

UNIVERSITÀ DEL SALENTO

FACOLTÀ DI INGEGNERIA

CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA CIVILE

TESI DI LAUREA

in Sperimentazione e Controllo dei Materiali e delle Strutture

Analisi dell'Aderenza tra Nastri in FRP (Fiber Reinforced Polymer) e calcestruzzo: Influenza della tipologia di rinforzo.

RELATORE:

Chiar.ma Prof. Marianovella Leone

Chiar.ma Prof. Mariantonietta Aiello

LAUREANDO:

Giuliano DE PASCALI

ANNO ACCADEMICO 2010/2011

INTRODUZIONE

L'attuale tendenza alla valorizzazione del patrimonio edilizio esistente ha focalizzato l'attenzione della ricerca sullo studio di tecniche e materiali destinati al recupero di strutture preesistenti, in particolar modo di edifici ad alto interesse storico-culturale. In tale ottica, i materiali compositi fibro-rinforzati costituiscono un'alternativa valida ed efficace alle tecniche tradizionali di ripristino ed adeguamento di strutture preesistenti, garantendo eccellenti prestazioni sia dal punto di vista della resistenza che dal punto di vista della durabilità.

I rinforzi in FRP sono costituiti, principalmente, da una resina polimerica termoindurente (epossidica, poliestere o vinilestere) che ha lo scopo di tenere insieme le fibre, e da fibre organiche ed inorganiche di piccolo diametro (carbonio, vetro, aramide, etc.) dotate di alta resistenza e rigidità. Comparati all'acciaio, i rinforzi FRP presentano i seguenti vantaggi:

- Elevata resistenza alla corrosione in ambienti aggressivi;
- Elevato rapporto resistenza-densità di massa;
- Neutralità magnetica ed elettrica;
- Peso specifico estremamente basso;
- Basso coefficiente di espansione termica assiale;
- Rapida esecuzione;
- Compatibilità con i materiali tradizionali;
- Reversibilità.

Occorre precisare, tuttavia, che tali materiali presentano alcuni svantaggi:

- Costi elevati;

- Comportamento elastico lineare fino al punto di rottura;
- Suscettibilità alle radiazioni ultraviolette;
- Bassa resistenza al fuoco.

I materiali compositi utilizzati nel campo dell'Ingegneria Civile possono essere classificati in funzione del tipo di applicazione e precisamente: rinforzi esterni e rinforzi interni o applicati in superficie. Fanno parte dei rinforzi esterni i tessuti o nastri e le lamine, mentre le barre appartengono alla categoria di quelli interni o applicati in superficie.

I tessuti o nastri, realizzati tramite telai, vengono geometricamente distinti in tessuti monoassiali, biassiali e multiassiali e possono essere realizzati con fibre di vetro, carbonio, aramidiche e ibride. In generale, si presentano allo stato secco e, spesso, la loro impregnazione con la resina avviene direttamente in situ. I tessuti monoassiali trovano, generalmente, impiego in tutte le applicazioni in cui sono note a priori le isostatiche di trazione. In questi casi i tessuti vengono posti in opera disponendo le fibre nella direzione del massimo sforzo di trazione. I tessuti biassiali e multi assiali si ottengono, invece, intrecciando fasci di fibre lungo due direzioni (biassiali) o lungo direzioni variamente inclinate (multi assiali). Nel settore del rinforzo strutturale i tessuti biassiali trovano applicazione nei casi in cui esistono due direzioni principali di trazione; tipico esempio è il rinforzo delle piastre in c.a. di piccola luce. I tessuti multi assiali, infine, vengono utilizzati laddove la direzione delle tensioni di trazione non è nota a priori e può variare in funzione dei carichi esterni.

I laminati sono realizzati mediante la sovrapposizione di più strati di fibra-matrice, detti lamine, che presentano un comportamento isotropo, anisotropo e

ortotropo a seconda della orientazione delle fibre che rispettivamente può essere random, unidirezionale e bidirezionale. Al contrario dei nastri o tessuti, detta tipologia di FRP si presenta preimpregnata. In altre parole il materiale “FRP” viene realizzato in stabilimento, spesso tramite processo di pultrusione, e successivamente incollato sulla superficie da rinforzare tramite resina polimerica. Anche in questo caso il tipo di fibra può variare in analogia a quanto visto per i nastri. La lamina per applicazioni strutturali è, generalmente costituita da fibre continue e lunghe disposte secondo una direzione prefissata.

L'utilizzo dei tessuti o delle lamine è dettato, in generale, dal tipo di applicazione che deve essere realizzata. Infatti, se il rinforzo deve essere applicato su una superficie non regolare devono necessariamente utilizzati i nastri che possono essere laminati su elementi di forma qualsiasi (rispettano alcune indicazioni di carattere esecutivo come ad esempio sugli spigoli) , al contrario possono indistintamente essere utilizzati nastri o lamine per applicazioni su superfici regolari.

Infine, relativamente ai rinforzi interni o applicati in superficie è importante sottolineare che esistono in commercio svariati tipi di barre in FRP. La prima classificazione sommaria, fatta in analogia agli altri rinforzi in funzione del tipo di fibra usata, individua: barre in fibra aramidica (AFRP), in fibra di carbonio (CFRP) e in fibra di vetro (GFRP). Inoltre, le barre in FRP sono prodotte con diverse finiture superficiali e forme. A tal proposito possiamo citare: barre lisce, barre ricoperte con sabbia, barre sabbiato, barre intrecciate, barre nervate, barre intrecciate e intagliate e barre intrecciate e ricoperte con sabbia.

L'applicazione di questi materiali era, inizialmente, limitata ai settori della tecnologia avanzata, quali aerospaziale, navale, aeronautico e della difesa, in cui si potevano ottenere alte prestazioni rispetto alla quantità di materiale utilizzato. Più recentemente, l'impiego di FRP si è esteso nel settore edile ed è soggetto, quindi, a più ampi margini di sviluppo. Attualmente, infatti, i materiali compositi fibro-rinforzati sono ampiamente utilizzati per il ripristino, e miglioramento sismico delle opere in calcestruzzo armato, soprattutto nel caso in cui risulti necessario mantenere l'assetto statico originario adottando soluzioni poco invasive e reversibili.

Il comportamento meccanico di elementi strutturali in calcestruzzo rinforzati con FRP incollati sulle superfici esterne dipende fortemente dalle tensioni di aderenza, che si sviluppano all'interfaccia tra rinforzo e calcestruzzo, le quali influiscono sia sulla capacità portante degli elementi strutturali rinforzati che sul comportamento in esercizio, influenzando sia la fessurazione che la deformazione. All'analisi dell'aderenza tra rinforzi in FRP e calcestruzzo sono stati dedicati numerose ricerche disponibili in letteratura; tuttavia, considerata l'assenza di modelli di validità generale da poter utilizzare ai fini progettuali con sicurezza ed affidabilità, si ritiene necessario procedere con ulteriori indagini sperimentali e teoriche.

Obiettivo del presente lavoro di tesi è stato quello di analizzare delle formulazioni analitiche che descrivono il comportamento del legame di aderenza in termini di carico ultimo di delaminazione e lunghezza di trasferimento.

In particolare, nel primo capitolo, sono stati descritti in dettaglio i materiali compositi fibro-rinforzati focalizzando l'attenzione sui materiali costituenti e sulle principali applicazioni in ambito civili.

Nella rassegna bibliografica, contenuta nel secondo capitolo, è stato studiato il problema dell'aderenza tra FRP e calcestruzzo attraverso i risultati di studi e ricerche condotti negli ultimi decenni da diversi autori.

Nel terzo capitolo è stato analizzato in dettaglio il lavoro di Bilotta et al. [1] relativo alla calibrazione sperimentale di un modello di delaminazione all'interfaccia FRP-calcestruzzo. Seguendo tale modello è stata condotta, quindi, un'analisi approfondita di prove di aderenza eseguite presso il Dipartimento di Ingegneria dell'Innovazione dell'Università del Salento su elementi in calcestruzzo rinforzati con FRP, al fine di confrontare i risultati sperimentali con le equazioni fornite nella recente revisione del documento tecnico CNR DT 200/2004.

Infine, nelle conclusioni sono discussi i principali risultati ottenuti.

CAPITOLO 1

I MATERIALI COMPOSITI FIBRO – RINFORZATI PER APPLICAZIONI CIVILI

1.1. Cenni Storici

L'utilizzo di fibre come rinforzo nell'ambito dell'edilizia non è un'innovazione dell'epoca moderna. Reperti archeologici datati 2500 a.c. circa hanno dimostrato come già le popolazioni mesopotamiche impastassero i mattoni, con cui costruivano abitazioni, con argilla e paglia, la quale fungeva da armatura strutturale.

In epoche più recenti, i romani rinforzavano malte e intonaci con fibre di origine animale, utilizzando una tecnica andata in disuso solo all'inizio del XX secolo.

Nel XIX secolo sono state avviate ricerche, comprendenti sperimentazioni scientifiche su materiali rinforzati con fibre, che hanno portato all'inizio del XX secolo alla produzione di un materiale composito utilizzato per quasi tutto il resto del secolo: il sistema cemento-amianto. Tale sistema non è più utilizzabile a causa dell'alta nocività delle fibre di amianto sul corpo umano che ha reso necessaria la ricerca di un suo sostituto.

A partire dal 1941 è rintracciabile il brevetto di una barra a matrice polimerica rinforzata con fibre di vetro, tuttavia, solo negli ultimi vent'anni del secolo scorso l'interesse nei confronti degli FRP (*Fiber Reinforced Polymers*) nell'ambito dell'ingegneria civile è aumentato in maniera rilevante.

1.2. Composizione dei Materiali Compositi.

I materiali compositi costituiscono un sistema di due o più materiali (detti *fasi*) di natura diversa e distinguibili a livello macroscopico. Le proprietà fisico-chimiche di almeno due delle fasi costituenti il sistema devono essere sufficientemente differenti, in modo tale da conferire al composito proprietà meccaniche diverse da quelle dei costituenti presi singolarmente [4].

I costituenti principali dei compositi sono: la *matrice* e le *fibre*. È possibile, inoltre, accludere materiali come *riempitivi*, *agenti accoppianti*, e *ricoprenti*.

1.2.1. Le Matrici.

La matrice è la fase del composito atta a svolgere i seguenti compiti:

- Tenere distanziate ed allineate le fibre;
- Trasferire il carico alle fibre nella maniera più omogenea possibile;
- Preservare le fibre dall'attacco di agenti atmosferici e chimici;
- Preservare le fibre da sollecitazioni esterne indesiderate (urti, etc.).

Le matrici possono essere di diverse tipologie, distinte in base al materiale costituente, tra cui:

- Ceramiche;
- Metalliche;
- Polimeriche.

Alle matrici degli FRP sono richieste le seguenti caratteristiche:

- Compatibilità ed Adesione al Substrato di Calcestruzzo;

- Compatibilità ed Adesione con le Fibre di Rinforzo;
- Resistenza ai Fattori Ambientali.

Il ruolo della matrice nella sopportazione del carico applicato al sistema FRP è secondario, tuttavia, essa ha una notevole influenza sulla resistenza a taglio e da essa dipendono gli sforzi interlamellari sopportabili.

1.2.1.1. Matrici Ceramiche.

L'edilizia ha assistito, nel corso degli anni, ad un'ampia diffusione dell'utilizzo dei materiali ceramici, ne sono esempi le malte cementizie ed il calcestruzzo stesso. Di solito, tali materiali sono utilizzati senza rinforzi (fanno eccezione le armature metalliche accoppiate al calcestruzzo). Da qualche anno, tuttavia, si è assistito ad un incremento nell'utilizzo di rinforzi fibrosi, continui o discontinui, accoppiati a materiali ceramici al fine di migliorarne specifiche proprietà.

1.2.1.2. Matrici Metalliche.

Le matrici metalliche sono caratterizzate da un basso peso specifico ed un'elevata resistenza. La loro produzione e messa in opera è molto difficoltosa, il che costituisce un notevole svantaggio nel loro utilizzo; per tale ragione le matrici metalliche, come quelle in alluminio, titanio, magnesio, sono utilizzate in settori tecnologicamente più avanzati come, ad esempio, nell'industria aerospaziale.

1.2.1.3. Matrici Polimeriche.

Le matrici polimeriche sono le più utilizzate per la realizzazione di rinforzi con FRP.

I polimeri sono rappresentabili come lunghe catene molecolari, contenenti una o più unità ripetitive di atomi, tenute insieme da forti legami covalenti e i materiali che ne derivano sono degli insiemi di macromolecole polimeriche di struttura simile.

Le matrici polimeriche sono sostanzialmente di due tipi:

- *Termoplastiche*: presentano una struttura costituita da molecole lineari tenute insieme da deboli legami secondari;
- *Termoindurenti*: presentano una struttura costituita da molecole tenute insieme da forti legami covalenti che formano un network 3D.

Tra le matrici polimeriche, il secondo tipo descritto (in particolare se a base di resina epossidica o poliestere) è il più utilizzato poiché presenta le seguenti caratteristiche:

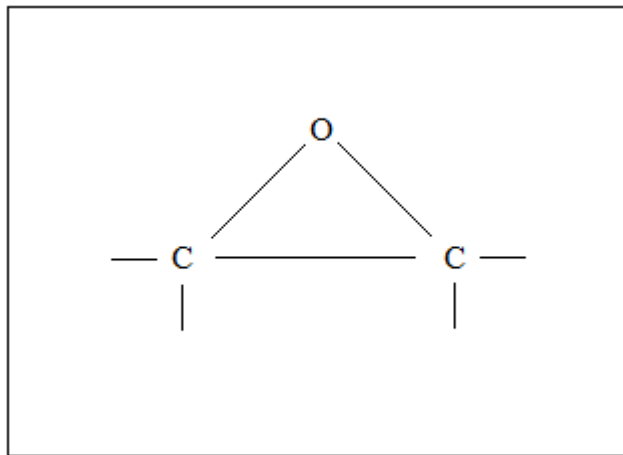
- Bassa Viscosità;
- Buona Stabilità Termica;
- Buona Stabilità Chimica;
- Buona Resistenza Meccanica.

1.2.1.3.1. Resine Epossidiche.

Le resine epossidiche sono matrici termoindurenti con due o più *anelli epossidici*, rappresentato in Figura 1.1, i quali costituiscono il sito reattivo per la reazione di reticolazione.

La resina epossidica bi-funzionale più semplice appartiene alla classe del DGEBA (Diglicidil etero del Bisfenolo A).

Figura 1.1: *Anello Epossidico*.



Le resine epossidiche presentano, tra le altre, le seguenti caratteristiche:

- Buona resistenza all'umidità;
- Buona resistenza agli agenti chimici;
- Ottime proprietà adesive.

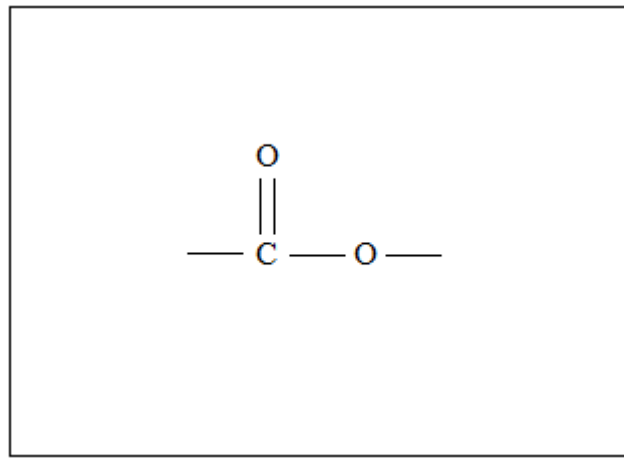
Tali caratteristiche sono alla base della diffusione del loro utilizzo nella produzione di compositi da usare nel settore edilizio.

La temperatura massima di esercizio di queste resine dipende dalla formulazione e dalla temperatura di reticolazione.

1.2.1.3.2. Resine Poliestere.

Le resine poliestere sono matrici termoindurenti caratterizzate dalla presenza del *gruppo estere*, rappresentato in Figura 1.2, ottenute per policondensazione di acidi o anidridi (saturi o insaturi) con glicoli (saturi o insaturi), in rapporto variabile a seconda della frequenza dei doppi legami (C=C).

Figura 1.2. Gruppo Estere.



In generale, la resina si presenta allo stato solido quando si trova a temperatura ambiente, deve pertanto essere disciolta in un solvente prima dell'uso.

1.2.1.4. Altre Tipologie di Resine.

Le resine termoindurenti presentano alcuni limiti che devono essere tenuti in considerazione:

- Modesta tenacità;
- Basse temperature di esercizio;
- Tendenza ad assorbire l'umidità.

Tali limiti hanno motivato lo sviluppo, negli ultimi anni, di compositi a matrice termoplastica, più tenaci e più resistenti agli agenti atmosferici, anche se, allo stesso tempo, presentano un'elevata viscosità.

Quando gli ambienti sono chimicamente aggressivi e le temperature sono elevate, si utilizzano resine *vinilestere* che rappresentano un compromesso tra le resine epossidiche e le poliestere insature.

Inoltre, è opportuno ricordare le *matrici di natura inorganica*. Il loro utilizzo è possibile però, solo a condizione che risulti suffragato da una documentazione tecnica, oltre che da un'adeguata campagna sperimentale, le quali devono comprovare un'efficacia di tali matrici almeno pari a quella delle matrici organiche.

1.2.2. Le Fibre.

Le fibre hanno il compito di resistere ai carichi applicati al composito; in particolare, esse assorbono i carichi assiali di trazione, secondo la direzione del loro ordito. Il legame costitutivo delle fibre utilizzate come rinforzo è elastico lineare fino alla rottura.

All'interno di un composito, le fibre occupano tra il 60% e il 70% del volume totale. Del materiale finale esse ne influenzano:

- Densità;
- Resistenza;
- Modulo Elastico;
- Coefficiente di dilatazione Termica;
- Conducibilità Termica ed Elettrica;

- Durabilità;
- Costi.

Le proprietà meccaniche del composito in una direzione saranno proporzionali alla quantità di filamenti orientati in quella stessa direzione.

Le fibre più utilizzate sono quelle di vetro, quelle aramidiche, quelle d'acciaio, e quelle di carbonio, tuttavia, sono in corso studi su nuovi tipi di fibre, al fine di offrire ai progettisti delle alternative migliori dal punto di vista dell'eco-sostenibilità; tali fibre sono quelle *naturali*, che comprendono *lino* e *canapa*, e quelle *minerali*, come quelle di *basalto*.

Dal punto di vista della disponibilità in commercio, è possibile trovare le fibre in varie forme, ma le più comuni sono:

- *Filamento (Monofilament)*: è l'elemento base e ha un diametro di circa 10 μm ;
- *Cavo di Filatura (Tow)*: è un fascio formato da un numero di filamenti nell'ordine di 10^3 ;
- *Filo o Filato (Spun Yarn)*: è un filo formato da fibre tenute insieme grazie ad una torsione applicata alle stesse;
- *Filo Assemblato (Roving)*: è un fascio costituito da filati assemblati parallelamente e senza torsione intenzionale.

Inoltre, combinando Tows o Yarns (affiancandoli, cucendoli, o fissandoli su dei supporti) si ottengono i *Tapes*.

1.2.2.1. Fibre di Vetro.

Le fibre di vetro sono usate frequentemente in campo navale ed industriale e le prestazioni dei compositi derivanti sono medio alte.

Il vetro è composto per la maggior parte di silice, ma a questa si aggiungono ossidi di alluminio ed altri ioni metallici al fine di facilitarne la lavorazione.

Il processo di produzione di tali fibre comprende la filatura, la trafilatura, e il veloce raffreddamento di vetri selezionati.

In commercio è possibile trovare i seguenti tipi di fibre di vetro:

- *E - Glass*il cui basso costo ha permesso la diffusione del suo utilizzo. Tali fibre presentano in particolare un buon isolamento elettrico;
- *S - Glass*, avente un' elevatissima resistenza a trazione ma anche costi molto elevati rispetto agli altri tipi, si utilizza per la produzione di componenti aerei. Contiene circa il 20% di silice in più rispetto al tipo E, per questo ha una maggiore resistenza alle elevate temperature ed una minore densità.
- *C - Glass*, è utilizzato in particolare nelle applicazioni in cui è richiesta un'elevata resistenza alla corrosione.

Nelle applicazioni dell'ingegneria civile, è molto diffuso l'utilizzo di due filati in particolare:

- EC 5 10 x 2 : vetro E, fibre continue, diametro nominale di 5 μm , massa lineare di 10 Tex, 2 filamenti;

- SC 5 4 x 2: vetro S, fibre continue, diametro nominale di 5 μm , massa lineare di 2 Tex, 2 filamenti.

In generale, i vantaggi connessi all'utilizzo delle fibre di vetro sono:

- Basso costo;
- Buona resistenza a trazione;
- Buona resistenza agli impatti;
- Eccellenti proprietà di isolamento.

L'uso di tali fibre presenta anche i seguenti svantaggi:

- Elevata durezza;
- Bassa resistenza a fatica;
- Elevata sensibilità all'abrasione.

1.2.2.2. Fibre Aramidiche.

Le fibre aramidiche sono fibre sintetiche di natura polimerica, composte in particolare da poliammide aromatica cristallina, da cui prendono il nome (ARomaticpolyAMIDes).

L'uso di tali fibre è giustificato dai seguenti vantaggi:

- Elevata resistenza a trazione, taglio, impatto;
- Elevata resistenza alla fiamma;
- Elevata resistenza chimica;
- Stabilità termica fino a 250°C – 350°C;
- Bassa densità.

Le fibre aramidiche presentano anche alcuni svantaggi:

- Bassa resistenza a compressione;
- Difficoltà di taglio e lavorazione;
- Assorbimento di umidità;
- Sensibilità agli UV (problema non grave per le fibre inglobate nel calcestruzzo);
- Difficili da impregnare correttamente.

Il modulo di elasticità di queste fibre è intermedio tra quello delle fibre di carbonio e quello delle fibre di vetro. L'esposizione alla luce solare può degradarle al punto da far perdere loro fino al 50% della resistenza a trazione. Rispetto alle fibre di vetro, le fibre aramidiche presentano una resistenza a fatica flessionale più alta ed un punto di rottura più lontano.

La produzione delle fibre aramidiche avviene per estrusione ad alta temperatura ed alta velocità del polimero in soluzione, con successivo raffreddamento veloce (quenching) ed essiccamento. La sintesi del polimero avviene attraverso l'impiego di soluzioni fortemente acide.

In commercio si trovano con il nome di *Kevlar*, *Twaron*, *Tenchora*, e *SVM* (fibra aramidica russa), anche se la fibra più diffusa è il Kevlar 49. Le forme disponibili sono: yarns, rovings, e tessuti.

1.2.2.3. Fibre di Carbonio.

Impiegate per la produzione di compositi ad elevate prestazioni, le fibre di carbonio si ottengono per *Pirolisi* di pochi precursori a cui si applicano stress meccanici tali da ottenere carbonio in una struttura orientata e ben definita. I

precursori più comuni sono: *Pan* (nitrile poliacrilico), *Pitch* (pece o bitume, meno costoso del precedente). Il processo di produzione consta delle seguenti fasi:

- Riscaldamento;
- Ossidazione;
- Carbonizzazione;
- Grafitizzazione;

In base alle modalità di esecuzione della quarta fase, si possono ottenere:

- *Fibre ad basso modulo elastico ed alta resistenza*, se la grafitizzazione è condotta a temperature comprese tra 1500°C e 2000°C;
- *Fibre ad alto modulo e bassa resistenza*, se la grafitizzazione è condotta ad una temperatura di oltre 2000°C e se i filamenti non sono stati stirati;
- *Fibre ad alto modulo e alta resistenza*, se la grafitizzazione è condotta ad una temperatura oltre i 2000°C e con filamenti stirati.

I vantaggi legati all'utilizzo di tali fibre sono:

- Bassi coefficienti di espansione termica;
- Elevata resistenza a fatica;
- Eccezionale resistenza specifica a trazione.

Mentre gli svantaggi che tali fibre comportano sono:

- Basso grado di resistenza all'impatto;
- Alta conduttività elettrica;
- Elevati costi.

1.2.2.4. Fibre di Acciaio.

Fibre costituite da fili d'acciaio di diametri ridotti ed alta resistenza che vengono intrecciati tra loro. Possono essere impregnate con matrici epossidiche o cementizie.

Le caratteristiche di queste fibre sono:

- Elevata resistenza;
- Estrema duttilità;
- Spessore ridotto;
- Maneggevolezza e facilità d'applicazione;
- Resistenza alla corrosione.

I tessuti di queste fibre sono commercializzati in:

- *Serie B*: con rivestimento metallico in ottone;
- *Serie G*: con rivestimento in zinco galvanizzato.

Tessuti a media ed alta densità sono utilizzati (impregnati con resine epossidiche) su strutture in calcestruzzo armato e calcestruzzo armato precompresso. Se ne fa un largo impiego anche per il consolidamento di strutture soggette ad azioni dinamiche.

Dal punto di vista delle proprietà meccaniche, le fibre d'acciaio presentano una resistenza a trazione compresa tra 2400 MPa e 3100 MPa, ed hanno un modulo elastico di 200 MPa, mentre dal punto di vista geometrico, il diametro tipico dei fili è compreso tra 0,5 mm e 1,3 mm, mentre la deformazione ultima a trazione è compresa tra il 2% e il 5%.

1.2.2.5. Fibre di Basalto.

Le fibre di basalto sono fibre minerali prodotte in seguito ad un processo di fusione di rocce di origine vulcanica; tali rocce sono composte prevalentemente da allumino-silicati, ossido di titanio e ossido di calcio.

Le proprietà che tali fibre offrono sono:

- Alta tensione e deformazione di rottura;
- Elevata tenacità;
- Elevata temperatura di fusione;
- Alta resistenza all'abrasione;
- Bassa conducibilità elettrica, termica, ed acustica;
- Non suscettibilità a fenomeni di idrolisi;
- Eccellente resistenza ad agenti chimici acidi e basici.

Le fibre di basalto, utilizzate molto spesso con resine epossidiche, presentano una resistenza a trazione maggiore rispetto a quella del vetro E ed un maggiore allungamento a rottura rispetto alle fibre di carbonio; i valori numerici sono esplicitati nella Tabella 1.1.

