi di una sezione rettangolare inflessa in cui l'asse neutro è al di sopra dell'asse neutro.....	174
Figura 6.15 Immagini ESPI al carico di picco di un provino C-20 .....	176
Figura 6.16 Immagini ESPI al carico di picco di un provino C-500 piccolo .....	176
Figura 6.17 Immagini ESPI al carico di picco di un provino C-500 medio .....	177
Figura 6.18 Immagini ESPI al carico di picco di una provino C-750 medio .....	177
Figura 6.19 Distribuzione dello sforzo orizzontale in fase elastica in un provino C-20 piccolo .....	178
Figura 6.20 Distribuzione dello sforzo orizzontale al carico di picco in un provino C-20 piccolo .....	179
Figura 6.21 Distribuzione dello sforzo orizzontale al carico di picco in un provino C-20 piccolo .....	179
Figura 6.22 Percorso ottico di uno stereomicroscopio .....	180
Figura 6.23 Immagine del provino di riferimento .....	182
Figura 6.24 Provino trattato a 500°C.....	182
Figura 6.25 Formazione di fessure in posizione casuale nella pasta cementizia.....	183
Figura 6.26 Formazione di fessure lungo i bordi del provino .....	183
Figura 6.27 Rare fessurazioni nelle zone di separazione fra aggregato e pasta di cemento.....	184
Figura 6.28 Distacco dell'aggregato .....	184

Figura 6.29 Provino trattato a 750°C.....	184
Figura 6.30 Fessurazione profonda e lunga nella pasta di cemento .....	185
Figura 6.31 Presenza di fessure lungo i bordi.....	185
Figura 6.32 Fessurazione nella zona di separazione fra aggregato e pasta .....	185
Figura 6.33 Distacco di aggregato .....	185
Figura 6.34 Relazione fra volume cumulativo dei pori ed il loro diametro .....	188
Figura 6.35 Grafico volume relativo-diametro dei pori.....	189
Figura 6.36 Illustrazione del procedimento da effettuare per ottenere il giusto valore dei parametri variabili.....	190
Figura 6.37 Risultati elaborazioni numeriche provini C-20 intagliati.....	191
Figura 6.38 Risultati elaborazioni numeriche provini C-20 non intagliati.....	192
Figura 6.39 Risultati elaborazione numeriche provini C-20 in prove di trazione diretta .....	193
Figura 6.40 Risultati elaborazioni numeriche provini C-500 intagliati.....	194
Figura 6.41 Risultati elaborazioni numeriche provini C-500 non intagliati.....	195
Figura 6.42 Risultati elaborazioni numeriche provino C-500 in prove di trazione diretta.....	196
Figura 6.43 Risultati elaborazioni numeriche provini C-750 intagliati.....	197
Figura 6.44 Risultati elaborazioni numeriche provini C-750 non intagliati.....	198
Figura 6.45 Risultati elaborazioni numeriche provino C-750 in prove di trazione diretta.....	199
Figura 6.46 Grafico P/Pmax-freccia ottenuto utilizzando i risultati delle elaborazioni numeriche di provini grandi intagliati .....	200
Figura 6.47 Influenza del trattamento termico sulla resistenza nominale .....	203
Figura 6.48 Cambiamento del modo di rottura dopo il trattamento termico .....	204
Figura 6.49 Andamento della lunghezza di fessura al variare del trattamento termico .....	205
Figura 6.50 Grafico carico-freccia di prove TPB con indicazione numerica alle figure delle immagini ESPI.....	206
Figura 6.51 ESPI provino C-20 grande – Pre-picco .....	207
Figura 6.52 ESPI provino C-20 grande –Picco .....	207

Figura 6.53 ESPI provino C-20 grande – Mezzaria del ramo discendente .....	207
Figura 6.54 ESPI provino C-20 grande - Tratto terminale del ramo discendente .....	207
Figura 6.55 ESPI provino C-500 grande – Pre-picco .....	207
Figura 6.56 ESPI provino C-500 grande – Picco .....	207
Figura 6.57 ESPI provino C-500 grande – Mezzaria del ramo discendente .....	208
Figura 6.58 ESPI provino C-750 grande – Picco .....	208
Figura 6.59 ESPI provino C-750 grande – Mezzaria del ramo discendente .....	208
Figura 6.60 ESPI provini C-750 grande – Tratto terminale del ramo discendente ...	208
Figura 6.61 Influenza del trattamento termico sulla resistenza nominale .....	210



## Indice tabelle

Tabella 2.1 Dati relativi a prove sperimentali per la valutazione degli effetti scala ...	36
Tabella 3.1 Risultati della campagna di sperimentazione .....	69
Tabella 3.2 Riassunto relativo ai dati dei provini testati durante la sperimentazione. Vengono riportati i metodi sperimentali, il tipo di aggregato, le dimensioni e se si è verificato il fenomeno dello spalling .....	77
Tabella 4.1 Risultati prove sperimentali al variare del periodo di stagionatura .....	93
Tabella 4.2 Risultati delle prove di trazione indiretta.....	125
Tabella 4.3 Risultati sperimentali delle prove UPV .....	131
Tabella 6.1 Risultati delle prove di compressione.....	156
Tabella 6.2 Valore della resistenza nominale massima in funzione della dimensione D e del trattamento termico subito .....	202
Tabella 6.3 Parametri della "Size effect law" determinata differenti trattamenti termici .....	202
Tabella 6.4 Proprietà di frattura del calcestruzzo dopo il trattamento termico a diverse temperature .....	202
Tabella 6.5 Risultati delle elaborazioni numeriche per provini non intagliati .....	210



## **Ringraziamenti**