Tabella 1.1: *Proprietà meccaniche*

Densità	2,7 g/cm ³
Modulo Elastico	7600 MPa
Resistenza a trazione	992,4 MPa
Deformazione ultima	2,56%

Le fibre di basalto possono essere un'ottima alternativa a quelle di vetro e a quelle aramidiche in quanto, pur avendo una rigidità paragonabile,

presentano una migliore resistenza al fuoco ed alla corrosione, comportano minori costi sia in termini economici che energetici, provocano un basso impatto ambientale in termini di emissione di CO₂ legata alla produzione.

1.2.2.6. Fibre di Lino e Canapa.

Queste fibre sono di tipo vegetale e la loro struttura molecolare è estremamente complessa; i principali bio-polimeri che le costituiscono sono la *lignina*, la *cellulosa*, la *pectina*.

Le fibre di lino e quelle di canapa godono delle seguenti proprietà:

- Alta tensione e deformazione a rottura;
- Bassa conducibilità termica, elettrica e acustica;
- Trasparenza elettromagnetica;
- Sono completamente riciclabili;
- L'energia necessaria alla loro produzione è bassa.

Queste fibre possono essere impregnate con matrici di tipo polimerico e matrici cementizie; sono adatte per il rinforzo della muratura e costituiscono una valida alternativa alle fibre di vetro.

1.3. Generalità degli FRP.

I *Materiali Fibrorinforzati a Matrice Polimerica* sono compositi, eterogenei, anisotropi, caratterizzati da un comportamento elastico lineare fino al collasso.

In un primo momento, l'introduzione di tale tecnologia è avvenuta in settori come quello aeronautico o aerospaziale, tecnologicamente più avanzati

rispetto a quello edilizio; le motivazioni di tale scelta risiedono nei diversi vantaggi che il sistema FRP:

- Leggerezza;
- Elevate Proprietà Meccaniche;
- Caratteristiche Anticorrosive;
- Elevata Durabilità.

Negli ultimi anni, l'introduzione di processi produttivi molto più economici rispetto al passato ha permesso una diffusione degli FRP più ampia nel settore edilizio, in particolare per il restauro strutturale e per l'adeguamento statico delle strutture, permettendo di sfruttare i seguenti vantaggi di tali sistemi:

- Neutralità Elettrica e Magnetica;
- Basso Coefficiente di Espansione Termica Assiale;
- Compatibilità con i Materiali Tradizionali;
- Estrema Rapidità nell'Esecuzione degli Interventi;
- Interventi non Invasivi;
- Rinforzi non Ingombranti.

E' necessario, tuttavia, evidenziare alcuni svantaggi che l'utilizzo di questi materiali comporta:

- Costi ancora Elevati;
- Rottura di tipo Fragile;
- Scarsa Resistenza a Compressione;
- Sensibilità alle Radiazioni Ultraviolette;
- Bassa Resistenza al Fuoco.

1.4. L'Uso degli FRP nelle Applicazioni dell'Ingegneria Civile.

Pur non essendo materiali di recente invenzione, si pensi che la prima barca in *vetroresina* fu costruita nel 1942, è solo dagli anni '80 che si assiste ad un utilizzo sempre più diffuso degli FRP in ambito civile. Al 1980 risale la realizzazione di un antenna strallata in FRP, costruita nella località di *Münster*. A *Düsseldorf*, nello stesso anno, fu realizzato il *Lünesche Gasse*, un ponte pedonale che presentava una luce di 7 m. Ancora a *Düsseldorf*, nel 1986, fu inaugurato il primo viadotto europeo precompresso con FRP. Il ponte di *Aberfeldy*, in Scozia, è un esempio storico delle potenzialità dell'utilizzo dei compositi nell'ambito delle costruzioni (Figura 1.3): infatti, il ponte è completamente costruito in materiale composito, con profili pultrusi in fibre di vetro e matrice poliestere, la parte sospesa è lunga 113 m (una campata centrale di 63 m posta tra due laterali di 17,5 m) ed è sorretta da due torri a forma di "A", anch'esse in composito. La carreggiata è sospesa da tiranti realizzati con l'ausilio delle fibre di Kevlar. La struttura è stata installata in sole sei settimane e senza l'ausilio di gru [].

Figura 1.3: *Ponte di Aberfeldy*.



Il primo Paese a credere nelle potenzialità degli FRP è stato il Giappone, il quale continua a investire ingenti risorse economiche ed intellettuali in questo campo e ad oggi può vantare una posizione di leadership nel settore.

Attualmente l'uso degli FRP nell'ingegneria civile è molto diffuso e molti stati finanziano progetti di ogni tipo. Tale impiego, però, riguarda solo in minima parte le strutture di nuova costruzione, poiché il costo di produzione degli FRP è tale da non essere ancora abbastanza competitivo per permettere di sostituirli completamente ai materiali tradizionali.

In generale, gli FRP sono perlopiù utilizzati per il ripristino e l'adeguamento di strutture pre-esistenti e l'Italia, a causa dell'enorme varietà edilizia e alle relative esigenze di conservazione, sta assumendo una posizione particolarmente rilevante in ambito internazionale.

In un primo momento, gli interventi di ripristino hanno riguardato elementi strutturali in calcestruzzo armato, tuttavia, con il passare del tempo, raggiunta la consapevolezza dell'inadeguatezza delle tecniche tradizionali soprattutto in presenza di eventi sismici, tali interventi hanno interessato anche strutture in muratura. Il viadotto Milano – Venezia (Figura 1.4), il ponte Miglionico ad Ancona (Figura 1.5), la chiesa della Madonna della Marina a San Benedetto del Tronto o il Real Albergo dei Poveri a Napoli sono alcuni esempi della diffusione dell'impiego degli FRP nel ripristino strutturale in Italia.

Figura 1.4: *Ripristino del viadotto Milano-Venezia.*



Figura 1.5: *Ripristino del ponte Miglionico (Ancona).*



I compositi, in virtù delle loro proprietà meccaniche, permettono elevate prestazioni con l'utilizzo di piccole quantità di materiali che rendono possibili interventi sulle strutture non invasivi realizzabili facilmente e con pochi costi.

Tra i vantaggi legati all'impiego di FRP, occorre menzionare l'assenza di fenomeni di ossidazione. Il calcestruzzo, infatti, è interessato nel corso del tempo da processi di corrosione che tendono a disintegrarlo, scoprendo così le armature. Le armature in FRP possono rappresentare una buona soluzione in quanto, contrariamente alle armature metalliche, non presentano il problema della corrosione elettrochimica. A seguito di questa constatazione, nel maggio del 1997,

in *West Virginia* è avvenuta l'installazione del *Laurel Lick Bridge*, un ponte realizzato con armature in FRP.

Le principali tipologie d'intervento su strutture in calcestruzzo armato in cui si impiegano materiali FRP possono essere riassunti nel seguente elenco:

- Adeguamento sismico di strutture;
- Rinforzo strutturale di solai;
- Rinforzo a taglio e flessione di travetti;
- Confinamento di pilastri;
- Rinforzo di nodi trave-colonna nei telai.

Grazie all'utilizzo degli FRP su strutture in calcestruzzo armato (ordinario o precompresso) si può ottenere un incremento di resistenza fino al 50%.

Di particolare rilevanza sono le applicazioni degli FRP negli interventi di ripristino e rinforzo delle strutture in muratura, la cui principale carenza è rappresentata dalla scarsa resistenza a trazione; in questo caso, gli FRP vengono progettati per l'assorbimento di tali sollecitazioni.

In generale, le applicazioni su strutture in muratura riguardano le seguenti tipologie d'intervento:

- Consolidamento di volte ed archi;
- Cerchiatura di pilastri e setti murari;
- Cerchiatura dei tamburi alla base delle cupole;
- Cerchiatura in sommità degli edifici.

Occorre, inoltre, ricordare che gli FRP possono essere considerati anche una valida soluzione per il rinforzo di strutture metalliche (sebbene non rappresentino interventi molto diffusi) e per strutture in legno.

CAPITOLO 2

MECCANISMI DI INTERFACCIA FRP-CALCESTRUZZO:

STATO DELL'ARTE

2.1 Introduzione.

L'interesse per i materiali compositi fibro-rinforzati a matrice polimerica è notevolmente accresciuto negli ultimi decenni e, in particolar modo, il loro utilizzo nei sistemi di rinforzo EBR si è affermato sempre più. Gli FRP sono usati per il rinforzo di elementi strutturali in calcestruzzo armato, o in muratura, già posti in opera: tale scelta deriva dalla crescente esigenza di garantire livelli di sicurezza strutturale più elevati e interventi di ripristino poco invasivi su strutture di particolare pregio architettonico, preservando così il patrimonio artistico culturale.

Uno degli aspetti di maggiore rilievo in detta tecnica è rappresentato dall'aderenza tra il rinforzo in FRP ed il substrato; infatti, l'efficienza è strettamente collegata al trasferimento degli sforzi tra FRP e calcestruzzo. Il comportamento statico delle strutture rinforzate è stato oggetto di estesi studi nella letteratura di settore[1] [6] [9] [17], i cui risultati hanno individuato nel fenomeno di debonding una delle cause principali di crisi. Tale fenomeno consiste nel distacco per perdita di aderenza del rinforzo.

La resistenza all'aderenza del sistema FRP-calcestruzzo può essere valutata come la massima forza che il rinforzo può sopportare. Diversi modelli teorici sono stati sviluppati, allo scopo di prevedere il carico ultimo di debonding [1][17]; le principali relazioni analitiche legano tale carico alla rigidità, alla

larghezza ed alla lunghezza di aderenza del rinforzo, così come alla larghezza, alla resistenza ed al trattamento superficiale del calcestruzzo. Nei paragrafi successivi saranno esaminati e discussi i risultati delle principali ricerche, disponibili in letteratura, sull'influenza di tali fattori.

2.2 Rottura del Legame di aderenza FRP-calcestruzzo.

Le possibili modalità di rottura a flessione di elementi in calcestruzzo armato rinforzato esternamente con FRP sono dettagliatamente analizzati nel bollettino numero 14 del CEB-FIP [13], in cui tali modalità sono classificate in:

- Rottura per schiacciamento del calcestruzzo e/o a trazione nel rinforzo;
- Rottura del sistema FRP-calcestruzzo a causa del distacco del rinforzo dal substrato

Il collasso per perdita di aderenza (*debonding*) può avvenire a diversi livelli, come si può notare dalla Figura 2.1; tale modalità rappresenta un tipo di rottura fragile e, pertanto, non dovrebbe precedere il collasso per flessione o per taglio.

Fig. 2.1: *Interfacce di rottura del legame di aderenza.*



Fonte: M. Leone, op. cit., p.43.

2.1.1. Debonding nell'calcestruzzo.

La rottura avviene generalmente nel calcestruzzo, poiché la resistenza a trazione e a taglio della resina utilizzata come adesivo sono, nella maggior parte dei casi, più elevate di quelle del calcestruzzo. In questo caso, un sottile strato di calcestruzzo, dello spessore di pochi millimetri, permane sul rinforzo in FRP. Il *debonding* può avvenire nell'adesivo solo se la sua resistenza è inferiore rispetto a quella del calcestruzzo: ad esempio nel caso di esposizione dell'elemento rinforzato a temperature superiori alla temperatura di transizione vetrosa dell'adesivo utilizzato o nei casi in cui il calcestruzzo presenta (insolitamente) delle resistenze elevate.

2.1.2. Debonding all'Interfaccia tra Calcestruzzo ed Adesivo o tra Adesivo ed FRP.

La perdita di aderenza all'interfaccia calcestruzzo-adesivo o adesivo-FRP avviene solo nel caso in cui sia presente un'insufficiente preparazione della superficie durante il processo di applicazione del rinforzo.

2.1.3. Debonding all'interno del Rinforzo in FRP (Rottura per Taglio Interlaminare).

Detta perdita di aderenza, si verifica all'interno degli FRP, tra le fibre e la matrice. La meccanica della frattura ha evidenziato che tale meccanismo di rottura avviene quando la propagazione delle fessure è energeticamente più conveniente nel rinforzo piuttosto che nel calcestruzzo. Occorre precisare, tuttavia, che tale modalità è secondaria poiché si verifica dopo che la frattura si è avviata nel

calcestruzzo e, di solito, non determina il valore della resistenza del legame di aderenza.

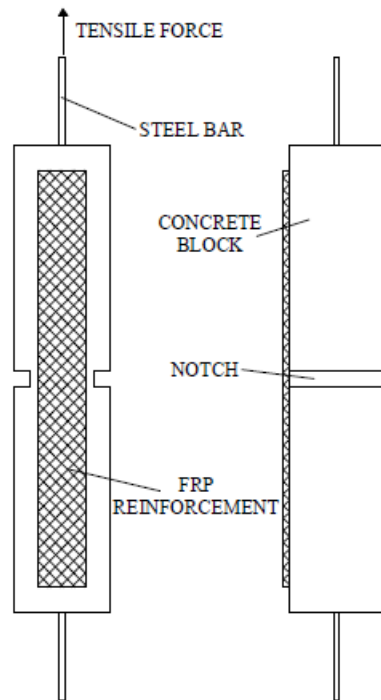
2.3 Analisi dell'aderenza tra Rinforzi Esterni in FRP e Calcestruzzo.

Sebbene le ricerche di settore si siano concentrate principalmente sulla comprensione del comportamento di legame tra calcestruzzo e sistemi di rinforzo EBR FRP, emerge una carenza di standard specifici in merito ai metodi di prova atti a determinare la resistenza di legame. In numerose campagne sperimentali sono stati utilizzati diversi metodi di prova, tra cui vari test di taglio e test su trave [29]; tali test saranno trattati in dettaglio nei paragrafi seguenti.

2.3.1. Double face shear test.

Il double face shear test si esegue su campioni prismatici in calcestruzzo a cui si applica un rinforzo esterno in FRP a due lati opposti del provino stesso, come indicato in Figura 2.2.

Figura 2.2: Schema del double face shear test.



Fonte: M. Leone, op. cit., p.45.

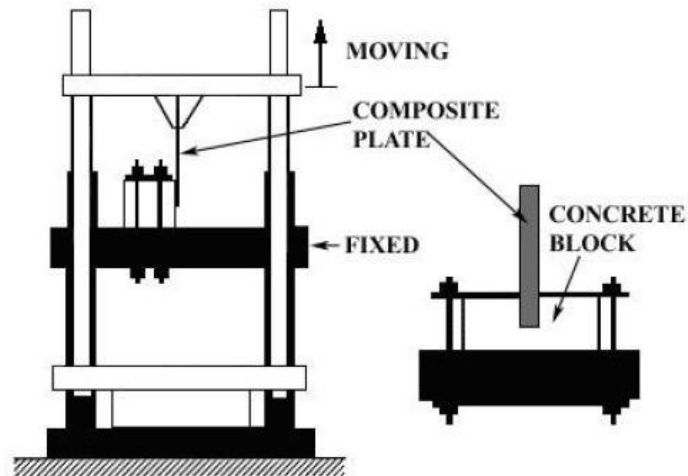
Il campione subisce la sollecitazione di prova mediante la trazione di due barre di acciaio annegate nel prisma di calcestruzzo; la scelta dei diametri delle barre si effettua in modo tale da garantire il collasso per *debonding* prima che esse raggiungano il cedimento. Al fine di indurre un piano di collasso nel provino, l'area del prisma di calcestruzzo, in prossimità dei punti mezzani, è ridotta (*notch*).

Il double face shear test è la modalità di prova prevista dai codici giapponesi (JSCE 2001) in merito al rinforzo strutturale tramite FRP.

2.3.2. Single face shear test.

Il single face shear test è considerato vantaggioso rispetto al test precedente in quanto permette di ridurre i problemi legati all'eccentricità del carico applicato. In Figura 2.3 è riportato uno schema della prova.

Figura 2.3: Schema del single face shear test.



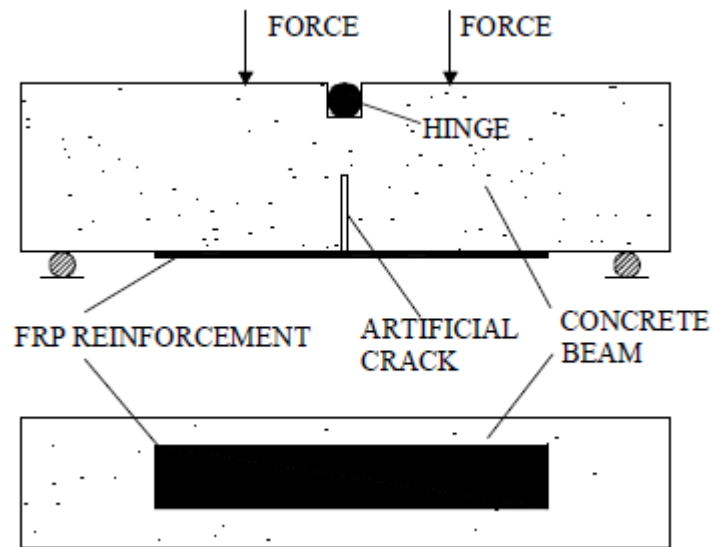
Fonte: M. Leone, op. cit., p.46.

Il rinforzo in FRP è incollato su una sola faccia del prisma di un prisma di calcestruzzo, il quale è posizionato sulla traversa inferiore della macchina di prova utilizzata. La traversa superiore, invece, blocca l'estremo libero del rinforzo in FRP per mezzo di una morsa e applica il carico monotono che porta al distacco del rinforzo dal substrato.

2.3.3. Beam Test.

Il beam test è una modalità di prova che permette di simulare in maniera accurata le reali condizioni di servizio di travi in calcestruzzo rinforzate con FRP. La Figura 2.4 riporta uno schema del set-up di tale prova.

Figura 2.4: *Schema del bem test.*



Fonte: M. Leone, op cit., p.47.

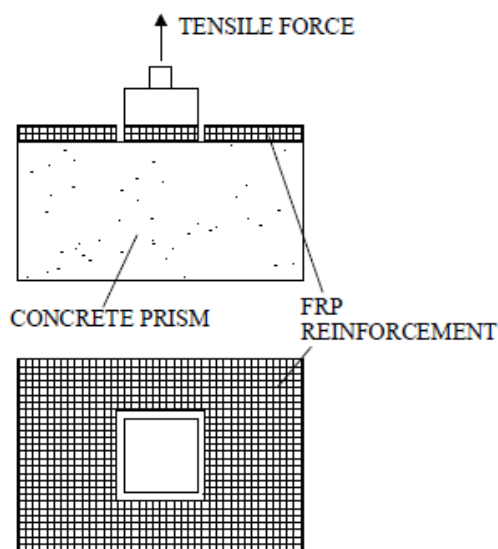
Il rinforzo in FRP è applicato nella zona soggetta a trazione dell'elemento in calcestruzzo appoggiato alle estremità. La distribuzione delle sollecitazioni interne è controllata mediante una cerniera d'acciaio (*hinge*) situata nella parte superiore ed una fenditura nella parte inferiore, entrambe in mezzeria. Quando il carico aumenta la fessura preesistente provoca una frattura che si propaga, raggiungendo la cerniera. Lo schema di carico di carico fa sì che le forze interne di compressione siano localizzate in prossimità della cerniera, quelle di trazione, invece, nel rinforzo.

2.3.4 *Tensile Test.*

Il tensile test è una prova proposta da Horiguchi e Saeki [27] con lo scopo di analizzare il legame di aderenza per trazione tra il rinforzo in FRP ed il calcestruzzo. In tale prova, il sistema è sollecitato da una forza di trazione perpendicolare alla zona di aderenza, per mezzo di una piastrina posta sulla

superficie superiore del blocco in calcestruzzo, come riportato dalla Figura 3.5. Generalmente, l'area di prova è pari a 50 mm². La resistenza del legame è calcolata mediante il rapporto tra la forza di *debonding* e l'area sottoposta alla prova.

Figura 2.5: *Schema del tensil test.*



Fonte: M. Leone, op. cit., p.47.

2.4 Influenza dei metodi d'indagine sull'aderenza FRP-calcestruzzo.

Horiguchi e Saeky [27], sono stati verosimilmente i primi ad analizzare l'effetto che i diversi metodi di prova hanno sul legame di aderenza FRP-calcestruzzo. Gli autori hanno osservato una marcata variabilità nei valori di resistenza del legame in funzione della prova condotta (beam test, double face shear test, tensile test) su elementi in calcestruzzo rinforzati con EBR FRP. Hanno notato, inoltre, una considerevole variabilità dei risultati relativamente alla qualità del calcestruzzo.

I risultati sperimentali ottenuti dagli autori [27] hanno permesso di osservare che per una resistenza a compressione tra 10,5 MPa e 46,1 MPa, i valori della resistenza di legame ottenuti decrescono passando dalla prova di trazione alla prova di beam-test e alla prova di taglio simmetrico; occorre precisare che nel caso di resistenza a compressione compresa tra 31,4 e 46,1 l'aumento della resistenza di legame registrato ammontava al 75%-77% passando dalla prova di taglio a quella di trazione, si assestava tra il 57% e il 63% passando dalla prova di taglio a quella su trave, mentre, aumentava del 32%-46% passando dalla prova su trave a quella a trazione.

Inoltre, hanno osservato che per calcestruzzi con resistenza a compressione inferiori a 10 MPa i risultati dei test, indipendentemente dalla tipologia di prova adottata, erano approssimativamente uguali.

Una rassegna dettagliata dei metodi di prova disponibili è fornita da Chen et al [16] che hanno confrontato beam test, double shear pulling test, e double shear pushing test, riscontrando che il valore registrato per le tensioni di taglio lungo la lunghezza di aderenza è dipendente dalla tipologia di prova. In particolare, gli autori hanno verificato il double shear pushing test fornisce un valore della tensione di taglio più alto rispetto a quello registrato con il double shear pulling test, il quale a sua volta è più alto di quello fornito dalle prove di beam test.. Si è riscontrato che le differenze tra le varie prove possono essere considerate trascurabili solo per lunghezze di aderenza ridotte, inferiori a 200 mm.

In seguito allo studio svolto, Mazzotti et al. [34] hanno concluso che, malgrado la semplicità associata alle configurazioni di double shear test, la simmetria geometrica, imposta simultaneamente in due substratidai rinforzi FRP,

non può assicurare un'equa distribuzione del carico applicato; ciò è dovuto al differente comportamento intrinseco del substrato. Gli autori hanno dedotto, dunque, il single shear test è il più vicino alle applicazioni reali ed è considerato, pertanto, il metodo di prova più attendibile da utilizzare nelle campagne sperimentali.

L'influenza che la tipologia di prova esercita sulla tensione tangenziale di aderenza è stata evidenziata da Pecce M. e Ceroni F. [37], i quali hanno eseguito prove di trazione, prove di pull out, e beam test su una serie di provini differenti tra loro per geometria e lunghezza di aderenza. Poiché lo stato tensionale del materiale di supporto influenza il materiale coinvolto nella rottura, i risultati emersi non sono sempre confrontabili; le ricercatrici hanno rilevato che, a parità di lunghezza di aderenza, il carico maggiore è stato registrato durante il beam test, seguito dalla prova di trazione e da quella di pull out, la quale sembra garantire rispettivamente la maggior semplicità di esecuzione e la minor dispersione dei risultati. Occorre precisare che, all'aumentare della lunghezza d'incollaggio, i risultati delle prove di trazione e del beam test tendono ad equipararsi.

2.5 Influenza delle proprietà meccaniche del calcestruzzo sull'aderenza FRP-calcestruzzo.

Quando avviene il collasso coesivo tra FRP e substrato di calcestruzzo, il calcestruzzo immediatamente al di sotto della linea di legame subisce una deformazione di taglio; ne consegue che la resistenza del calcestruzzo influenza significativamente la resistenza ultima e la massima tensione di aderenza. Al

contrario, nel caso in cui la rottura interessi l'adesivo, l'influenza esercitata dalla resistenza del calcestruzzo è trascurabile.

Considerata la variabilità della resistenza a compressione del calcestruzzo nelle strutture esistenti, occorre quantificarne l'effetto.

Allo scopo di analizzare l'effetto della resistenza del calcestruzzo sulla resistenza di legame, Chajes et al [14] hanno eseguito una serie di single lap shear test su provini di calcestruzzo rinforzati con lamine in composito, aventi resistenza a compressione variabile tra 24 MPa e 45 MPa. Sebbene gli autori abbiano condotto solo un numero limitato di test, è stato possibile osservare un aumento della resistenza di aderenza al crescere della resistenza a compressione del calcestruzzo. Le conclusioni dedotte sembrano essere coerenti con la modalità di rottura del giunto, sopravvenuta, in tutti i casi, a causa di sollecitazioni di taglio nel calcestruzzo. L'equazione in grado di descrivere nel modo migliore i dati ottenuti è:

$$\tau_m = 0,91 \cdot \sqrt{f'_c}$$

Dove τ_m è la tensione di aderenza media e f'_c è la resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo.

Occorre specificare, tuttavia, che gli autori stessi hanno sottolineato che l'equazione presentata dovrebbe essere considerata alla luce del limitato numero di prove eseguite e che, prima di poter definire una espressione generica, è necessario svolgere ulteriori prove.

L'influenza che le proprietà meccaniche del calcestruzzo hanno sulla tensione di aderenza è stata analizzata anche da Nakaba et al. [35], i quali hanno

ottenuto, per valori di resistenza compresi tra 24 MPa e 58 MPa, un'espressione di τ_m del tipo:

$$\tau_m = 3,5 \cdot f_c^{0,19}$$

dove con f_c si intende la resistenza a compressione cubica.

Fu-quan et al. [25] hanno condotto una campagna sperimentale sottoponendo novantatre campioni a single lap shear test. Dall'analisi dei risultati ottenuti, gli autori hanno concluso che, per calcestruzzi ordinari (con resistenza inferiore a 40 MPa), il carico ultimo è pressoché proporzionale alla resistenza a trazione del calcestruzzo. Occorre precisare, tuttavia, che tale tendenza non è sempre verificata in quanto diverse resistenze di calcestruzzo impongono lo sviluppo di diverse lunghezze di aderenza.

Nel lavoro condotto da De Lorenzis et al. [19] sono state tratte conclusioni differenti: nell'esecuzione del beam test la resistenza del calcestruzzo non ha influenzato il carico ultimo. Tale conclusione può essere considerata corretta se si osserva la modalità di rottura: il collasso è avvenuto all'interfaccia calcestruzzo-adesivo, con un danneggiamento irrisorio della superficie del calcestruzzo.

Svolgendo beam test su travi in calcestruzzo rinforzate con lamine in FRP, Harmon et al. [26] hanno messo a confronto campioni che differivano tra loro solo per la resistenza a compressione cubica del calcestruzzo. Dai dati raccolti, gli autori hanno osservato che, per un intervallo di resistenza compreso tra 17,2 MPa e 34,5 MPa, la tensione di taglio a rottura si è ridotta proporzionalmente a $\sqrt{f_c}$, mentre la resistenza di aderenza ha un valore pari a circa 12 volte $\sqrt{f_c}$.

Gli studi condotti da Pham e Al-Mahaidi [38] hanno proposto la seguente relazione:

$$\tau_m = 0,57 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c}$$

dove, definita con b_f la larghezza del rinforzo, $\beta = 1$ se $b_f \geq 100$ mm, mentre $\beta = (1,6 - 0,006 \cdot b_f)$ se $b_f < 100$ mm.

In Italia, invece, il CNR ha fornito delle linee guida [17] che hanno suggerito la seguente formulazione:

$$\tau_m = 0,064 \cdot k_b \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot f_{ctm}}$$

In tale espressione, f_{ck} rappresenta la resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo, f_{ctm} ne rappresenta la resistenza media a trazione,

e, definendo con b la larghezza del provino di calcestruzzo, $k_b = \sqrt{\frac{\frac{b_f}{b}}{1 + \frac{b_f}{400}}}$.

Tra tutte le formulazioni prese in rassegna, si può notare che esclusivamente in Pham e Al-Mahaidi e CNR appare la dipendenza della tensione di aderenza dalle dimensioni geometriche del provino, oltre che dalla resistenza a compressione del calcestruzzo.

2.6 Influenza del Trattamento della Superficie di Calcestruzzo sull'aderenza FRP-calcestruzzo.

I trattamenti delle superfici hanno come obiettivo primario la pulizia delle superfici di applicazione da agenti contaminanti (polvere, umidità, etc.); nella maggior parte dei casi, tale trattamento comporta una modificazione chimica della superficie dell'aderendo, favorendo così la formazione di legami più forti.

I trattamenti più semplici consistono nella pulizia della superficie con opportuni solventi e nell'abrasione mediante processi di sabbiatura. Prima della stesura dell'adesivo, può essere necessaria l'applicazione di un prodotto compatibilizzante (*Primer*).

Un gruppo di ricercatori, Yoshizawa et al. [47], ha condotto uno studio approfondito sull'effetto che la preparazione della superficie di calcestruzzo ha sul legame di aderenza in elementi rinforzati con lamine in CFRP. In dettaglio, i test sono stati effettuati su campioni preparati applicando lamine di CFRP sulle due facce opposte di prismi in calcestruzzo (double face shear test). Prima dell'applicazione delle lamine, la superficie è stata trattata sia con un getto d'acqua, sia con sabbiatura. Dai risultati dello studio si è evinto che la capacità di carico dei provini trattati con il getto d'acqua raddoppiava se confrontata con quelli trattati con sabbiatura, mentre, la lunghezza di aderenza delle lamine aveva un'influenza poco significativa.

Nello studio di De Lorenzis et al. [19], attraverso l'esecuzione di beam test, sono stati messi due diversi trattamenti superficiali: la sabbiatura e l'irruvidimento da scalpellatura. I risultati sperimentali hanno dimostrato che la performance dei campioni la cui superficie era stata irruvidita era molto più alta di rispetto a quelli sabbiati.

Il trattamento della superficie di calcestruzzo è stata considerata una variabile anche nei single lap shear test che sono stati condotti durante lo studio di Chajes et al. [14]. L'operazione è avvenuta seguendo tre differenti procedure:

- Preparazione della superficie assente;
- Rettifica con una ruota di pietra per dare una finitura liscia;

- Sabbiatura.

Dal confronto dei provini trattati con i diversi metodi è emerso che erano quelli sabbiati a presentare il valore maggiore della tensione media di aderenza a rottura.

2.7 Influenza della Lunghezza d'Aderenza sull'aderenza FRP-calcestruzzo.

Tra i parametri geometrici che influenzano maggiormente il legame tra gli FRP e il calcestruzzo vi è, sicuramente, la lunghezza di aderenza.

La tensione di legame interessa un'area limitata del laminato ed la sollecitazione applicata è sostenuta dalla zona in prossimità dell'estremo caricato. Quando avviene la delaminazione del rinforzo, che avviene a causa della frattura nel calcestruzzo, l'area di legame attivo si sposta in una nuova area dando vita ad un processo che continua fino al raggiungimento della delaminazione completa. In generale, si suppone che, quando la tensione di legame raggiunge un livello massimo, l'andamento della sua curva rimane invariato e si muove dall'estremo caricato a quello libero del rinforzo. In base a questo assunto, è possibile calcolare la lunghezza di trasferimento.

La lunghezza di trasferimento può essere valutata anche considerando la tensione media di legame. In una prova di trazione pura, la tensione media di legame tende a decrescere all'aumentare dell'area di aderenza; ciò è attribuibile al fatto che la tensione di legame non è interamente distribuita sull'area relativa alla lunghezza di aderenza.

Numerosi studi hanno riscontrato che la tensione di legame è distribuita in una regione che inizia dall'estremo del rinforzo caricato, o dalla posizione di

rottura, e che presenta una lunghezza che non supera i 100 mm dal punto di partenza. La lunghezza della distribuzione della tensione di legame ottenuta da queste campagne sperimentali differisce da esperimento ad esperimento, e pertanto, il valore sopraindicato deve essere considerato con prudenza.

La letteratura del settore ha trattato diffusamente questo tema:

- Maeda et al. [33] hanno condotto uno studio sul comportamento di aderenza tra su lamine in FRP. Le variabili, nel loro programma di sperimentazione, erano: la lunghezza di aderenza, il numero di strati ed il tipo di lamina. I risultati hanno dimostrato che per una lunghezza di aderenza al di sopra di 100 mm il carico ultimo restava invariato, il che implicava l'esistenza di una effettiva lunghezza di aderenza.
- De Lorenzis et al. [19] hanno eseguito test di aderenza variando la lunghezza di aderenza da 101 mm e 203 mm a 305 mm. Il confronto dei risultati ha evidenziato che la lunghezza di aderenza non influenzava il carico di rottura del legame. È stato verosimilmente possibile, pertanto, concludere che esista una lunghezza effettiva al di là della quale nessuna tensione è trasferita fino alla delaminazione.
- Aiello e Pecce [3] hanno osservato, attraverso double face shear test, che per lunghezze di aderenza di maggiori di 75 mm, il carico ultimo è pressoché costante e la lunghezza di trasferimento è compresa nell'intervallo che va da 75 mm a 100 mm; risultati simili sono stati ottenuti da Adhikary et al. [1].
- Brosens e Van Gemert [10] hanno eseguito directshear test su due prismi in calcestruzzo connessi con tre strati di CFRP sui due lati opposti. Gli

autori hanno riportato che all'aumentare della lunghezza di aderenza aumentava il carico di rottura; tale conclusione è in spiccatamente in contrasto con le ricerche precedentemente citate, tuttavia, gli autori hanno evidenziato che l'influenza della lunghezza di aderenza decresce all'aumentare della stessa.

- Bizindavyi e Neale [7] hanno effettuato single face shear test in cui variavano il tipo di fibra, la lunghezza di aderenza ed il numero di strati della lamina. La valutazione dell'effettiva lunghezza di aderenza è stata eseguita considerando la distanza dall'estremo caricato al punto in cui si raggiungeva una deformazione pressoché nulla. In riferimento all'effetto della lunghezza di aderenza, la conclusione degli autori può essere così riassunta: per giunti GFRP-calcestruzzo, formati da uno strato di 25 mm di larghezza, una lunghezza di aderenza di 160 mm era sufficiente a sviluppare la completa capacità a trazione del composito; per quelli formati da due strati era sufficiente una lunghezza di aderenza ammontante a 260 mm; nel caso di giunti CFRP-calcestruzzo, in uno e due strati di larghezza 25 mm, lunghezze di aderenza rispettivamente di 80 e 220 mm erano sufficienti a sviluppare la completa capacità del composito. Gli autori, inoltre, hanno determinato la seguente espressione empirica per la lunghezza di trasferimento come funzione dei livelli di carico relativo:

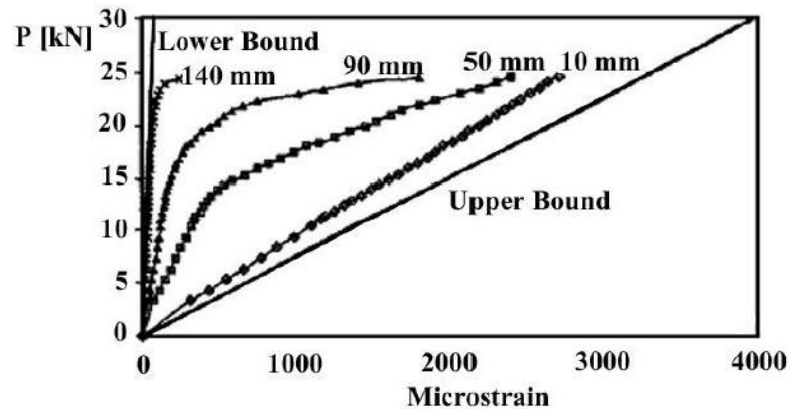
$$L_0 = \frac{\xi_0 \cdot F_{max}}{b_p \tau_{\xi_0}}$$

Dove τ_{ξ_0} è il valore massimo della tensione di taglio, F_{max} rappresenta il carico massimo, b_p è la dimensione della lamina e ξ_0 è il livello di carico relativo a cui inizia la fessurazione.

Si è dimostrato che la lunghezza di trasferimento iniziale è una certa frazione della lunghezza di aderenza totale. La rottura da taglio nel calcestruzzo dipenderà dal trasferimento della frazione restante del carico così come dall'porzione del giunto disponibile atta a sopportare carichi aggiuntivi.

- Chajes et al. [14] hanno analizzato, attraverso single lap shear test, la lunghezza di aderenza come variabile. Osservando i profili di tensione e i carichi di rottura, gli autori hanno notato che il legame diventava pienamente sviluppato tra 75 mm e 100 mm; ne risultava, dunque, che i provini aventi lunghezze di aderenze rispettivamente di 100 mm, 150 mm, 200 mm, raggiungevano tutti un carico di rottura equiparabile.
- Seracino [39], in un indagine sperimentale, ha eseguito single face shear test considerando come parametri variabili la lunghezza di aderenza (40 mm e 100 mm) e la dimensione del rinforzo FRP. In Figura 2.6 è riportata la curva carico-deformazione ottenuta da Seracino.

Figura 2.6: Curva Carico-Deformazione.



Fonte: M.Leone. op. cit., p. 53

Il limite massimo e minimo di distribuzione delle deformazioni è dato dalle seguenti equazioni (Tripi et al. [44]):

$$\text{Lower bond: } \varepsilon_p = \frac{P}{(EA)_p}$$

$$\text{Upper bond: } \varepsilon_p = \frac{P}{(EA)_p + (EA)_c}$$

In cui P rappresenta il carico, E il modulo elastico, A l'area della sezione trasversale, il pedice p si riferisce al rinforzo in FRP e il pedice c si riferisce al calcestruzzo.

L'autore ha osservato che la distribuzione delle deformazioni, ottenuta dai dati sperimentali, si trovava all'interno dei limiti definiti dalle equazioni sopraindicate; la deformazione registrata nel punto più vicino all'estremo non caricato del rinforzo coincideva con il limite di deformazione inferiore subito prima della completa delaminazione. Per i provini testati dall'autore, la lunghezza di aderenza effettiva ottenuta era approssimativamente di 150 mm.

Seracino ha ritenuto necessario sottolineare, inoltre, che tale valore è concordava con la lunghezza di aderenza effettiva supposta di 168 mm, ottenuta utilizzando la relazione suggerita da Tenge et al. [1]:

$$L_e = \sqrt{\frac{E_p t_p}{\sqrt{f'_c}}}$$

Dove t_p ed E_p sono, rispettivamente, lo spessore del rinforzo ed il suo modulo di Young, mentre, f'_c è la resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo.

- Fu-quan et al. [24] hanno dimostrato, attraverso prove di single lapshear test, che esiste una “lunghezza d'aderenza di sviluppo”, oltre la quale non si registrano ulteriori aumenti del carico ultimo.
- Nakaba et al [35] hanno valutato la lunghezza di trasferimento come distanza tra due punti che corrispondono al 10% della tensione di legame massima attraverso l'esecuzione di prove sperimentali di double face shear test. Gli autori hanno osservato che la lunghezza d'aderenza effettiva variava con la rigidezza del rinforzo in un intervallo compreso tra 65,9 mm e 134,1 mm.
- Harmon et al. [26] hanno tratto conclusioni analoghe: essi hanno osservato che, valutando la lunghezza di aderenza come la distanza tra l'estremo caricato ed il punto in cui le deformazioni nel rinforzo si dimezzano, la lunghezza d'aderenza effettiva è fortemente dipendente dalle proprietà dello strato. Inoltre, gli autori hanno proposto una formula per valutare semplicemente la lunghezza di aderenza effettiva:

$$L_e = \sqrt{\frac{E_f t_f t_b}{G_r}}$$

In cui E_f è il modulo estensionale del rinforzo FRP, t_f ne è lo spessore, t_b rappresenta lo spessore dello strato aderente, G_r è il modulo a taglio della resina.

- Sierra Ruitz et al. [40] hanno eseguito prove di trazione e compressione su travi corte rinforzate con lamine in CFRP applicate sui due lati opposti. I risultati dello studio hanno evidenziato che un'analisi semplificata consente di ottenere una descrizione verosimilmente corretta del meccanismo d'interazione tra rinforzo in materiale composito e calcestruzzo; ciò conferma l'esistenza di una zona in cui la tensione si trasferisce all'estremità del rinforzo. Gli autori hanno concluso, pertanto, che l'esistenza di una concentrazione di tensioni nel calcestruzzo ha costituito un punto critico in merito al rischio di peeling-off.

2.8 Influenza delle proprietà meccaniche dell'adesivo sull'aderenza FRP-calcestruzzo.

l'effetto della tipologia di adesivo sull'aderenza FRP-calcestruzzo. In tutte le prove, il trattamento della superficie di calcestruzzo è avvenuto per abrasione meccanica. I risultati dei loro test sono elencati in Tabella 3.1, in cui è riportato anche il nome commerciale di ciascun adesivo.

Tabella 2.1: Risultati dei test di adesione di Chajes et al.

Tipo di adesivo	Tensione di adesione media a rottura (MPa)
Sikadur 31	5,39
Sikadur 32	5,34
Tyrite	4,72
Chemgkaze 9926/Tyrite	5,54
Chemgkaze 9926/Fusor	5,89

Fonte: M. Leone, op cit. p. 56

Le tensioni medie di taglio al collasso per i rinforzi incollati con i due tipi di *Sikadur* e con l'adesivo *Fusor* erano simili. Tale risultato è attendibile se si considera la modalità di rottura, avvenuta per taglio nel calcestruzzo leggermente al di sotto della superficie, utilizzando questi tre adesivi; ne deriva, pertanto, che la resistenza finale è sia stata in gran parte influenzata dalla resistenza del calcestruzzo. Dalla tabella è possibile evincere, inoltre, che i giunti in cui è stato utilizzato l'adesivo *Tyrite* hanno prodotto risultati inferiori rispetto agli altri adesivi; ciò può essere spiegato considerando che il loro elevato valore di deformazione ultima ha causato un trasferimento degli sforzi meno efficiente. Per tali campioni, la rottura è pervenuta nell'adesivo prima che potesse avvenire, per taglio, nel calcestruzzo. I risultati ottenuti, infine, indicano che l'adesivo *Chemglaze* è quello che fornisce le prestazioni migliori.

Harmon et al. [26] hanno sottolineato che lo spessore ed il modulo di taglio dello strato aderente sono di fondamentale importanza per determinare le prestazioni di legame. Si è potuta constatare una rottura prematura nel caso in cui

lo spessore dello strato aderente non era controllato. Occorre precisare, tuttavia, che gli autori hanno evidenziato che in ricerche precedenti sono stati ottenuti risultati nettamente contrastanti.

Dai e Ueda [18] hanno studiato l'effetto di una resina epossidica a bassa rigidità a taglio sui meccanismi di trasferimento all'interfaccia tra rinforzi FRP e calcestruzzo. Gli autori, per valutare la rigidità al taglio dell'adesivo, hanno proposto l'utilizzo delle seguenti espressioni:

$$\frac{G_a}{t_a} = \frac{G_p \cdot G_r}{G_p \cdot t_r + G_r \cdot t_p}$$

$$G_p = \frac{E_p}{2(1 + \gamma_p)}$$

$$G_r = \frac{E_r}{2(1 + \gamma_r)}$$

In cui E_p , E_r , t_p , t_r , γ_p , γ_r sono rispettivamente il modulo elastico, lo spessore ed il coefficiente di Poisson dell'adesivo e della resina.

Gli stessi autori, conducendo single face shear test, hanno osservato come l'utilizzo di un adesivo che presenti un'elevata rigidità possa rappresentare una scelta auspicabile al fine di migliorare le prestazioni dell'interfaccia tra FRP e calcestruzzo e per sfruttare al meglio l'alta resistenza degli FRP. Il buon livello di tenacità di un adesivo a bassa rigidità può contribuire ad una maggiore lunghezza di aderenza efficace, ad una deformazione più duttile dell'interfaccia, e ad una più elevata energia di rottura dell'interfaccia.

Kyoung-Kyu Choi et al. [28] hanno condotto un'indagine analitica e sperimentale sul comportamento a lungo termine della resina epossidica utilizzata per i giunti FRP-calcestruzzo. Sono stati eseguiti tre double face shear test su

campioni in calcestruzzo rinforzati con lamine in FRP, incollate con una resina epossidica. Sforzi tangenziali costanti hanno sollecitato i campioni per un periodo di sei mesi. Dall'indagine, i cui parametri variabili erano il livello di tensione tangenziale e lo spessore della resina epossidica, è verosimilmente possibile concludere che la tensione tangenziale abbia un'influenza significativa sul comportamento a lungo termine della resina.

Gli autori hanno osservato, inoltre, che il rapporto tra la tensione tangenziale di taglio e la resistenza a taglio pare essere il fattore principale che influenza il comportamento a lungo termine dell'interfaccia FRP-calcestruzzo.

2.9 Influenza della Rigidezza del Rinforzo sull'aderenza FRP-calcestruzzo.

La rigidezza del rinforzo rappresenta un altro parametro che deve essere tenuto in considerazione durante l'analisi del comportamento dell'interfaccia FRP-calcestruzzo, in quanto, come si può concludere dalla letteratura disponibile, essa influenza la distribuzione delle tensioni di taglio lungo il rinforzo, la tensione di aderenza, e la lunghezza di trasferimento.

Harmon et al. [26] hanno confrontato campioni che presentavano spessori del rinforzo differenti ($t_f = 0,1651$ e $t_f = 1,016$) per i quali hanno registrato, all'aumentare della rigidezza, aumenti della lunghezza di trasferimento e nel carico massimo.

Toutanji et al. [43] hanno effettuato prove di double face shear test su campioni per i quali cambiava la tipologia di FRP. I risultati hanno dimostrato che i campioni rinforzati con fibre di carbonio ad alto modulo possedevano una

resistenza di aderenza maggiore del 25% se paragonati ai campioni rinforzati con fibre di carbonio a basso modulo.

Infine, dagli studi condotti da Brosen [9] e da Dai e Ueda [18] si evince che la tensione di aderenza ultima aumenta con la rigidità del rinforzo in FRP.

2.10 Influenza della Larghezza del Rinforzo sull'aderenza FRP-calcestruzzo.

Dalle prove che eseguite su provini cilindrici Dos Santos et al. [20] hanno osservato che variando la larghezza del rinforzo si ottiene anche una variazione del carico ultimo applicabile: in particolare, gli autori hanno osservato che all'aumentare della larghezza corrisponde un incremento percentuale del carico ultimo. Tuttavia i risultati hanno dimostrato anche che, al di là di un determinato valore di larghezza, il rapporto tra il carico ultimo e la larghezza del rinforzo rimane pressoché costante.

Dai single face shear test di Fu-quan et al. [24], i double face shear test di Brosens [9] e quelli di Camli e Binci [11] si sono riscontrati risultati simili e, in base ai lavori citati, si può verosimilmente affermare che, in media, un aumento della larghezza del rinforzo del 33%, 50% e 57% comporta un aumento del carico ultimo rispettivamente del 29%, 42% e 52%.

Il lavoro di De Lorenzis et al. [19] ha portato a risultati differenti; in seguito ai beam test eseguiti, gli autori hanno osservato che la larghezza del rinforzo non ha influenzato in nessun modo la resistenza di aderenza. Tale contraddizione è spiegata se si considera la tipologia di rottura del giunto: la larghezza di aderenza è un parametro importante solo se la perdita di aderenza

avviene per la mancata coesione, mentre, la sua influenza perde di significato se la rottura avviene all'interno dello strato adesivo.

2.11 Influenza delle Condizioni Ambientali sull'aderenza FRP-calcestruzzo.

I materiali utilizzati in strutture civili ed architettoniche devono garantire un'alta durabilità se esposti, per lunghi periodi, a cambi di temperatura, condizioni ambientali avverse o radiazioni solari dirette; è di fondamentale importanza, pertanto, valutare l'influenza, quanto meno della temperatura, sulle proprietà di legame tra lamine FRP e calcestruzzo.

Tale ragione ha spinto alcuni studiosi ad effettuare indagini, ancora esigue in letteratura, sull'influenza che le condizioni ambientali hanno sulle prestazioni degli elementi strutturali rinforzati con FRP.

La letteratura disponibile riguarda principalmente l'influenza della temperatura sul carico massimo, sulla massima tensione di aderenza, sulla lunghezza di trasferimento e sulla tipologia di rottura.

Fukuzawa et al. [24] hanno eseguito compact tension test a diverse temperature (-15°C , 0°C , 20°C , 40°C , 60°C) al fine di osservarne l'influenza sulla rottura del legame tra il calcestruzzo ed il foglio di FRP. I risultati osservati hanno permesso agli autori di trarre differenti conclusioni: il valore massimo della tensione di coesione all'interfaccia, valutata ad una temperatura di 20°C , si è ridotto a temperature superiori o inferiori; le proprietà di rottura diventavano duttili all'aumentare della temperatura e fragili al diminuire.

Gli shear test effettuati da Blontrock et al. [8] su campioni sottoposti ad elevate temperature hanno mostrato il seguente comportamento del giunto: a 40°C

e a 50°C si è avuto un incremento del carico massimo e la rottura del legame ha comportato rotture multiple nel calcestruzzo; avvicinandosi alla temperatura di transizione vetrosa, tuttavia, il carico ultimo diminuiva e la rottura del legame non comportava nessuna rottura nel calcestruzzo.

Anche dallo studio di Leone et al. [31] si è evinto che, se si aumenta la temperatura oltre quella di transizione vetrosa dell'adesivo, si passa da una perdita di aderenza coesiva ad una adesiva tra il rinforzo ed il substrato e che, al di sotto di tale temperatura, l'andamento del comportamento del legame è anomalo.

CAPITOLO 3

CALIBRAZIONE DELLE FORMULAZIONI ANALITICHE

PREVISTE NEL DOCUMENTO CNR (DT 200/2004)

Negli ultimi anni numerosi modelli teorici sono stati approntati da ricercatori allo scopo di prevedere il carico ultimo di debonding nei rinforzi FRP applicati a superfici in calcestruzzo. Le principali relazioni analitiche che forniscono una previsione di tale carico sono dipendenti da un fattore calibrato su risultati di prove sperimentali. Tali espressioni dipendono sia dalla rigidezza, dalla larghezza e dalla lunghezza di ancoraggio del rinforzo in FRP che dalla larghezza e dalla resistenza dell'elemento di calcestruzzo da rinforzare.

Numerose campagne sperimentali sono state condotte al fine di validare e rifinire le relazioni di progetto disponibili: Single Shear Test (SST), Double Shear Test (DST) e Beam Test (BT) sono le principali tipologie di prova adottate per valutare sperimentalmente sia il carico di delaminazione dell'FRP che l'influenza di diversi parametri geometrico-meccanici.

I paragrafi successivi prenderanno in rassegna lo studio di Bilotta et al. [] in merito alla calibrazione sperimentale di un modello di delaminazione all'interfaccia FRP-calcestruzzo; seguirà l'analisi approfondita ed il confronto tra i risultati sperimentali di prove di aderenza su elementi in calcestruzzo rinforzati con FRP e le equazioni fornite dai modelli teorici presenti in letteratura.

3.1 Calibrazione sperimentale del carico ultimo di delaminazione del sistema FRP-calcestruzzo [6]

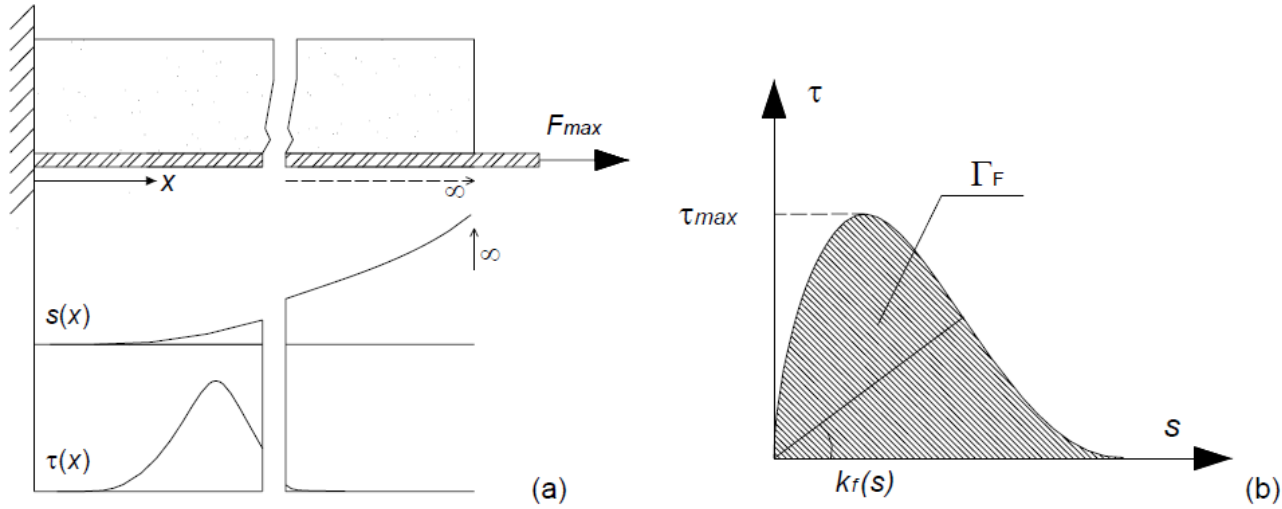
Bilotta et al. [6], basandosi su un database di test di aderenza tra rinforzi in FRP applicati ad elementi in calcestruzzo, hanno eseguito una calibrazione sperimentale del coefficiente utilizzato nelle equazioni di progetto fornite dal CNR DT 200/2004 [17]; tale calibrazione è stata eseguita per nastri e lamine, allo scopo specifico di verificare l'influenza del tipo di rinforzo sull'energia di frattura e, di conseguenza, sul carico massimo di debonding. Gli autori hanno riportato, infine, un confronto tra risultati sperimentali e previsioni teoriche fornite dall'equazione ricalibrata del CNR DT 200/2004 [17] e fib bulletin 14 [13].

L'analisi dettagliata del lavoro sopracitato è riportata nei paragrafi seguenti.

3.1.1 Massima Forza Trasmissibile al Rinforzo.

Si consideri un elemento in calcestruzzo rinforzato con FRP che presenti una lunghezza di aderenza infinita, come mostrato in Figura 3.1. Nella sezione iniziale ($x=0$) lo scorrimento (s) è nullo, mentre è infinito per $x \rightarrow \infty$.

Figura 3.1: (a) *Bond-slip test*; (b) *generic legge d'interfaccia FRP-calcestruzzo*.



Fonte: Ferracuti et al., op. cit., p.2.

All'aumentare della lunghezza di aderenza, la forza trasmissibile aumenta asintoticamente fino ad un valore massimo, dipendente dall'energia di frattura della legge d'interfaccia e dalle proprietà meccaniche e geometriche del rinforzo. Secondo la Figura 4.1 (a), la massima forza trasmissibile con una lunghezza di aderenza infinita è:

$$F_{max} = b_f \int_0^{\infty} \tau_{(x)} dx \quad (1)$$

L'energia di frattura (Figura 4.1 (b)), corrispondente all'area sottesa dalla curva τ - s e definita come l'energia necessaria a causare una rottura per taglio a livello locale nell'elemento, si può scrivere come:

$$\Gamma_F = \int_0^{\infty} \tau_{(s(x))} dx \quad (2)$$

Si può dimostrare la validità della seguente relazione tra la massima forza trasmissibile e l'energia di frattura:

$$F_{max} = b_f \sqrt{2E_f t_f \Gamma_F} \quad (3)$$

dove E_f e t_f sono, rispettivamente, il modulo di Young e lo spessore della lamina di FRP. Tale relazione è valida solo per funzioni τ -s sufficientemente regolari.

La resistenza di aderenza deve tenere conto di tutti i contributi degli elementi presenti all'interfaccia; per tale ragione, i danni provocati nel calcestruzzo da elevate tensioni tangenziali devono essere tenute in considerazione. Partendo dal criterio di Mohr-Coulomb per il calcestruzzo (Brosens et al. [10]), è possibile scrivere:

$$\tau_{max} \propto k_b \sqrt{f_{ck} \cdot f_{ctk}} \quad (4)$$

dove f_{ck} e f_{ctk} rappresentano, rispettivamente, la resistenza caratteristica a compressione cilindrica e la resistenza media a trazione del calcestruzzo, mentre k_b è un coefficiente che tiene conto dell'effetto della larghezza del rinforzo. Da considerazioni analitiche, dalle equazioni (2) e (4), l'equazione dell'energia di frattura diventa:

$$\Gamma_{max} = k_G \cdot k_b \sqrt{f_{ck} \cdot f_{ctk}} \quad (5)$$

dove k_G è il coefficiente di energia di frattura, il quale può essere determinato sperimentalmente e verrà trattato in maniera approfondita nei paragrafi seguenti. Si noti che il valore dell'energia di frattura dipende della resistenza dell'adesivo, dalla resistenza del calcestruzzo e dalle caratteristiche della superficie di quest'ultimo.

Su tale approccio si basano le equazioni di progetto fornite dal CNR 200/2004 [17] e del fib bulletin 14 [13] per il calcolo del carico di debonding. In particolare, il carico massimo di progetto può essere calcolato utilizzando l'espressione teorica fornita dal CNR 200/2004 [17]:

$$P_{theor} = b_f \sqrt{2 \cdot E_f t_f k_G \beta_l k_b \frac{\sqrt{f_{ck} f_{ctk}}}{\gamma_c} \frac{1}{\gamma_{f,d}}} \quad (6)$$

dove β_l è un fattore riduttivo che considera l'influenza della lunghezza di aderenza (l_b): $\beta_l = \frac{l_b}{l_{eff}} \left(2 - \frac{l_b}{l_{eff}} \right)$; l_{eff} rappresenta la lunghezza di aderenza

effettiva per la quale il CNR 200/2004 fornisce l'espressione $l_{eff} = \sqrt{\frac{E_f t_f}{2 f_{ctm}}}$.

Inoltre per il valore di k_G le linee guida italiane [17] forniscono il valore $k_G = 0,03$; tale assunzione è la conclusione di un'analisi che verrà ampiamente descritta nei paragrafi seguenti. Il valore del coefficiente k_b è quello fornito dalla relazione di Chen e Teng [15] descritta di seguito.

3.1.1.1. Effetto della larghezza del rinforzo: k_b .

La forza di delaminazione per unità di larghezza, il massimo sforzo di taglio e, di conseguenza, l'energia di frattura sono considerate funzioni della larghezza sia del rinforzo che del provino di calcestruzzo. Infatti, la regione di calcestruzzo, sottoposta ad alti livelli di sforzi tangenziali, dissipa energia attraverso microfratture dislocate su una superficie di larghezza (b_c) maggiore rispetto a quella del rinforzo (b_f). L'effetto è significativo per valori piccoli del rapporto b_f/b_c .

Allo scopo di tenere in conto tale fenomeno, sono state proposte due formule principali. Partendo da risultati sperimentali su campioni in calcestruzzo rinforzati con lamine di diverso spessore, Brosens [9] ha proposto la seguente espressione:

$$k_b^B = 1.06 \cdot \sqrt{\frac{2-b_f/b_c}{1+b_f/400 \text{ mm}}} \quad (7a)$$

Tale espressione è stata adottata dal fib 2001 [13].

Con un approccio differente, Lu et al. [32] e Chen e Teng [15], partendo da un ampio database di test, hanno calcolato il fattore k_b^T come:

$$k_b^T = \sqrt{\frac{c_1-b_f/b_c}{c_2+b_f/b_c}} \quad (7b)$$

dove, per Chen e Teng [15], $c_1 = 2$ e $c_2 = 1$, mentre per Lu et al. [32] $c_1 = 2.25$ e $c_2 = 1.25$. Sono stati presi in esame diversi test effettuati su lamine e nastri di rinforzo con differenti modalità di prova e con rapporti di larghezza tra rinforzo e calcestruzzo compresi tra 0,2 e 1. Da qui, il fattore k_b può essere considerato come un fattore correttivo che minimizza l'errore tra i risultati sperimentali e quelli teorici.

Il coefficiente k_b è significativo solo per valori piccoli della larghezza del rinforzo, un caso di scarso interesse per le applicazioni pratiche. Per casi reali il coefficiente varia tra 1,0 e 1,3, ed il suo calcolo attraverso le formule (7) fornisce risultati molto vicini tra loro. Le linee guida italiane fornite dal CNR [17] adottano l'equazione (7a) senza il fattore 1.06.

3.1.2. Campagna Sperimentale.

Gli autori hanno svolto una campagna sperimentale su trentaquattro single face shear test, su elementi in calcestruzzo rinforzati con lamine (sedici prove) e nastri (diciotto prove) in carbonio. Le prove sono state condotte in tre fasi diverse: la prima comprendeva dieci test, la seconda e la terza comprendevano entrambe dodici test. Il mix di calcestruzzo usato per il confezionamento dei

prismi è stato progettato appositamente per ottenere bassi valori della resistenza a compressione, al fine di simulare un'applicazione reale di rinforzi FRP; i test di compressione svolti dopo 28 giorni dopo il getto hanno dato valori medi della resistenza cilindrica di 23,82 MPa, 21,46 MPa, 26,00 MPa rispettivamente per la prima, la seconda e la terza fase.

Prima dell'installazione del rinforzo, la superficie di calcestruzzo è stata trattata con carta abrasiva ed è stato applicato uno strato di primer (*MapewrapPrimer 1*) al fine di renderla omogenea. Per l'incollaggio dei nastri è stato utilizzato il prodotto *Mapewrap 31*; nel caso delle lamine, invece, è stato utilizzato *Adesilex PG2*..

I test sono stati condotti con la macchina idraulica a controllo di spostamento MTS810. I campioni sono stati posizionati verticalmente e bloccati nella macchina. Il sistema è stato progettato per ridurre al minimo le eccentricità tra l'asse di trazione e l'elemento. La Tabella 3.1 riporta tutti i principali valori concernenti le prove.

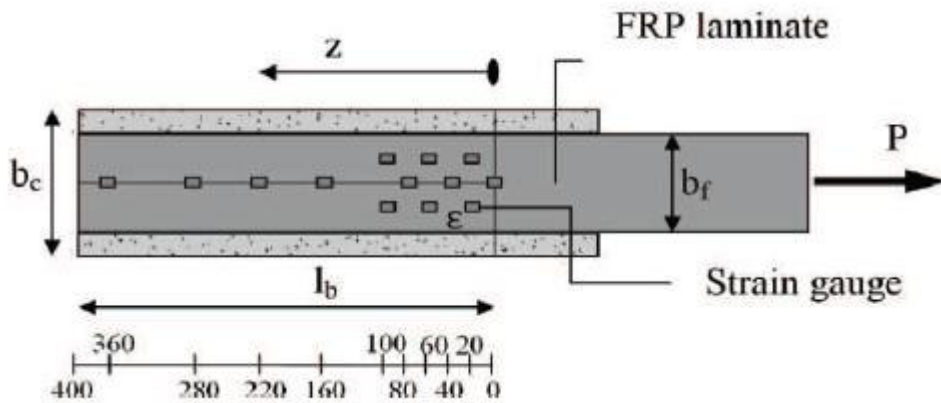
Tabella 3.1: Parametri sperimentali Bilotta et al. []

	Label	Concrete cylinder mean strength	Concrete prism width	FRP Young modulus	FRP width	FRP thickness	FRP bond length	Test failure load	Reinforcement type
		f_{cm} (MPa)	b_c (mm)	E_f (MPa)	b_f (mm)	t_f (mm)	l_b (mm)	P_{test} (kN)	
Set I	PM1	23.82	150	170,000	50	1.400	400	20.10	Plate
	PM2							21.78	
	PM3							20.71	
	PC4							21.55	
	SM1			230,000	100	0.166		21.41	Sheet
	SM2							21.81	
	SM3							21.24	
	SC4							21.69	
	SC5							20.74	
	SC6							22.11	
Set II	PM7	21.46	150	170,000	50	1.400	250	19.02	Plate
	PM8							19.86	
	PM9							17.24	
	SM7			230,000	100	0.166	100	19.37	Sheet
	SM8							20.37	
	SM9							22.58	
	PM13			170,000	50	1.400	125	19.46	Plate
	PM14							19.30	
	PM15							20.74	
	SM13			230,000	100	0.166	50	16.85	Sheet
	SM14							21.20	
	SM15							19.03	
Set III	V1a	26.00	150	180,000	80	1.200	400	30.14	Plate
	V2a							33.56	
	V3a							32.47	
	V1b						100	28.33	
	V2b							27.58	
	V3b							30.29	
	V18a			241,000	100	0.166	400	24.00	Sheet
	V19a							24.96	
	V20a							23.65	
	V18b						100	21.84	
	V19b							21.49	
	V20b							21.91	

Fonte: Bilotta et al., op. cit., p.4.

Il comportamento dell'interfaccia FRP-calcestruzzo è stato analizzato tracciando le deformazioni assiali sperimentali ($\varepsilon_{i(z)}$) misurate per mezzo di estensimetri, posizionati lungo il rinforzo come mostrato in Figura 3.2.

Figura 3.2: Posizionamento degli estensimetri.



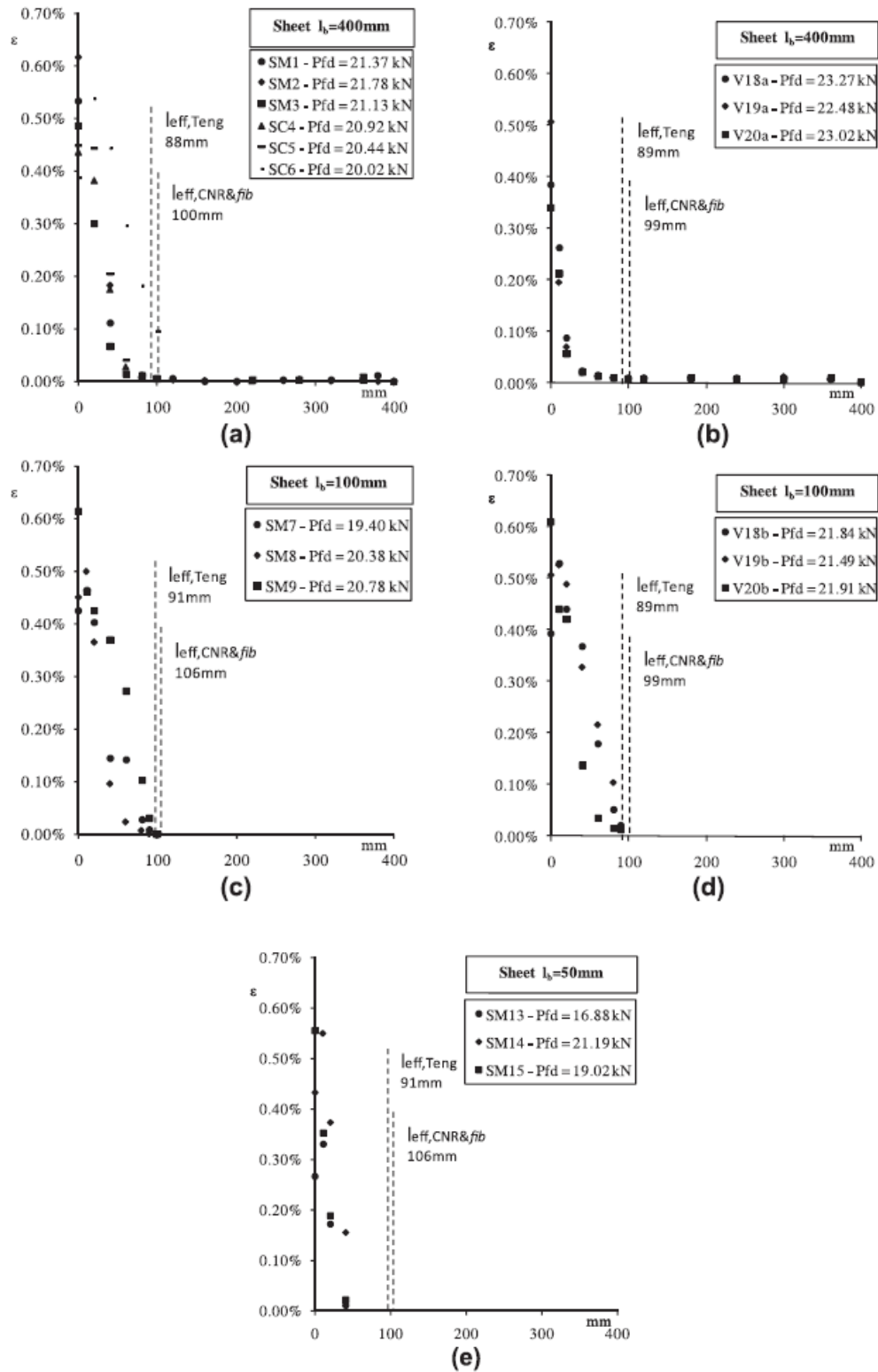
Fonte: Bilotta et al., op. cit., p.3.

I profili di deformazione registrati al valore di carico di primo debonding, P_{fd} , sono riportati per ogni test in Figura 4.3 e Figura 4.4, rispettivamente per nastri e lamine. Il valore del carico di primo debonding è stato calcolato come il valore corrispondente all'inizio del ramo orizzontale nella curva sperimentale carico-spostamento. Si noti che per i campioni in cui la lunghezza di aderenza è inferiore alla lunghezza di aderenza effettiva, il carico di primo debonding corrisponde anche al massimo valore del carico.

La Figura 3.3 mostra il profilo delle deformazioni che gli autori hanno registrato per nastri di rinforzo caratterizzati da una lunghezza di aderenza che varia tra 400 mm e 50 mm. In ogni caso il profilo delle deformazioni ha seguito un andamento decrescente, approssimabile ad una legge esponenziale lungo il rinforzo. La deformazione massima, registrata all'estremo caricato, variava tra lo 0,39% e lo 0,62%. La lunghezza di aderenza effettiva sperimentale ($l_{eff,exp}$), rappresentata dalla distanza tra l'estremo del rinforzo ed il punto in cui la deformazione è uguale a zero, variava in ogni caso tra 80 mm e 90 mm, tranne che per i campioni che presentavano una lunghezza di aderenza inferiore (cioè quelli con lunghezza l_b pari a 50 mm). Tale risultato era molto prossimo a quello ottenuto utilizzando le relazioni teoriche fornite dal CNR [17], riportate in precedenza, o quelle fornite dal modello di Chen e Teng [15], secondo la quale

$$l_{eff,Teng} = \sqrt{\frac{E_f t_f}{\sqrt{f_{cm}}}}, \text{ variante tra 88 mm e 106 mm.}$$

Figura 3.3: *Profili di deformazione lungo le lamine in FRP: $l_b=400\text{mm}$ fase I (a); $l_b=400\text{mm}$ fase III (b); $l_b=100\text{mm}$ fase II (c); $l_b=100\text{mm}$ fase III (d); $l_b=50\text{mm}$ fase II (e).*

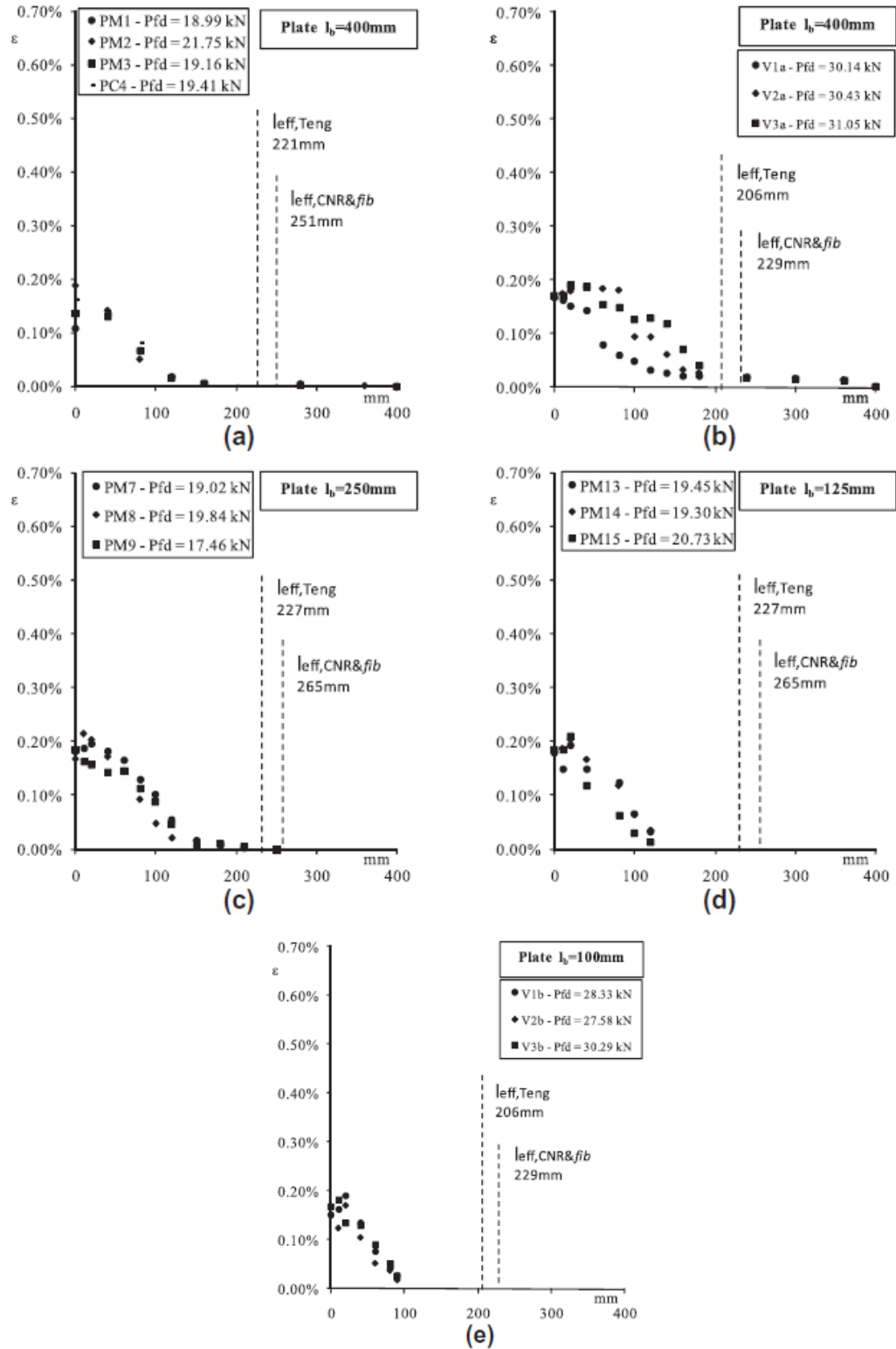


Fonte: Bilotta et al., op. cit., p.5.

I risultati registrati nei test sui campioni rinforzati con lamine sono riportati in Figura 3.4. In tali prove, le lunghezze di aderenza variavano tra 100 mm e 400 mm. Le $l_{eff,exp}$ registrate in questo caso erano comprese tra 120 mm e 180 mm, tranne che per i provini con una lunghezza di aderenza inferiore a questi valori (cioè i provini che presentavano una l_b di 100 mm). A differenza dei nastri, per le lamine i valori della lunghezza di aderenza effettiva sperimentale si discostavano di molto dai valori teorici, compresi tra 226 mm e 265 mm, secondo i modelli sopra riportati.

La deformazione massima, all'estremo caricato, è compresa tra 0,10% e 0,20%; tali valori sono nettamente inferiori rispetto a quelli registrati nel caso dei nastri. Ciò è dovuto, probabilmente, alla più alta rigidezza ($E_f t_f$) di tale rinforzo. La massima deformazione dovuta al debonding è proporzionale al fattore $\sqrt{1/E_f t_f}$; considerando che il rapporto $\sqrt{1/E_f t_{f_{sheets}}}/\sqrt{1/E_f t_{f_{plates}}}$ per i rinforzi FRP utilizzati nella campagna sperimentale sono inferiori a 3, è chiaro che l'uso di lamine riduce le performance dei rinforzi più di quanto non ci si aspetti teoricamente. In particolare, il maggior spessore delle lamine potrebbe essere il fattore più dannoso per il legame di aderenza: esso provocherebbe un maggior incremento degli sforzi normali e tangenziali, a causa dell'aumento del braccio tra le forze agenti nel rinforzo e quelle agenti nel calcestruzzo. Per tale motivo, la probabilità di un debonding prematuro potrebbe aumentare con l'incrementare dello spessore.

Figura 3.4: *Profili di deformazione lungo le lamine in FRP: $l_b=400\text{mm}$ fase I (a); $l_b=400\text{mm}$ fase III (b); $l_b=100\text{mm}$ fase II (c); $l_b=100\text{mm}$ fase III (d); $l_b=50\text{mm}$ fase II (e).*



Fonte: Bilotta et al., op. cit., p.5.

3.1.2.1. Confronto tra i dati sperimentali degli autori e i risultati teorici ottenuti con le relazioni fornite dal CNR 200/2004.

Le espressioni teoriche per il carico di debonding sono le seguenti [17]:

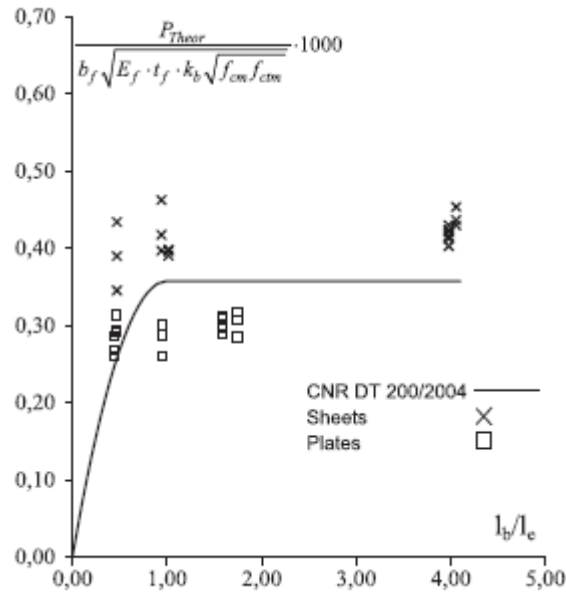
$$P_{CNR} = b_f \sqrt{2E_f t_f k_G \beta_l k_b \sqrt{f_{cm} f_{ctm}}} \quad (8a)$$

$$\begin{cases} \beta_l = \frac{l_b}{l_{eff}} \left(2 - \frac{l_b}{l_{eff}} \right) & l_b < l_{eff} \\ \beta_l = 1 & l_b > l_{eff} \end{cases} \quad (8b)$$

con k_G pari a 0,064.

La Figura 3.5 mostra la curva del carico teorico di debonding normalizzato in funzione del rapporto tra lunghezza di aderenza e lunghezza di aderenza effettiva, confrontata con i risultati sperimentali delle trentaquattro prove eseguite. Si può notare che il risultato teorico per il carico massimo nei nastri sottostimava, in ogni caso, il carico massimo sperimentale; i test sulle lamine, invece, hanno fornito risultati sovrastimati, rispetto a quelli teorici, quasi in ogni prova.

Figura 3.5: Confronto tra la curva del carico massimo teorico normalizzato di debonding, in funzione del rapporto l_b/l_{eff} , con i punti sperimentali.



Fonte: Bilotta et al., op. cit., p.7.

3.1.2.2. Confronto tra i dati sperimentali degli autori e i risultati teorici ottenuti con le relazioni fornite dal Teng et al. [15].

In Chen e Teng [15], il modello proposto dagli autori per il calcolo del carico massimo di debonding in single shear test fornisce le seguenti relazioni:

$$P_{Teng} = \alpha k_b \beta_l \sqrt{E_f t_f \sqrt{f'_c}} \quad (9a)$$

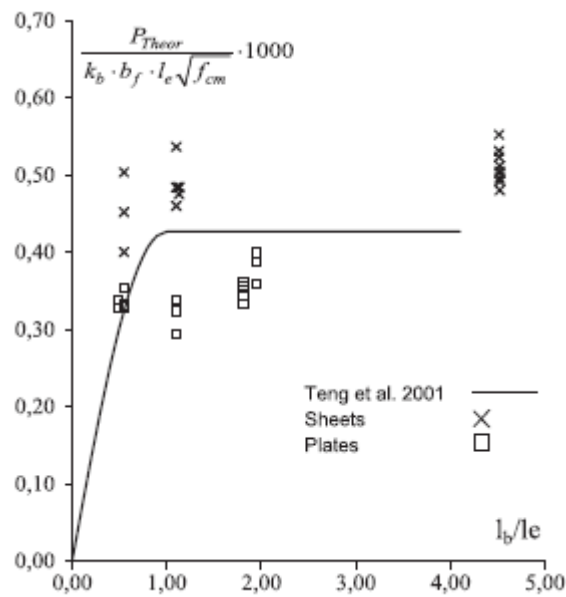
$$\begin{cases} \beta_l = \sin \frac{\pi}{2} \frac{l_b}{l_{eff}} & l_b < l_{eff} \\ \beta_l = 1 & l_b > l_{eff} \end{cases} \quad (9b)$$

$$l_{eff} = \sqrt{\frac{E_f t_f}{\sqrt{f'_c}}} \quad (9c)$$

dove f'_c rappresenta la resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo, mentre k_b è quello espresso dalla relazione (7b). Per il coefficiente α , Chen e Teng [15] hanno trovato un valore di 0,427.

In Figura 3.6 è riportato il confronto tra i dati sperimentali delle trentaquattro prove e la curva teorica del carico massimo normalizzato in funzione del rapporto tra lunghezza di aderenza e lunghezza effettiva. Si noti che la relazione teorica sottostimava in ogni caso i risultati dei test sui nastri, mentre sovrastimava, quasi sempre, quelli sulle lamine.

Figura 3.6: *Confronto tra la curva del carico massimo teorico normalizzato di debonding, in funzione del rapporto l_b/l_{eff} , con i punti sperimentali.*



Fonte: Bilotta et al., op. cit., p.7.

Da tale confronto, così come dal precedente, appare necessario che le relazioni per il calcolo del carico di debonding debbano essere calibrate separatamente nel caso di nastri e lamine, al fine di fornire modelli teorici il più possibile attendibili.

3.1.3. Database di Dati Sperimentali.

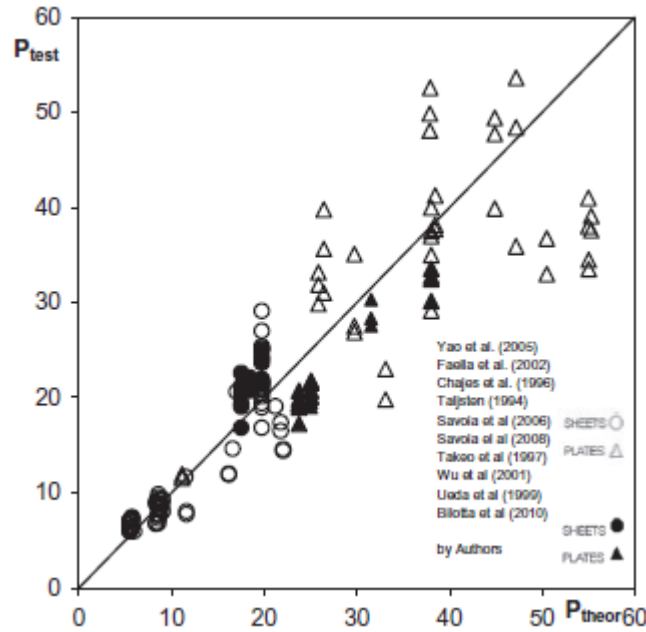
I trentaquattro single shear test eseguiti da Bilotta et al. [6] si sono aggiunti all'insieme di duecentoquarantatre test, dello stesso tipo, reperibili in

letteratura, svolti per sviluppare modelli matematici per la previsione del carico di debonding. Gli autori hanno selezionato i risultati disponibili, allo scopo di escludere i test in cui si erano verificate modalità di collasso anomale, dovute ad una scorretta applicazione del rinforzo in FRP o ad imperfezioni del set-up di prova. Inoltre, sono stati considerate solo prove su rinforzi in CFRP in cui la lunghezza di aderenza era maggiore del valore della lunghezza effettiva teorica fornito dal CNR 200/2004. Infine, nel caso di risultati sperimentali registrati dagli stessi autori, sono state considerate anche le prove in cui la lunghezza di aderenza era maggiore di quella effettiva sperimentale. Non sono stati presi in considerazione i test in cui i nastri erano stati applicati due o più strati.

Il risultato di tale selezione è stato un database di centotrentanove single shear test su rinforzi in CFRP.

In Figura 3.7 è mostrato un confronto tra i risultati sperimentali e le previsioni teoriche, applicando l'equazione (6), per il carico di debonding, assumendo il valore di $k_G = 0,064$ e quello di entrambe i coefficienti di sicurezza pari a 1. I triangoli rappresentano i risultati relativi alle lamine, mentre i triangoli rappresentano quelli relativi ai nastri; i simboli pieni indicano le prove eseguite dagli autori. Si noti che la dispersione dei dati aumentava con l'aumentare del carico.

Figura 3.7: Confronto tra previsioni teoriche e risultati sperimentali.



Fonte: Bilotta et al., op. cit., p. 9.

3.1.4. Calibrazione del Coefficiente k_G .

La calibrazione del coefficiente k_G per il calcolo del carico di debonding teorico è stata eseguita seguendo due metodi differenti: il *Method I*, utilizzato per la calibrazione delle relazioni di progetto fornite dal CNR 200/2004 [17], e il *Method II*, che segue la procedura proposta in EN 1990 [21].

3.1.4.1. Method I.

Nelle linee guida fornite dal CNR 200/2004 [17], il coefficiente k_G è stato calcolato dall'analisi di dati sperimentali ottenuti da test di delaminazione su provini con una lunghezza di aderenza di 100 mm, usando l'espressione:

$$k_G = P_{max}^2 / 2b_f^2 E_f t_f k_G \beta_l k_b \sqrt{f_{cm} f_{ctm}} \quad (8)$$

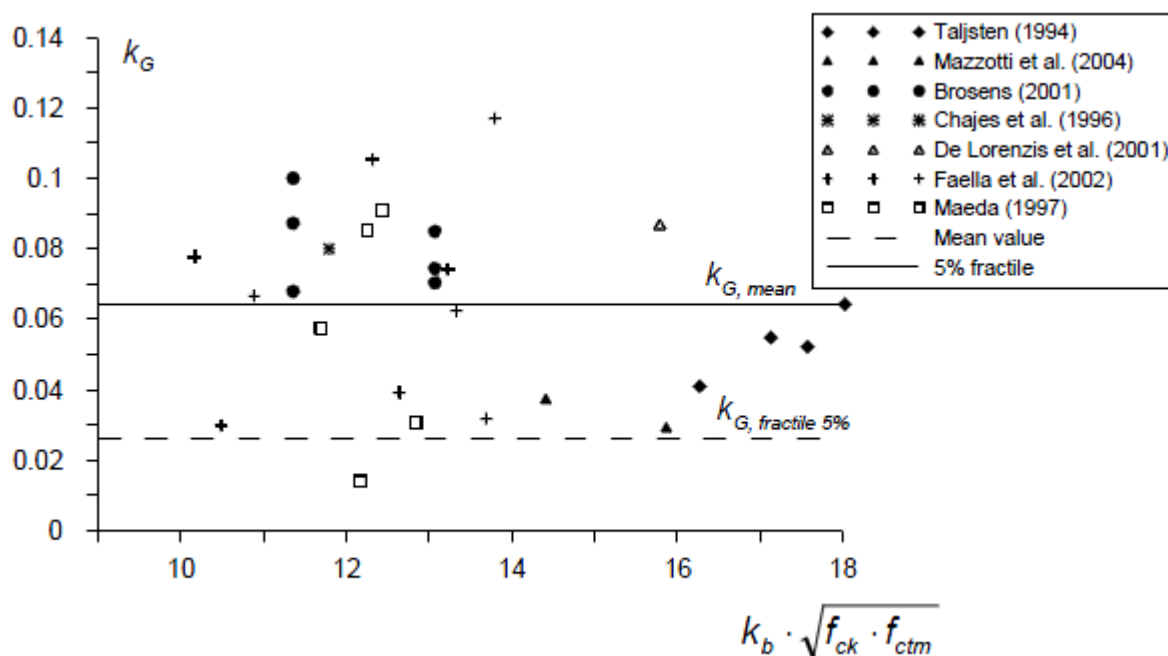
In Figura 3.8 il coefficiente è riportato in funzione dei parametri di resistenza del calcestruzzo. Partendo da risultati sperimentali di diversi autori, si è condotta un'analisi statistica i cui risultati sono sintetizzati nella Tabella 3.2.

Tabella 3.2: Valori statistici ottenuti per il coefficiente k_G .

k_G			
Valore Medio	Deviazione Standard	COV	Frattile 5%
0,064	0,023	0,36	0,026

Nota: Adattata da Ferracuti et al. [], p.5.

Figura 3.8: Valore medio e frattile 5% del coefficiente k_G .



Fonte: Ferracuti et al., op. cit., p.5.

Il valore molto alto del coefficiente di variazione (COV) è giustificato dal fatto che k_G è stato ottenuto elaborando dati ottenuti da diverse campagne sperimentali: la dispersione dei risultati in queste ultime è molto più alta della dispersione dei dati in ogni singola campagna. Verosimilmente, la causa di ciò è

da ricercarsi nei differenti metodi i vari autori hanno adottato per il trattamento della superficie di calcestruzzo, prima dell'applicazione del rinforzo.

Le linee guida italiane fornite dal CNR 200/2004 [] hanno suggerito l'utilizzo del valore $k_G = 0,03$.

Utilizzando il metodo descritto, partendo dal database di centotrentanove prove, Bilotta et al. [6] hanno ottenuto i seguenti valori: $k_{G,m} = 0,026$, $\sigma = 0,026$, $COV = 38\%$, $k_{G,5\%} = 0,026$.

3.1.4.2. Method II.

Il concetto alla base del metodo è quello di esprimere il modello di resistenza come:

$$P_{th} = b \cdot g_t(\underline{X}) \quad (9)$$

dove il termine $g_t(\underline{X}) = b_f \sqrt{2E_f t_f k_b \sqrt{f_{cm} f_{ctm}}}$ è il modello di resistenza teorico (con $\beta_l = 1$), funzione del vettore $\underline{X} = \{E_f, t_f, b_f, k_b, f_{cm}, f_{ctm}\}$ che contiene le variabili che influenzano direttamente il modello. Il termine $b = \sqrt{k_G}$ è il fattore di correzione che tiene conto di tutte le variabili non incluse nella relazione teorica del modello e si determina con il metodo dei minimi quadrati. Tale fattore migliora l'accuratezza del modello teorico minimizzando la differenza tra i risultati sperimentali e quelli teorici. Per ogni test, si può valutare l'errore del modello $\delta = P_{exp,i}/P_{th,i}$. Il modello di resistenza finale deve tenere in considerazione tale errore e può essere scritto come:

$$P = \delta \cdot P_{th} = \delta \cdot b_f \sqrt{2E_f t_f k_G k_b \sqrt{f_{cm} f_{ctm}}} \quad (10)$$

Sotto l'ipotesi di una distribuzione normale, si può scrivere il valore caratteristico per il modello di resistenza di P:

$$P = E(P) - 1,64\sqrt{Var(P)} \approx E(\delta) \cdot E(P_{th}) - 1,64\sqrt{Var(P)} = P_{th,m}\delta_m - 1,64\sqrt{Var(P)} \quad (11)$$

L'approssimazione al primo ordine della varianza può essere calcolata trascurando il termine della covarianza, se si assume che le variabili di base (E_f, f_{cm}, f_{ctm}) sono statisticamente indipendenti, nella maniera seguente:

$$Var(P) = C_{E_f}^2 Var(E_f) + C_{f_{cm}}^2 Var(f_{cm}) + C_{f_{ctm}}^2 Var(f_{ctm}) + C_{\delta_m}^2 Var(\delta_m) \quad (12)$$

dove i coefficienti sono rappresentano le derivate parziali calcolate ai valori medi di P e valgono:

$$C_{E_f}^2 = \left(\frac{\partial P}{\partial E_f} \Big|_{E_{fm}} \right)^2 = P_m^2 \frac{0,5^2}{E_{fm}^2}$$

$$C_{f_{cm}}^2 = \left(\frac{\partial P}{\partial f_{cm}} \Big|_{f_{cm}} \right)^2 = P_m^2 \frac{0,25^2}{f_{cm}^2}$$

$$C_{f_{ctm}}^2 = \left(\frac{\partial P}{\partial f_{ctm}} \Big|_{E_{fm}} \right)^2 = P_m^2 \frac{0,25^2}{f_{ctm}^2}$$

$$C_{\delta_m}^2 = \left(\frac{\partial P}{\partial \delta_m} \Big|_{E_{fm}} \right)^2 = P_m^2$$

Utilizzando tutti i risultati precedenti l'equazione (11) diventa:

$$P_k = P_{th,m}\delta_m \cdot \left[1 - 1,64 \cdot \sqrt{(0,25 \cdot CV_{E_f}^2 + 0,0625 \cdot CV_{f_{cm}}^2 + 0,0625 \cdot CV_{f_{ctm}}^2 + CV_{\delta_m}^2)} \right] \quad (13)$$

Il valore del frattile inferiore al 5% del fattore k_G è fornito dalla seguente espressione:

$$k_{G,5\%} = k_G \left(\frac{P_k}{P_{th,m}} \right)^2$$

$$= k_G \left[\delta_m \left(1 - 1,64 \sqrt{0,25CV_{E_{fm}}^2 + 0,0625CV_{f_{cm}}^2 + 0,0625CV_{f_{ctm}}^2 + CV_{\delta_m}^2} \right) \right]^2$$

(14)

Il *Method II* fornisce i seguenti valori:

$$k_G = 0,053, \quad k_{G,m} = k_G \delta_m^2 = 0,067, \quad k_{G,5\%} = 0,028$$

In Tabella 3.3 si confrontano i valori relativi a k_G ottenuti con *Method I*, *Method II*, e quelli forniti dal CNR 200/2004 [17].

Tabella 3.3: Confronto dei valori di k_G .

	CNR-DT200/2004 [14] (≈ 40 tests)	Method I (139 tests)	Method II (139 tests)
$k_{G,m}$	0.064	0.068	0.067
$k_{G,5\%}$	0.026	0.026	0.028
$\sigma(k_G)$	0.023	0.026	–
CV (k_G)	36%	38%	–

Fonte: Bilotta et al., op. cit., p.10.

3.1.4.3. Method II svolto per lamine e nastri.

Il confronto tra i valori riportati in Tabella 4.3 mostra che il valore di $k_{G,m}$, e di $k_{G,5\%}$, ottenuti con il *Method I* e dal *Method II*, basati sui risultati del database di centotrentanove test, sono molto simili a quelli proposti dal CNR DT 200/2004 [17]. Si noti che, se per il valore di k_G si considera quello ottenuto come *best fitting*, la dispersione tra i valori sperimentali e quelli teorici è minima.

È significativo, anche in questo caso, che un'ampia dispersione tra i carichi di debonding sperimentali e teorici si verifichi nei cinquantadue test

eseguiti sui campioni rinforzati con lamine. Per tale ragione, allo scopo di rendere maggiormente affidabile il modello teorico matematico per il calcolo del carico di debonding, risulta strettamente necessaria la calibrazione di due differenti valori del coefficiente k_G per lamine e nastri, indipendentemente dal metodo di calibrazione usato (vedi Tabella 3.4). Di conseguenza, tale calibrazione è stata adottata separatamente per gli ottantasette single shear test su nastri e per i cinquantadue su lamine, utilizzando il *Method II*; tale metodo è preferibile al *Method I* in quanto tiene conto direttamente delle proprietà incerte dei materiali.

Poiché il coefficiente di varianza relativo alla resistenza a trazione e compressione del calcestruzzo influisce sul valore caratteristico di k_G più di quanto non influisca quello relativo al modulo di Young del rinforzo, è stato usato un valore fisso pari a 0,05 per entrambi i moduli di nastri e lamine.

I valori medi di k_G calcolati, rispettivamente, per nastri e lamine risultavano essere $k_{G,m,s} = 0,071$ e $k_{G,m,p} = 0,057$, come riportato in Tabella 4.4; tale risultato appare confermare che lo spessore del rinforzo influisce particolarmente sul comportamento di debonding dovuto all'effetto delle tensioni normali e tangenziali all'interfaccia FRP-calcestruzzo.

Tabella 3.4: Valori di k_G per lamine e nastri.

	Method II	
	Sheets 87 tests	Plates 52 tests
$k_{G,m}$	0.071	0.057
$k_{G,5\%}$	0.036	0.020
$\sigma_\delta (\delta)$	0.17	0.25
CV (δ)	17%	23%

Fonte: Bilotta et al., op. cit., p. 11.

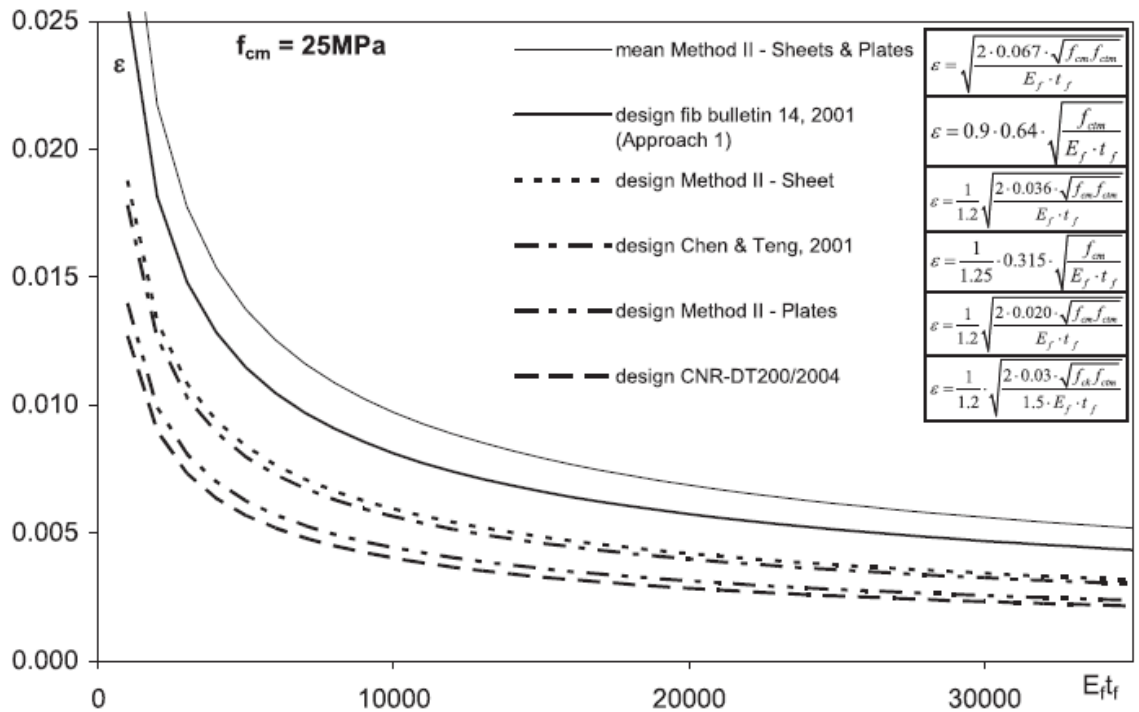
3.1.5 Deformazione di Progetto.

Utilizzando le relazioni fornite dal CNR DT 200/2004 è possibile esprimere la deformazione teorica di progetto come funzione del parametro $E_f t_f / k_b \sqrt{f_{cm} f_{ctm}}$; tale parametro contiene le principali caratteristiche geometriche e meccaniche che influenzano il fenomeno di debonding.

$$\varepsilon_{th} = \frac{1}{\gamma_{fd}} \sqrt{\frac{2k_G}{\gamma_c} \frac{k_b \sqrt{f_{cm} f_{ctm}}}{E_f t_f}} \quad (15)$$

La Figura 3.9 rappresenta graficamente il confronto tra i valori attesi delle deformazioni, a seconda del modello teorico utilizzato.

Figura 3.9: Confronto tra le deformazioni previste.



Fonte: Bilotta et al., op. cit., p. 11.

3.1.6. Conclusioni.

Il lavoro di ricerca svolto da Bilotta et al. [6] sui risultati originali di trentaquattro test single shear test, eseguiti dagli autori su prismi in calcestruzzo rinforzati con lamine e nastri in FRP, sono stati presentati e discussi nei termini di deformazione e carico massimi di debonding.

Dal confronto tra i risultati sperimentali e l'espressione teorica fornita dal CNR-DT200/2004 [17] per il calcolo del carico di debonding, è emerso che le prestazioni che i nastri di rinforzo possono fornire sono spesso sottovalutate, mentre quelle fornite dalle lamine sono sovrastimate.

Gli autori hanno inserito i risultati dei trentaquattro test all'estesa quantità di dati disponibile in letteratura; da tale insieme hanno selezionato e riportato un totale di 139 risultati sperimentali di altrettante prove, ottantasette relative a nastri e cinquantadue alle lamine.

I carichi di debonding sperimentali relativi a test eseguiti sui campioni rinforzati con nastri hanno dimostrato una buona concordanza con i modelli teorici forniti da CNR DT 200/2004 [17]; si è rilevata, invece, una significativa dispersione dei dati registrati nei test eseguiti sui campioni rinforzati con lamine.

Gli autori hanno effettuato una nuova calibrazione del coefficiente, sfruttando i dati del database esteso, attraverso l'utilizzo di due metodi; dal confronto dei risultati ottenuti attraverso questi metodi si evince che:

- *Method I* e *Method II* forniscono un valore di k_G medio e ed un frattile inferiore al 5% molto vicino a quello riportato nelle linee guida del CNR, sebbene quest'ultimo faccia riferimento ad un'analisi statistica su un numero di dati pari ad un terzo di quelli considerati dagli autori;
- Il *Method II* permette di prendere in considerazione la variabile delle proprietà dei materiali (ad es. assumendo per i materiali i valori nominali dei coefficienti di variazione derivati da dati disponibili in letteratura o da relazioni di codici di progetto) e perciò di accrescere i valori della deformazione di progetto del 22% rispetto a quelli calcolabili utilizzando i dati forniti dal CNR, basati sul *Method II*;
- La procedura del *Method II* basata su due differenti popolazioni di dati relativi a test eseguiti, rispettivamente, su ottantasette prismi in calcestruzzo rinforzati con nastri e cinquantadue rinforzati con lamine dimostra che la media ed il frattile inferiore al 5% dei valori k_G per i nastri sono significativamente più ampi rispetto a quelli relativi a lamine;
- L'utilizzo di due valori differenti di k_G , a seconda che si considerino nastri o lamine, permetterebbe, verosimilmente, di prevedere meglio il carico di debonding e, di conseguenza, di contribuire alla crescita dell'efficienza di rinforzi EBR con nastri (circa il 40%) e a confermare la sicurezza fornita dagli EBR con lamine. Tuttavia, ulteriori indagini sperimentali su lamine potrebbero essere proficui per migliorare l'affidabilità delle previsioni teoriche in merito a sistemi EBR.

3.2 Confronto analitico-sperimentale.

Al fine di verificare la concordanza con le previsioni ottenute dalle relazioni fornite dal CNR, sono stati analizzati i risultati sperimentali di centotto test di aderenza condotte nel Dipartimento di Ingegneria dell'Innovazione dell'Università del Salento. I dati raccolti appartengono alle seguenti campagne sperimentali:

- Leone et al. [31], hanno eseguito prove di aderenza al fine di valutare l'influenza della temperatura; in tale lavoro sono state selezionate sei prove condotte su nastri in CFRP e GFRP e su lamine in CFRP;
- Aiello e Leone [2] hanno eseguito beam test, single shear test e double face shear test su elementi rinforzati con CFRPHM (High Modulus), CFRPHS (High Strength) e GFRP. Dall'insieme di tali prove sono state selezionate ottantuno test;
- Franzoso G. [23] ha eseguito prove di single face shear test su prismi di calcestruzzo rinforzati con SFRP ed FFRP; sono stati selezionati i risultati di otto test;
- Capodici G. [12] ha eseguito prove di single face shear test su elementi in calcestruzzo rinforzati con BFRP, HFRP, CFRP, GFRP; sono stati selezionati i risultati di undici test;

- Leone M. nel Marzo del 2011 ha eseguito due prove su elementi in calcestruzzo rinforzati con CFRP; tutti i risultati relativi a tali prove sono stati presi in considerazione.

L'insieme di tutte le prove selezionate ha costituito un database in cui sono stati inseriti tutti i dati disponibili in merito ai test eseguiti, ponendo particolare attenzione alle proprietà meccaniche dei materiali utilizzati, alle dimensioni dei provini, alla lunghezza di aderenza, alla lunghezza di aderenza effettiva, al carico ultimo di debonding. L'intero database è riportato in Appendice C.

3.2.1 Relazioni Analitiche

Il modello teorico utilizzato segue le linee guida fornite dal CNR DT 200/2004 [17] che, per la modellazione del legame di aderenza fornisce le equazioni (3), (5), (7a); inoltre, per il valore di k_G suggerisce un valore 0,03. Nella rielaborazione di tale documento, attualmente in fase di discussione, l'equazione

(7a) è stata sostituita con la relazione $k_b = \sqrt{\frac{2-b_f/b_c}{1+b_f/b_c}} \geq 1$ se $b_f/b_c \geq 0,25$,

altrimenti $k_b = 1,18$; il valore di k_G è pari a 0,077 nel caso dei nastri e 0,063 nel caso delle lamine. Infine, la lunghezza di aderenza effettiva si calcola attraverso la

relazione
$$l_{eff} = \frac{s_u}{k_b^2} \sqrt{\frac{\pi^2 E_f t_f}{8 \Gamma_F}}.$$

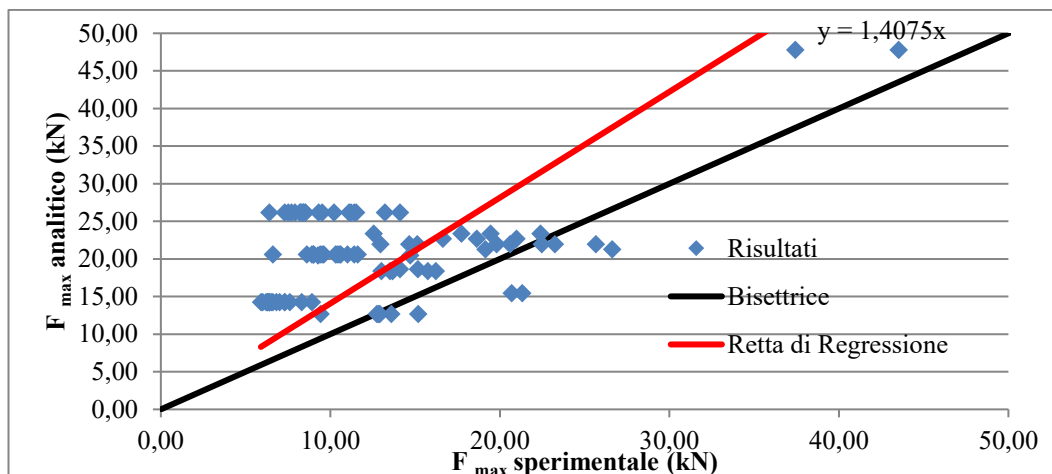
Nell'utilizzo del modello teorico sono state prese in considerazione le relazioni modificate.

3.2.2 Metodo d'Analisi utilizzato.

L'analisi dei dati sperimentali si è basata sul confronto di questi ultimi con i valori attesi, calcolati attraverso le relazioni individuate nel paragrafo precedente. La concordanza dei dati sperimentali con le previsioni teoriche è stata valutata attraverso il livello di approssimazione della retta di regressione (di intercetta zero) con la bisettrice del piano cartesiano avente sulle ascisse i valori sperimentali e sulle ordinate i corrispondenti analitici. Il coefficiente di bontà (c_f) di tale approssimazione è stato calcolato attraverso il rapporto dei coefficienti angolari delle due rette ($c_f = c_b/c_r$). In cui c_b rappresenta il coefficiente angolare della retta bisettrice ($y = x$) pari ad "1" e c_r il coefficiente angolare della retta passante per l'origine che fitta i dati sperimentali ($y = c_b x$). Quanto più il rapporto tra i due coefficienti è vicino ad uno, tanto più la retta di regressione è approssimabile con la bisettrice del piano e, di conseguenza, i valori sperimentali sono concordanti con quelli teorici.

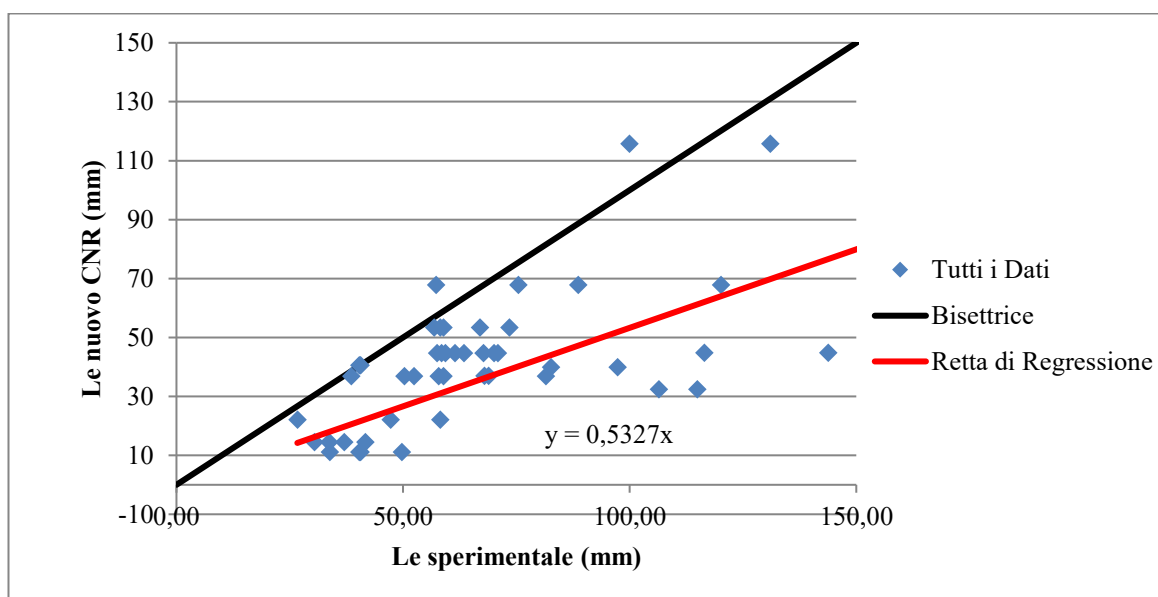
La Figura 3.10 e la Figura 3.11 rappresentano graficamente il confronto tra i carichi ultimi, sperimentali ed analitici, e tra le lunghezze di aderenza effettive, sperimentali ed analitiche per tutte le prove analizzate.

Figura 3.10: *Confronto tra i valori sperimentali e teorici del carico ultimo di debonding.*



Poiché, per il carico ultimo, la retta di regressione presenta un coefficiente angolare pari a 1,4075, il valore del coefficiente di bontà vale 0,771.

Figura 3.11: *Confronto tra i valori sperimentali e teorici della lunghezza di aderenza effettiva.*



Nel caso delle lunghezze di aderenza effettive, dal grafico si evince che l'approssimazione della bisettrice alla retta di regressione è meno attendibile, in quanto il valore di c_f è pari a 1,88.

3.2.3 Confronto tra Valori Analitici e Sperimentali del Carico Massimo e della Lunghezza di aderenza effettiva: Distinzione per Tipologia di Rinforzo.

I dati raccolti nel database sono stati sottoposti ad ulteriori analisi, distinguendo i risultati in funzione della tipologia di rinforzo: carbonio, vetro, acciaio, basalto, lino, canapa. Di seguito si descriveranno i risultati dei soli provini la cui rottura è sopraggiunta per delaminazione coesiva. Per i risultati in tutti gli altri casi si rimanda all'Appendice A.

In Figura 3.12 e Figura 3.13 è rappresentato graficamente il confronto tra il carico massimo sperimentale e quello analitico di debonding dei test riguardanti i rinforzi in CFRP ed il confronto tra lunghezze di aderenza effettive teoriche e sperimentali. In questi casi, l'analisi è stata eseguita indipendentemente dalla tipologia di prova e dalla rigidità del rinforzo (non vi è distinzione tra lamine e nastri).

Figura 3.12: Confronto tra i valori sperimentali e teorici del carico ultimo di debonding per i rinforzi in CFRP.

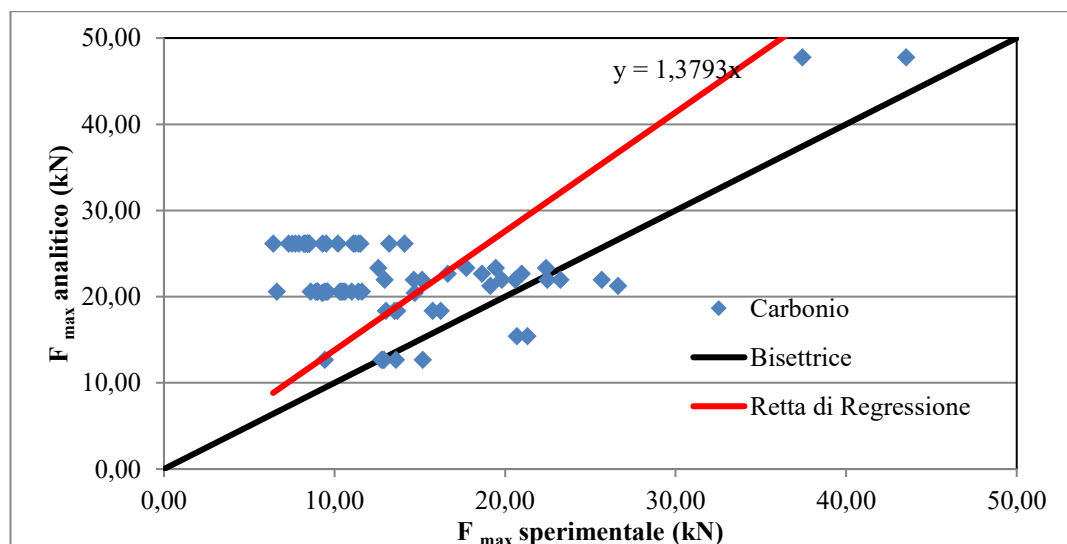
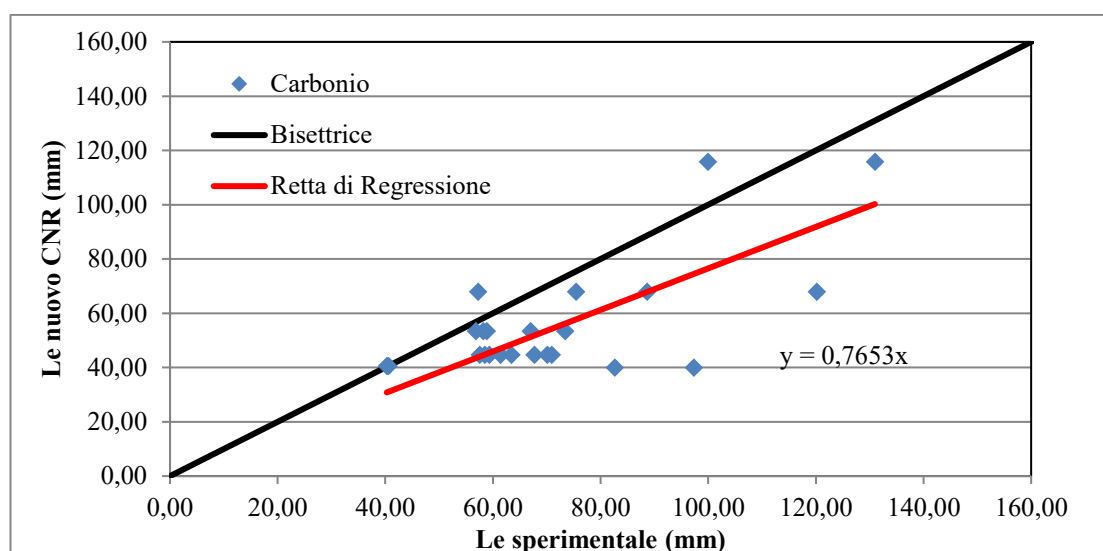


Figura 3.13: Confronto tra i valori sperimentali e teorici della lunghezza di aderenza effettiva per i rinforzi in CFRP.



Nota: I dati relativi alla lunghezza di aderenza effettiva sperimentale non sono disponibili per tutti i test effettuati sui campioni rinforzati in carbonio.

Entrambi i grafici mostrano che, per i dati analizzati, la bisettrice del piano cartesiano approssima in maniera accettabile la retta di regressione, in quanto il rapporto $cb/crè$ pari, rispettivamente, a 0,723 nel primo caso e 0,7653 nel secondo; di conseguenza, i valori ottenuti sperimentalmente sono vicini a quelli di previsione.

La Figura 3.14 e la Figura 3.15 mostrano lo stesso tipo di confronto effettuato nel caso dei test sui campioni rinforzati in GFRP. Analizzando i risultati

è possibile osservare che nel caso dei carichi ultimi, il valore di 0,703 del coefficiente di bontà dimostra che la bisettrice si approssima in maniera accettabile alla retta di regressione, mentre, dal confronto tra le lunghezze di aderenza effettive sperimentali ed analitiche si evince che le prime non rispecchiano in alcun modo i valori attesi.

Figura 3.14: *Confronto tra i valori sperimentali e teorici del carico ultimo di debonding per i rinforzi in GFRP.*

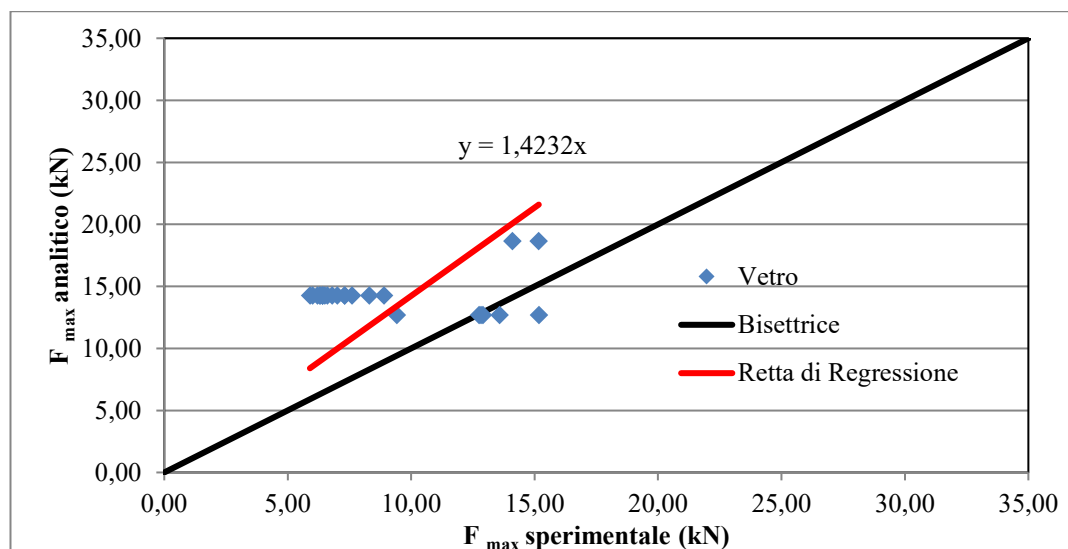
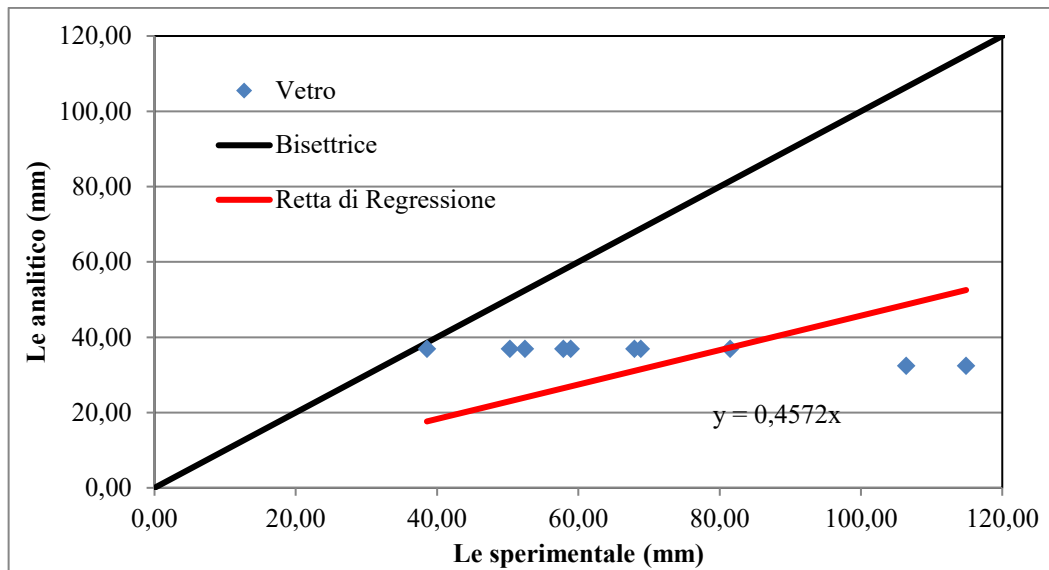


Figura 3.15: *Confronto tra i valori sperimentali e teorici della lunghezza di aderenza effettiva per i rinforzi in GFRP.*



3.2.4 Confronto tra Valori Analitici e Sperimentali del Carico Massimo di Debonding e della Lunghezza di Aderenza Effettiva: Distinzione per Tipologia di Prova.

La fase successiva di analisi dei risultati selezionati è stata eseguita distinguendo i dati secondo la tipologia di prova, rispettivamente in: single face shear test, beam test, double face shear test.

La Figura 3.16 e la Figura 3.17 rappresentano graficamente il confronto analitico-sperimentale per i carichi ultimi di debonding e le lunghezze di aderenza nel caso di prove di single face shear test. In entrambi i confronti la bisettrice non approssima in maniera accettabile la retta di regressione.

Figura 3.16: *Confronto tra i valori sperimentali e teorici del carico ultimo di debonding per le prove di SST.*

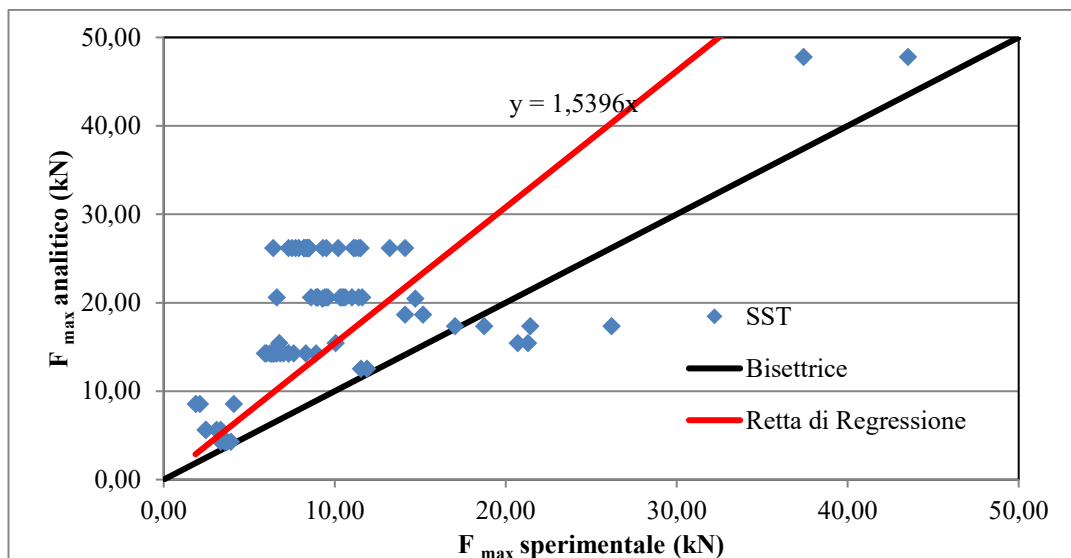
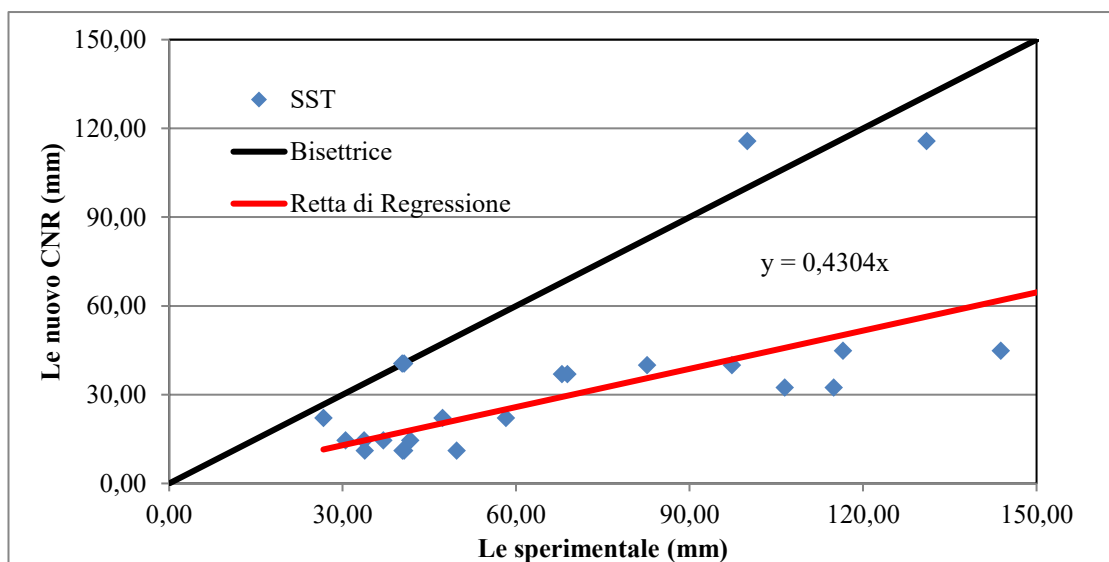


Figura 3.17: Confronto tra i valori sperimentali e teorici della lunghezza di aderenza effettiva per le prove di SST.



Al contrario, nel caso di beam test e double face shear test i dati analitici approssimano in maniera adeguata quelli sperimentali tranne che per la

valutazione della lunghezza di trasferimento per le prove di taglio simmetrico (DST), Figura 3.18,÷ 3.21.

Figura 3.18: *Confronto tra i valori sperimentali e teorici del carico ultimo di debonding tra i risultati di BT.*

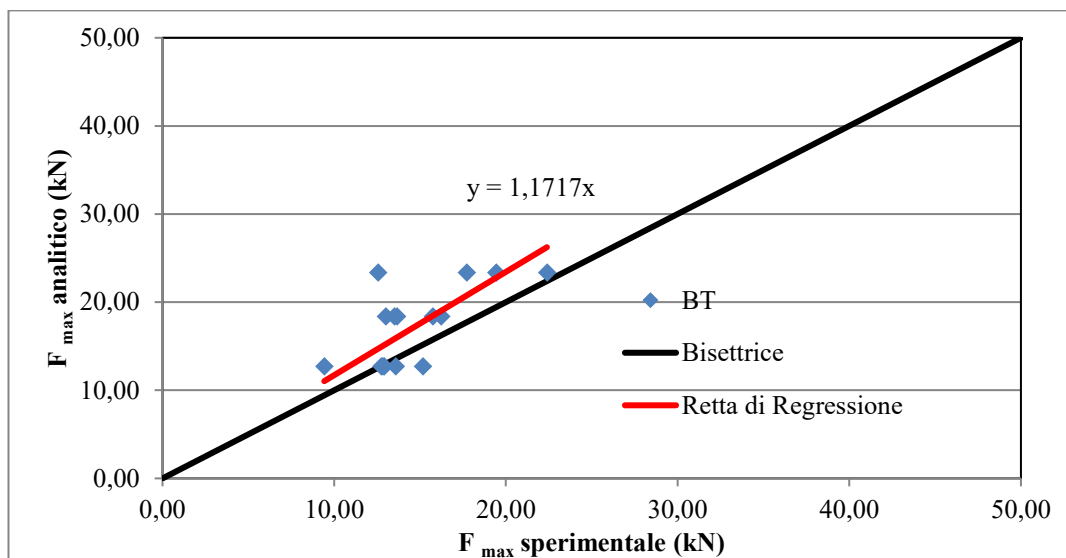


Figura 3.19: *Confronto tra i valori sperimentali e teorici della lunghezza di aderenza effettiva tra i risultati di BT.*

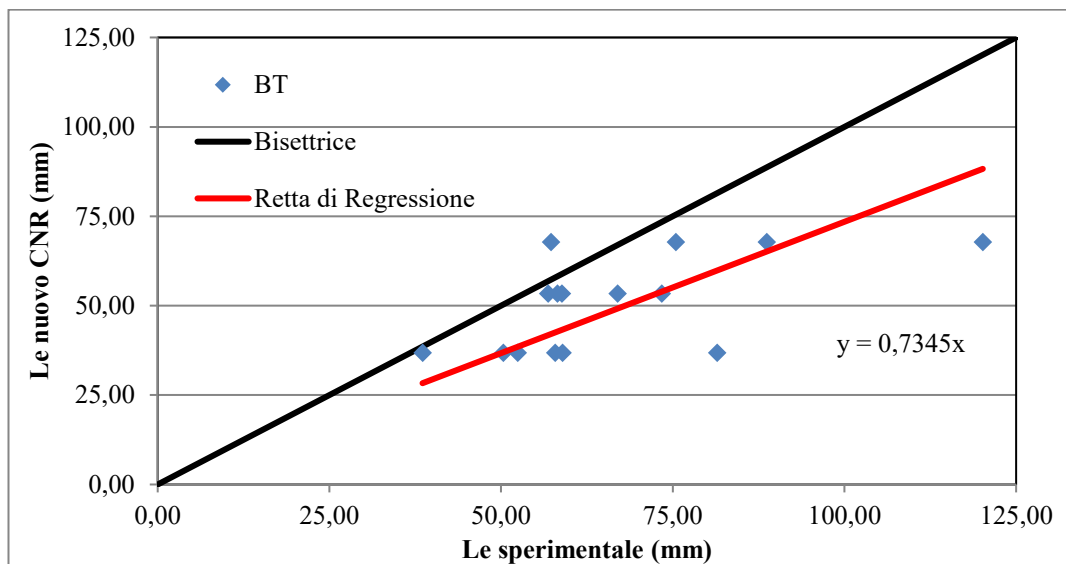


Figura 3.20: *Confronto tra i valori sperimentali e teorici del carico ultimo di debonding per tra i risultati di DST.*

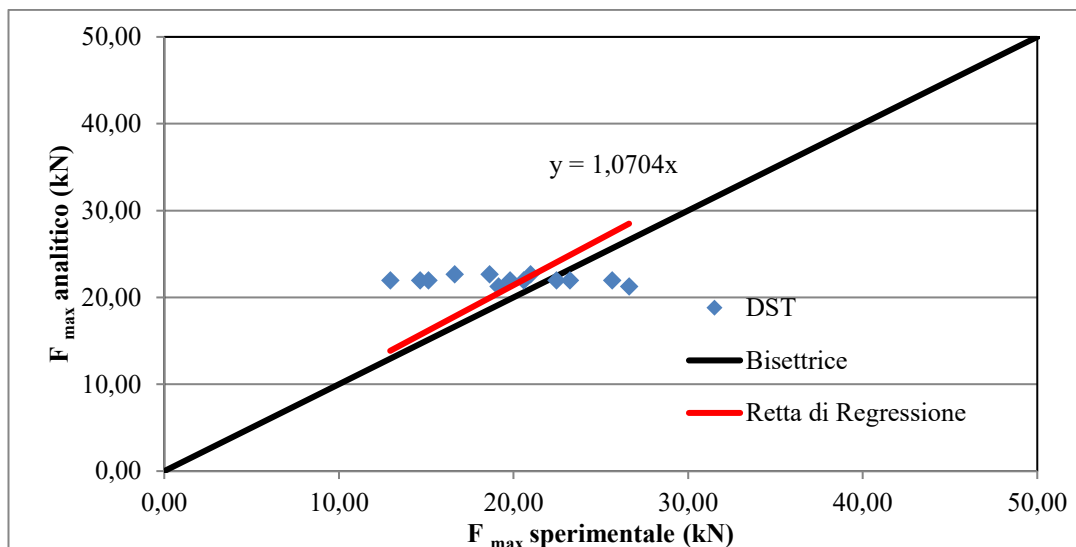
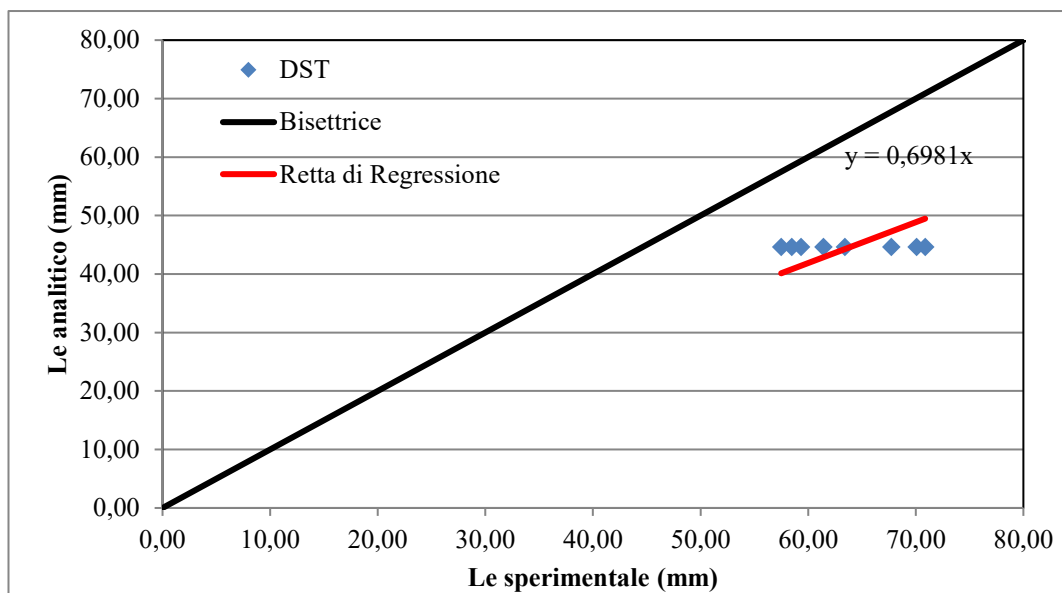


Figura 3.21: Confronto tra i valori sperimentali e teorici della lunghezza di aderenza effettiva tra i risultati di DST.



3.2.5 Conclusioni sul Confronto tra Carico Ultimo Sperimentale ed Analitico.

I risultati dell'analisi sul carico ultimo di debonding descritta nei paragrafi precedenti è stata riassunta in Tabella 4.6 e all'istogramma di Figura 4.23 per i soli campioni che hanno evidenziato una rottura per debonding coesivo.

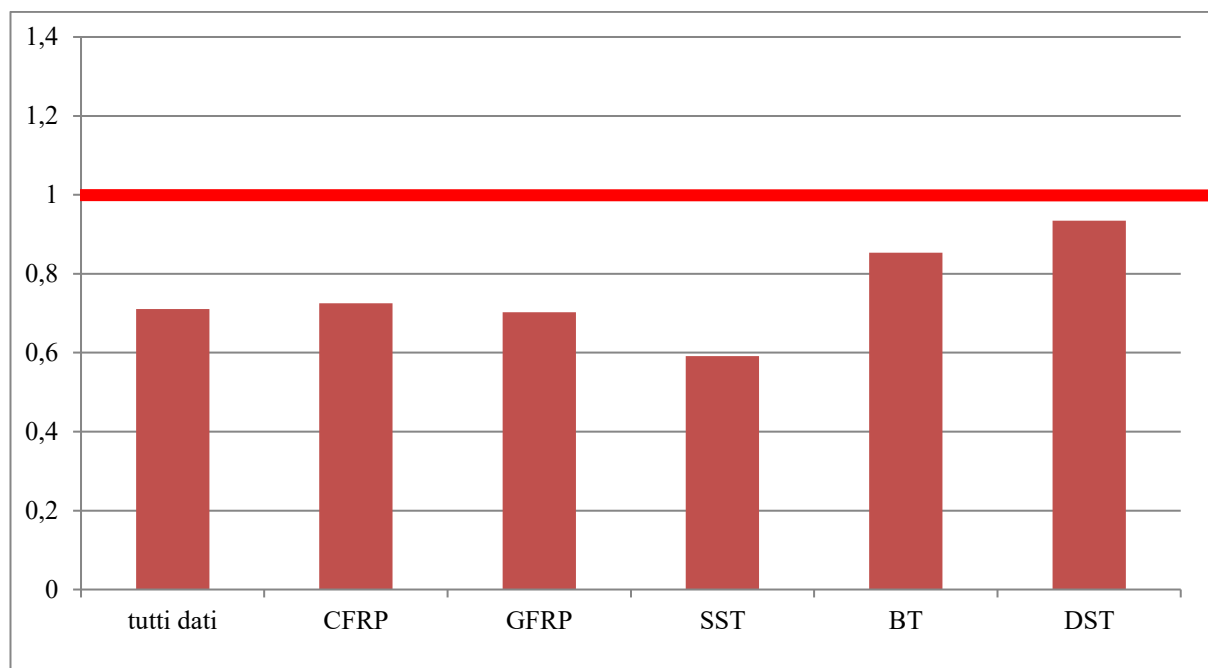
In Tabella 4.6 nella prima colonna sono riportati i coefficienti angolari della retta di regressione, nella seconda si leggono i valori dei coefficienti di bontà in ciascun caso.

Tabella 3.5: *Coefficienti angolari e indici di bontà per il carico ultimo di debonding.*

DATI ANALIZZATI	c_r	c_f
Tutti	1,4075	0,71048
Rinforzi in CFRP	1,3793	0,72501
Rinforzi in GFRP	1,4232	0,70264
Prove di SST	1,6909	0,5914
Prove di BT	1,1717	0,85346
Prove di DST	1,0704	0,93423

Dalla tabella si evince come i valori del coefficiente di bontà siano prossimi all'unità in tutti i casi tranne che per le prove di taglio non simmetrico. E' importante sottolineare, tuttavia, che in quest'ultimo caso le prove sono state condotte utilizzando un metodologia di prova dedicate all'esecuzione di prove di strappo in situ e quindi probabilmente non sufficientemente accurata nella valutazione del carico ultimo di delaminazione.

Figura 3.22: *Coefficiente di bontà del carico ultimo di delaminazione al variare dei parametri di prova*



Analizzando la Figura 3.22 sembrerebbe possibile concludere che i risultati non sono dipendenti dalla tipologia di fibre, poiché il coefficiente di bontà è all'incirca lo stesso in ogni caso. La modalità di prova, invece, sembra influenzare i risultati, in quanto, passando dal single shear test al beam test e al double shear test, il valore del coefficiente di bontà aumenta in maniera sensibile; in particolare, i double shear test confermano i valori attesi più di ogni altra prova, presentando un valore del coefficiente di bontà pari a 0,93423.

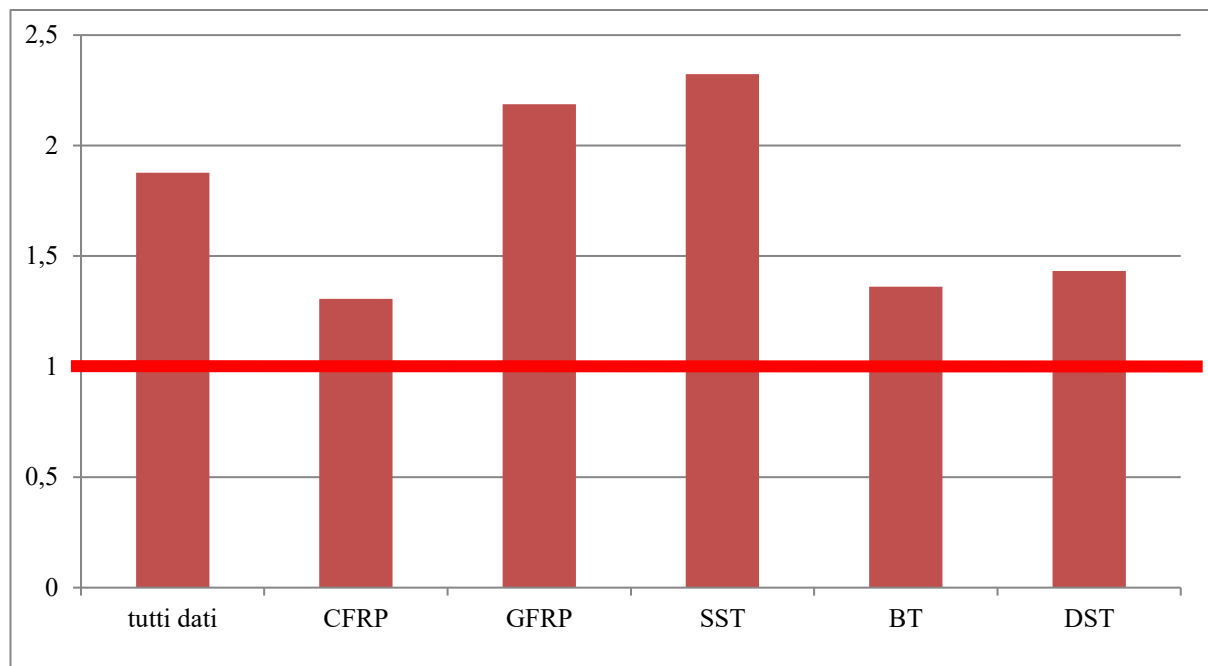
I risultati dell'analisi statistica condotta sulla lunghezza di aderenza effettiva sono riassunti in Tabella 3.6 e nell'istogramma di Figura 3.23.

Tabella 4.7: *Coefficienti angolari ed indici di bontà per la lunghezza d'aderenza effettiva.*

Dati Analizzati	cr	cf
Tutti	0,5327	1,877229
Rinforzi in CFRP	0,7653	1,306677
Rinforzi in GFRP	0,4572	2,187227
Prove di SST	0,4304	2,32342
Prove di BT	0,7345	1,36147
Prove di DST	0,6981	1,43246

Analizzando i dati in tabella è possibile osservare come in questo caso non ci sia un buon accordo tra la modellazione analitica e i dati sperimentali.

Figura 3.23: *Coefficiente di bontà della lunghezza di trasferimento al variare dei parametri di prova.*



3.2.6 Calibrazione del Coefficiente k_G .

La fase successiva dell'analisi statistica è stata la calibrazione, attraverso il *Method I*, di un nuovo coefficiente k_G . Tale metodo è stato illustrato in maniera esauriente nel Capitolo 4 e non verrà ripreso in questa sezione; saranno illustrati, bensì, solo i risultati ottenuti dalla sua applicazione.

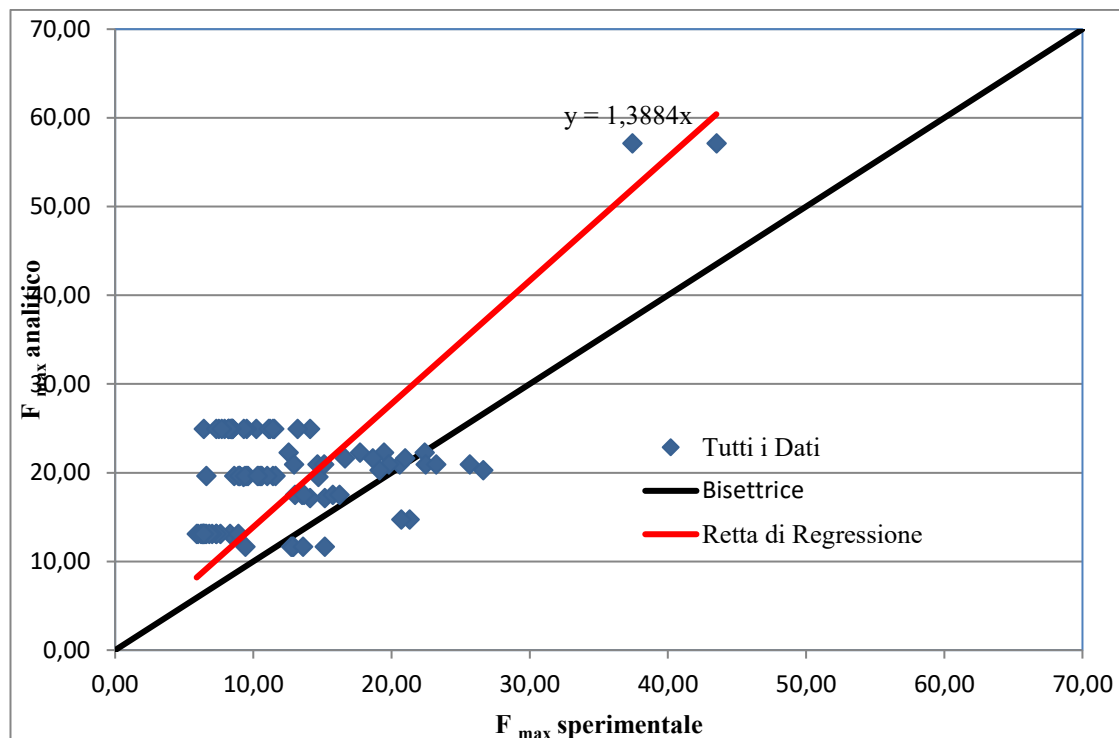
In Tabella 3.7 sono riportati i valori medi, la deviazione standard e la covarianza del coefficiente k_G , a seconda del tipo di materiale, calcolati in base ai dati relativi alle prove su campioni rinforzati con nastri e lamine.

Tabella 3.7: *Valori di k_G sperimentali.*

	Valore medio k_G	Deviazione Standard	Covarianza
Nastri	0,068	0,063	92%
Lamine	0,091	0,019	21%
CFRP	0,068	0,066	97%
GFRP	0,070	0,058	82%
SST	0,039	0,050	127%
DST	0,114	0,053	47%
BT	0,121	0,047	39%

Tutti i valori teorici dei carichi ultimi sono stati ricalcolati utilizzando il valore medio di k_G appena proposto; in seguito, si è effettuato nuovamente il confronto tra i risultati sperimentali ed in nuovi valori attesi. La Figura 3.24 mostra tale confronto considerando tutti i risultati relativi a prove nelle quali i provini si sono rotti per delaminazione coesiva, senza distinzione tra tipologia di prova o test set-up.

Figura 3.24: *Confronto tra i valori sperimentali e teorici del carico ultimo di debonding.*



Il coefficiente angolare della retta di regressione è pari a 1,3884 e, di conseguenza, il valore di cf è pari a 0,72.

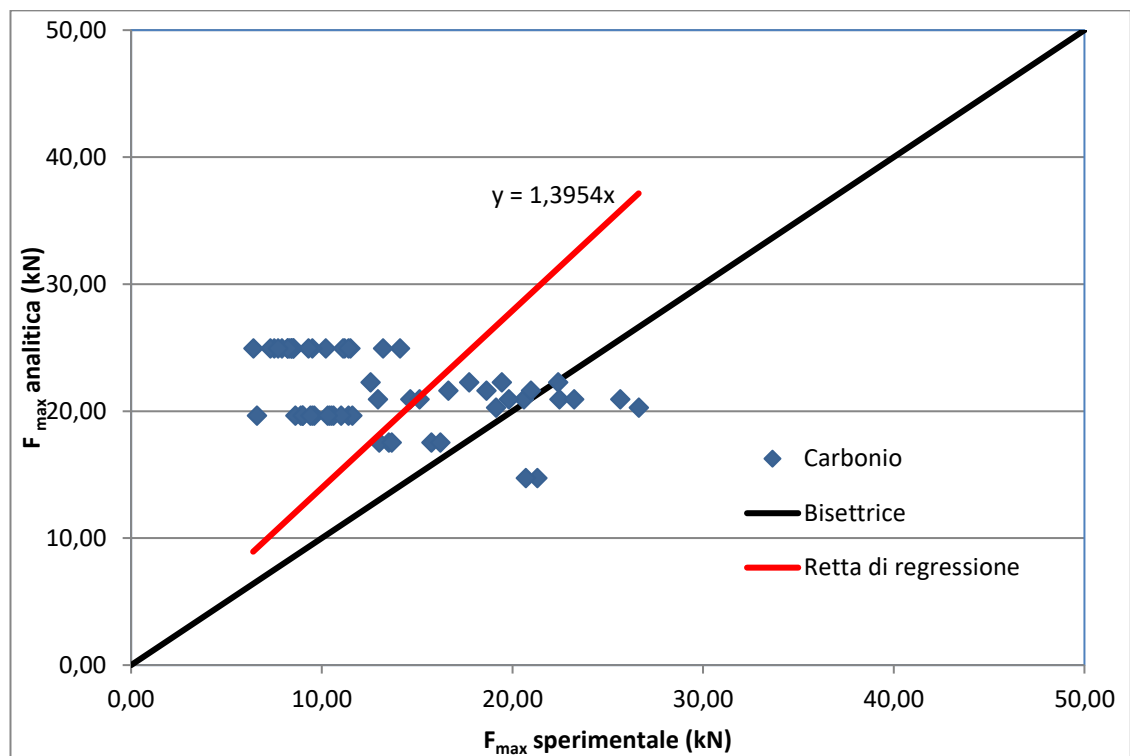
3.2.7 Confronto tra Valori Sperimentali e Analitici, Calcolati con il Coefficiente k_G proposto, del Carico Massimo di Debonding: Distinzione per Tipologia di Fibra.

Il confronto tra i valori sperimentali ed i valori attesi, calcolati con il coefficiente k_G proposto, è stato effettuato prendendo in considerazione la composizione delle fibre. Di seguito, sono riportati solo i risultati relativi alle fibre di carbonio e vetro, poiché in tutti gli altri casi la rottura del sistema FRP-calcestruzzo non è sopraggiunta per delaminazione coesiva del rinforzo. Per tutti gli altri risultati si rimanda all'Appendice B.

La Figura 3.25 rappresenta il grafico riferito alle fibre di carbonio; da tale grafico si evince che l'imprecisione dell'approssimazione della bisettrice aumenta

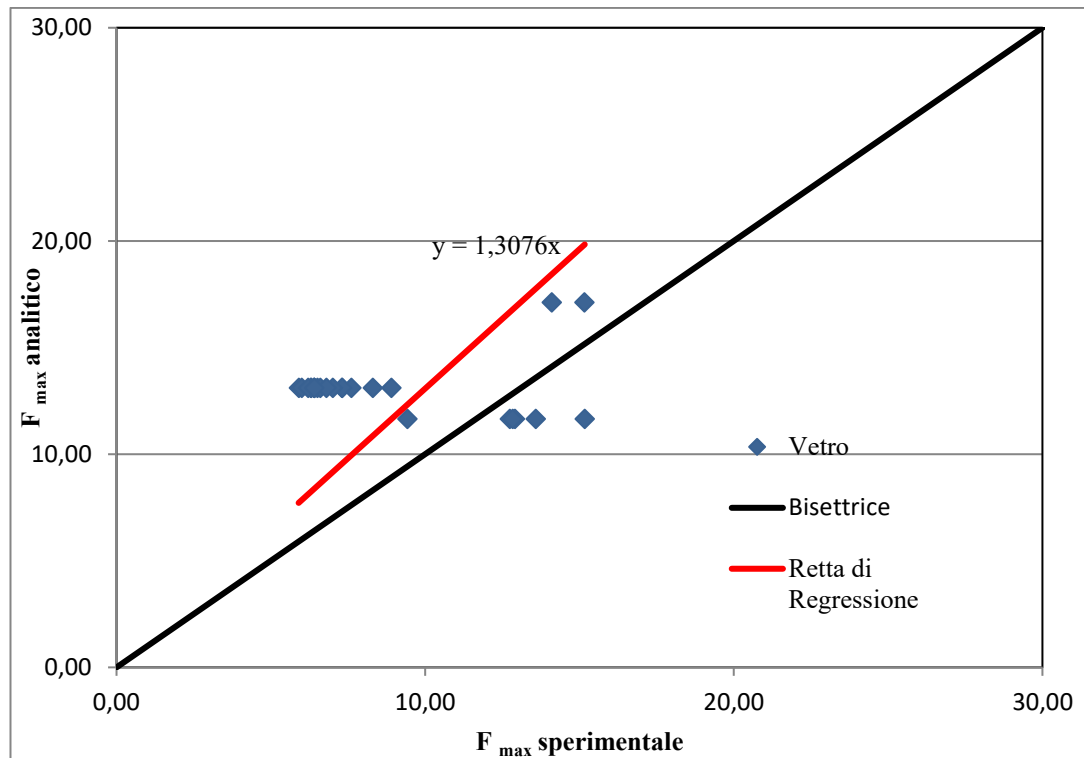
rispetto al caso del carico analitico calcolato con i valori di k_G forniti dal CNR, in quanto cr è pari a 1,3954.

Figura 3.25: *Confronto tra i valori sperimentali e teorici del carico ultimo di debonding per i rinforzi in CFRP.*



Nel caso dei rinforzi in GFRP, invece, tale approssimazione migliora poiché il coefficiente angolare della retta di regressione è pari a 1,3076 e, di conseguenza, il coefficiente di bontà vale 0,7647 (si veda Figura 3.26).

Figura 3.26: *Confronto tra i valori sperimentali e teorici del carico ultimo di debonding per i rinforzi in GFRP.*



3.2.8 Confronto tra i Valori Sperimentali e quelli Analitici, Calcolati con il Coefficiente k_G Proposto, del Carico Massimo di Debonding: Distinzione per Tipologia di Prova.

L'insieme dei risultati relativi ai carichi ultimi di debonding calcolati con il coefficiente k_G proposto è stato diviso per tipologia di prove e l'analisi statistica è stata eseguita anche su questi insiemi di dati. Le Figure 3.27, 3.28 e 3.29 rappresentano graficamente i risultati di tale analisi.

Figura 3.27: Confronto tra i valori sperimentali e teorici del carico ultimo di debonding per le prove di SST.

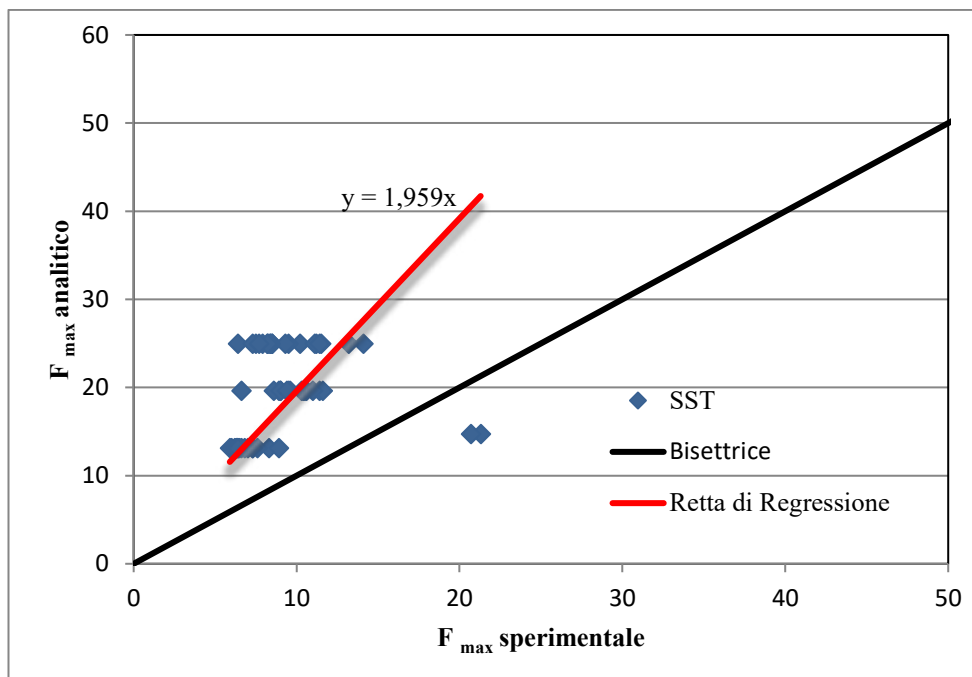


Figura 3.28: Confronto tra i valori sperimentali e teorici del carico ultimo di debonding per le prove di BT.

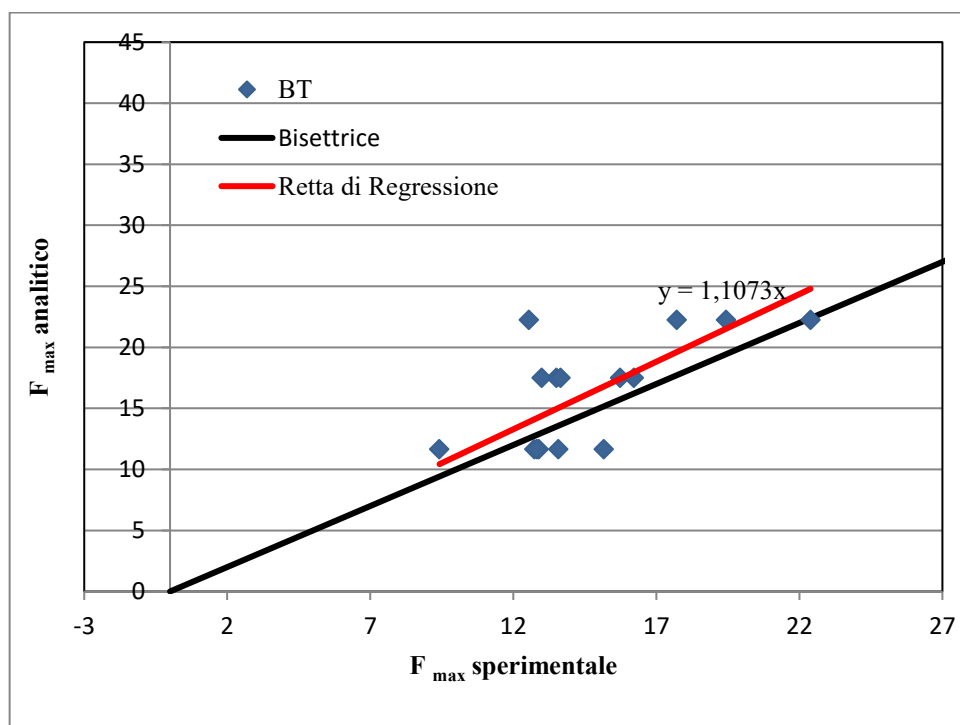
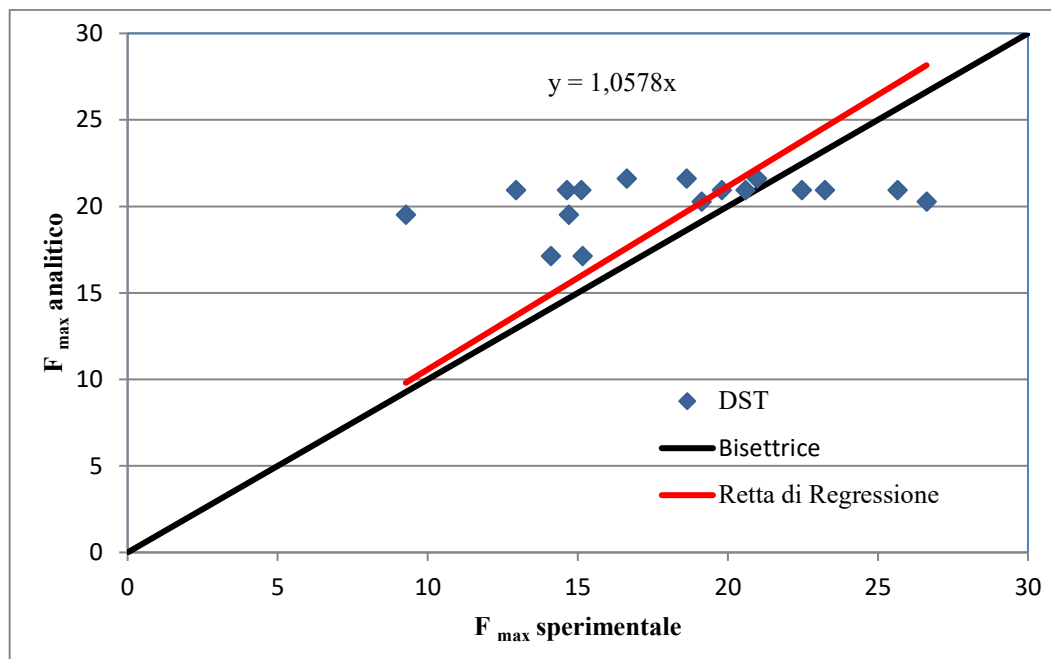


Figura 3.29: Confronto tra i valori sperimentali e teorici del carico ultimo di debonding per le prove di DST.



Dai grafici si evince che i risultati migliori sono quelli rilevati nel caso di beam test e double face shear test in cui il coefficiente della retta di regressione ed il coefficiente di bontà valgono, rispettivamente, 1,1073 e 0,903 nel primo caso e 1,0578 e 0,945 nel secondo caso.

Nel caso di single face shear test i valori attesi si discostano sensibilmente da quelli sperimentali, come dimostrato dal coefficiente della retta di regressione che è pari a 1,959.

3.2.9 Conclusioni sulla Calibrazione del Coefficiente k_G .

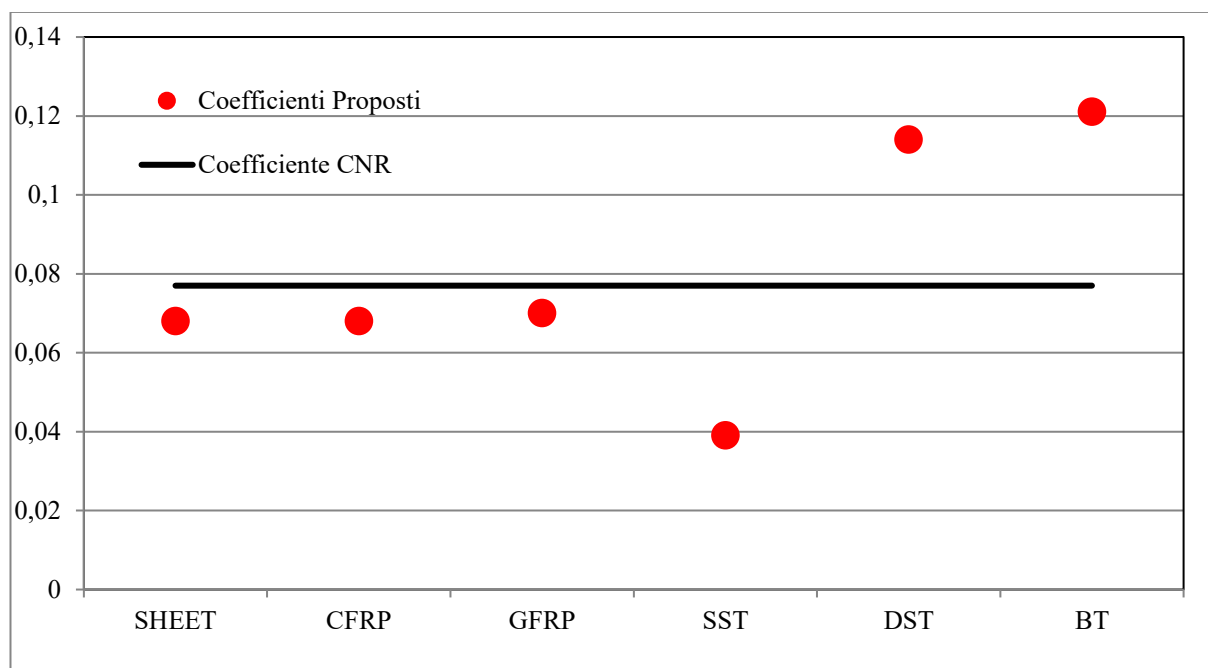
I risultati ottenuti calcolando il carico ultimo di debonding con l'utilizzo del valore di k_G , ottenuto dall'applicazione del *Method I*, sono riportati in Tabella 3.8 e rappresentati nel grafico di Figura 3.30.

Tabella 3.8: *Valori di k_G proposti..*

	$k_G \text{ medi}$	$k_G \text{ CNR}$
--	--------------------	-------------------

	proposti	
CFRP	0,070	0,077
GFRP	0,065	0,077
BFRP	0,017	0,077
SST	0,044	0,077
BT	0,121	0,077
DST	0,129	0,077

Figura 3.31: Confronto tra coefficienti proposti e coefficiente CNR.



Il grafico evidenzia lo scarto tra il valore fornito dal CNR ed il valore proposto nel presente lavoro. Dalla figura si evince come il valore di k_G determinato sulla base dei dati sperimentali ottenuti all'Università del Salento sia in ottimo accordo con quanto suggerito nella recente revisione delle norme CNR. Tuttavia lo scatter osservato dividendo i dati per tipologia di prova sottolinea ancora una volta come i risultati delle prove di aderenza siano fortemente dipendenti dal metodo di indagine scelto.

CONCLUSIONI

Il rinforzo tramite EBR FRP è divenuto, negli ultimi anni, un punto di riferimento per i progettisti chiamati ad effettuare interventi di consolidamento, ripristino o adeguamento strutturale, soprattutto nel caso di strutture ad alto interesse storico culturale, in cui si presenta la necessità di soluzioni poco invasive e reversibili.

Obiettivo del presente lavoro di tesi è lo studio del comportamento d'interfaccia nei sistemi FRP-calcestruzzo, al fine di verificare l'influenza della tipologia di rinforzo sui risultati sperimentali del carico ultimo di debonding e della lunghezza di aderenza effettiva, e di confrontare tali risultati con i valori attesi, calcolati attraverso i modelli teorici indicati dalle linee guida fornite dal CNR che sono in questi giorni in fase di revisione finale.

Nella discussione generale, sono stati presentati i risultati dello studio eseguito da Bilotta et al. [6] su trentaquattro single shear test, eseguiti su campioni rinforzati con nastri e lamine in FRP, inseriti in un ampio database messo a punto attraverso la selezione di diversi dati sperimentali presenti in letteratura. Il confronto tra i carichi di delaminazione teorici, calcolati con le relazioni fornite nelle Istruzioni CNR DT 200/2004, e quelli sperimentali ha mostrato che il carico ultimo di debonding su rinforzi con nastri è spesso sottostimato, mentre, quello relativo ai rinforzi con lamine è spesso sovrastimato.

Per una previsione più attendibile del carico ultimo di debonding per nastri e lamine, gli autori hanno ritenuto auspicabile trattare separatamente i due casi; a tal fine, è stata eseguita una nuova calibrazione del fattore k_G , ottenendo due valori differenti, uno relativo alle lamine ed uno relativo ai nastri.

Secondo Bilotta et al. [6] tale approccio potrebbe consentire una previsione più precisa del carico ultimo di debonding di nastri e lamine e, di conseguenza, contribuire alla crescita dell'efficienza dei rinforzi EBR FRP con nastri di circa il 40% e confermare i margini di sicurezza dei rinforzi EBR FRP con lamine.

L'applicazione di tale metodo ha consentito l'analisi dei risultati sperimentali inseriti in un database implementato con i dati relativi all'esecuzione di centotto prove, eseguite presso il Dipartimento di Ingegneria dell'Innovazione dell'Università del Salento.

Il confronto analitico-sperimentale ha evidenziato un buon accordo, intermini di carico ultimo, tra i valori sperimentali e quelli analitici proposti nella nuova versione delle linee guida CNR, attualmente in fase di revisione. In particolare, l'analisi ha evidenziato che le diverse tipologie di fibre non hanno alcuna influenza sul carico ultimo di aderenza per cui si può assumere il medesimo valore del coefficiente k_G , utilizzato per stimare l'energia di frattura. Al contrario la tipologia di prova sembra influenzare i risultati sperimentali: un fittaggio adeguato è stato ottenuto considerando le sole prove di taglio simmetrico mentre i valori risultano dispersi quando si considerano le prove di beam-test e di taglio simmetrico. Come ampiamente sottolineato in letteratura si evidenzia una forte necessità di definire una metodologia di prova standard per la valutazione del legame di aderenza.

Il confronto in termini di lunghezza di trasferimento ha evidenziato, invece, un elevato disaccordo tra la precisione sperimentale e quella analitica che sarà proposto nella revisione del documento CNR DT 200/2004.

Una nuova calibrazione del coefficiente k_G , basata sul database esteso, è stata eseguita utilizzando il *Method I*, brevemente richiamato nella discussione generale; il coefficiente proposto è stato utilizzato per ricalcolare i carichi ultimi di debonding analitici, al fine di confrontarli con i risultati sperimentali.

Il valore medio del coefficiente k_G è stato calcolato differenziando i dati per materiale e per tipologia di prova. Dal confronto di tali valori con quelli forniti dal CNR DT 200/2004 è evidenza, ancora una volta, come il fattore k_G non dipenda dalla composizione della fibra, bensì, dalla tipologia di prova.

Ulteriori indagini volte a verificare l'attendibilità dei modelli teorici disponibili sono auspicabili.

APPENDICE A

Figura A.1: *Confronto tra i valori sperimentali e teorici del carico ultimo di debonding per i rinforzi in SFRP.*

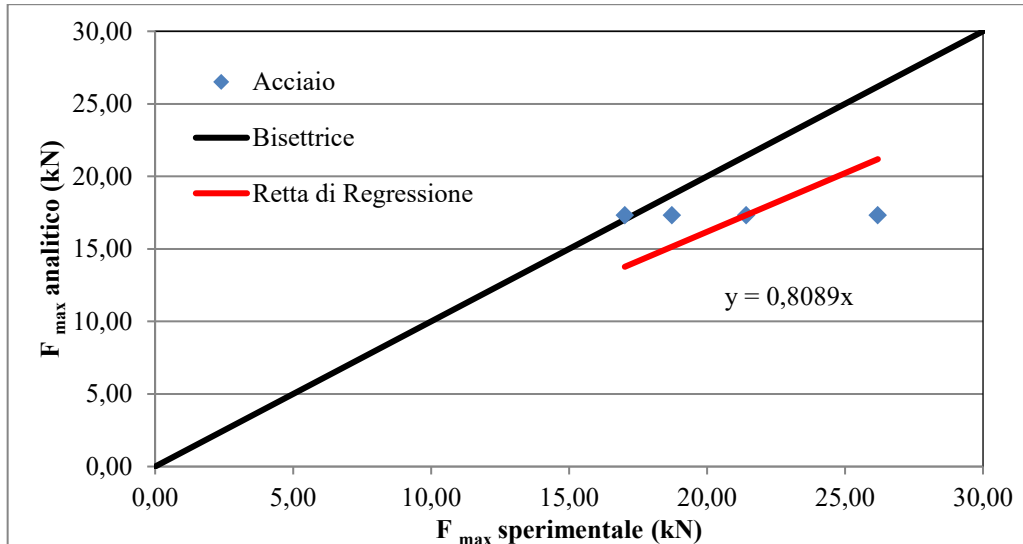


Figura A.2: *Confronto tra i valori sperimentali e teorici della lunghezza di aderenza effettiva per i rinforzi in SFRP.*

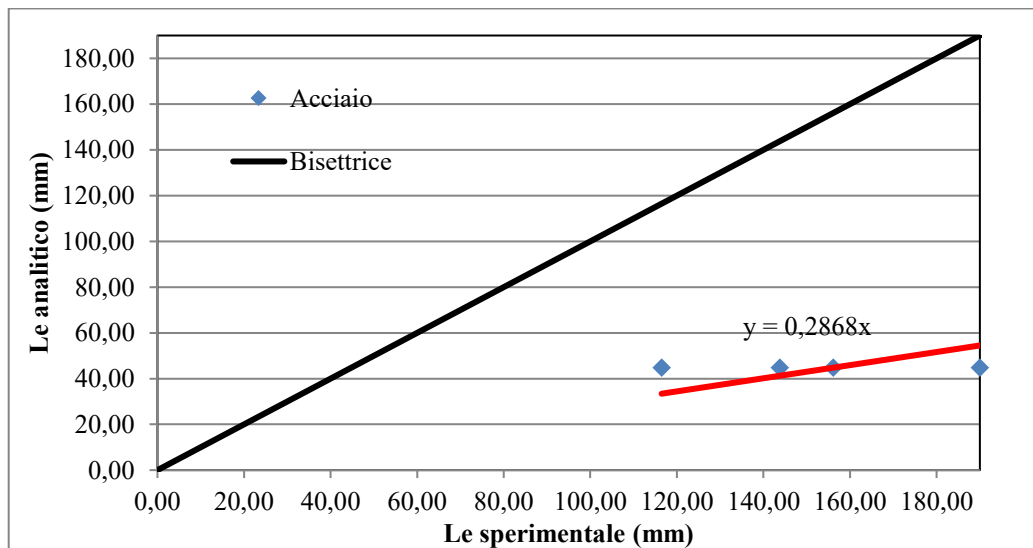


Figura A.3: *Confronto tra i valori sperimentali e teorici del carico ultimo di debonding per i rinforzi in BFRP.*

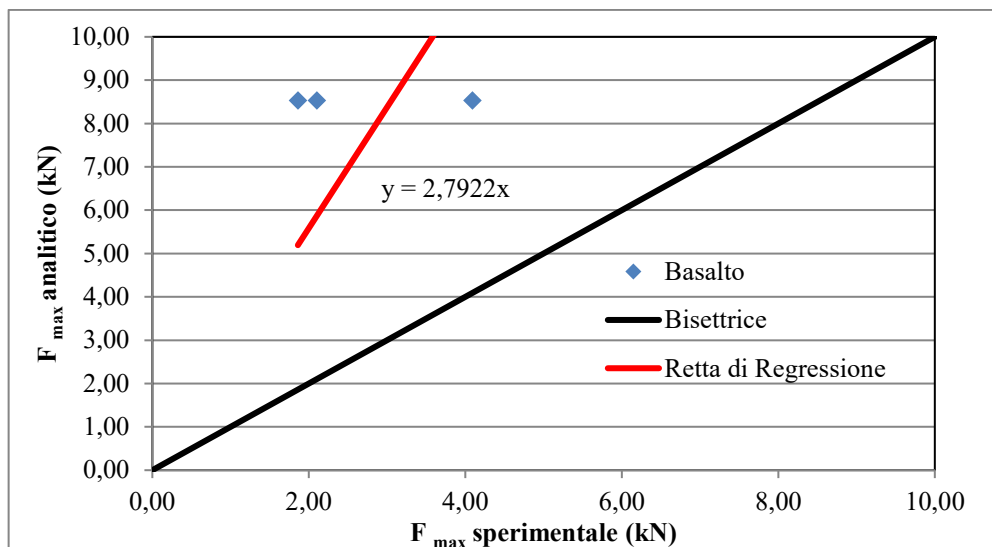


Figura A.4: Confronto tra i valori sperimentali e teorici della lunghezza di aderenza effettiva per i rinforzi in BFRP.

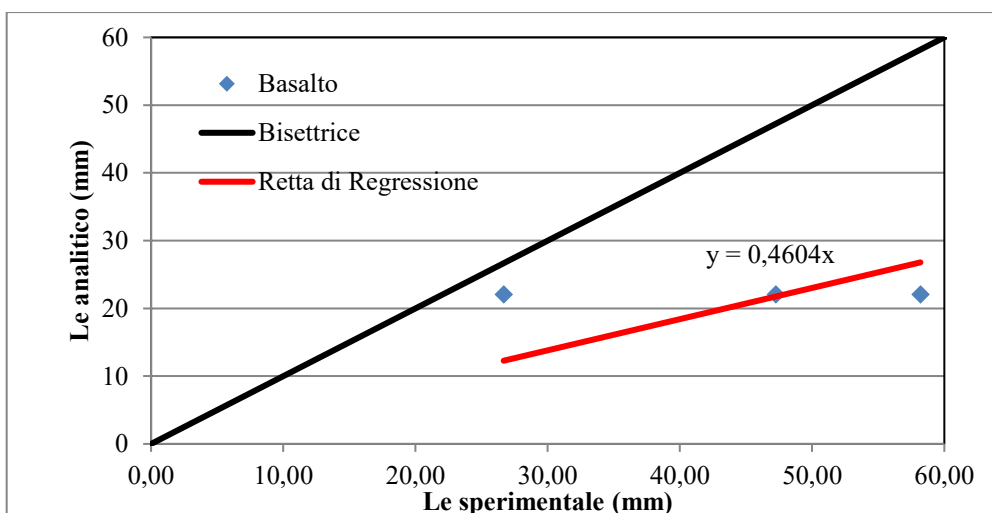


Figura A.5: Confronto tra i valori sperimentali e teorici del carico ultimo di debonding per i rinforzi in FFRP.

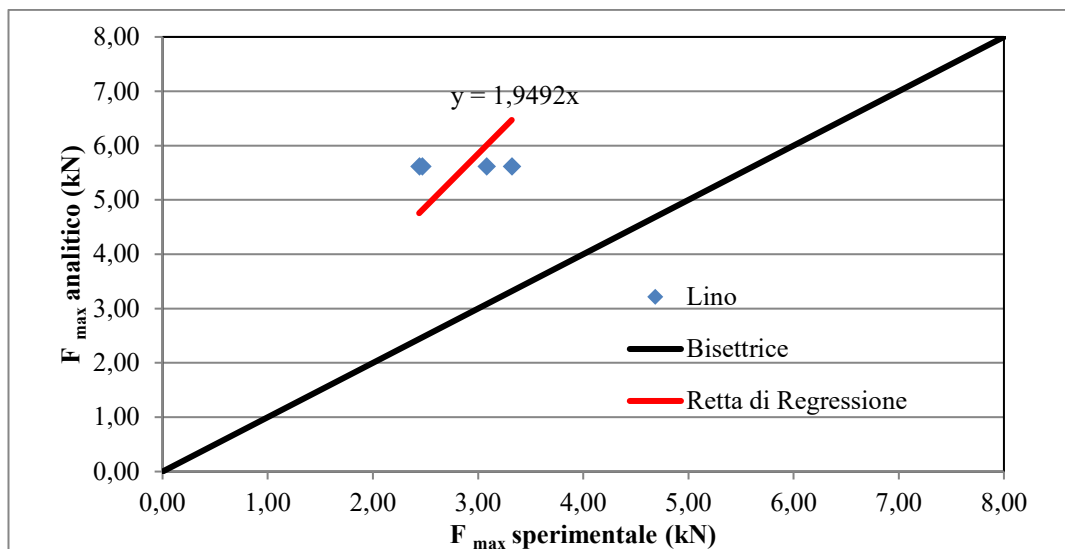


Figura A.6: Confronto tra i valori sperimentali e teorici della lunghezza di aderenza effettiva per i rinforzi in FRP.

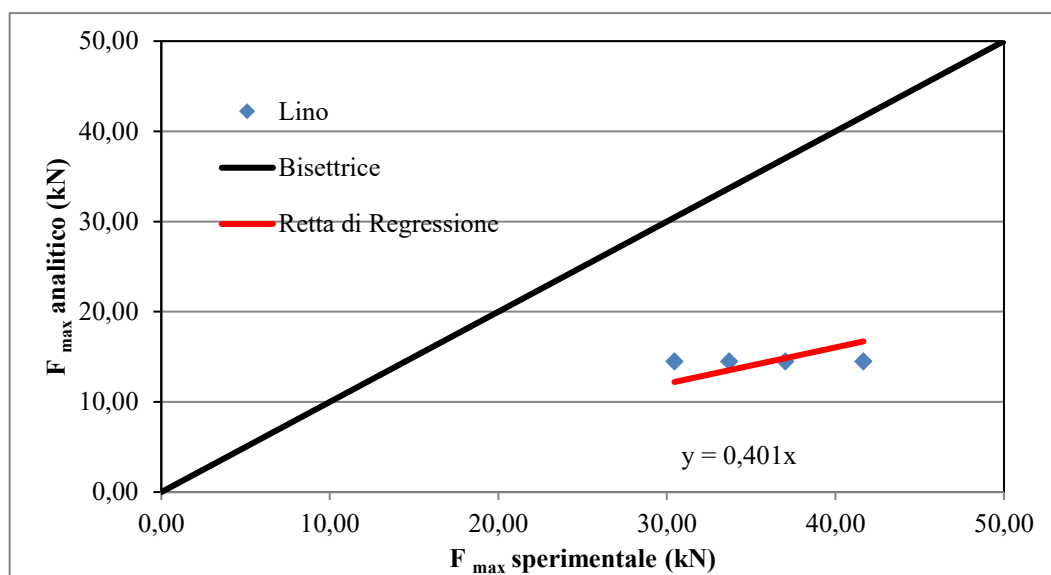


Figura A7: Confronto tra i valori sperimentali e teorici del carico ultimo di debonding per i rinforzi in HFRP.

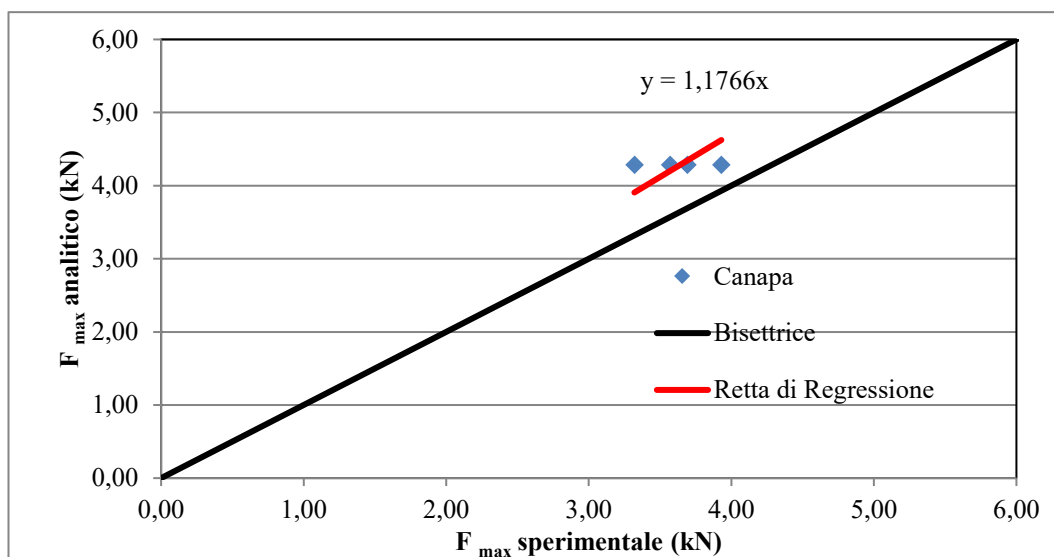
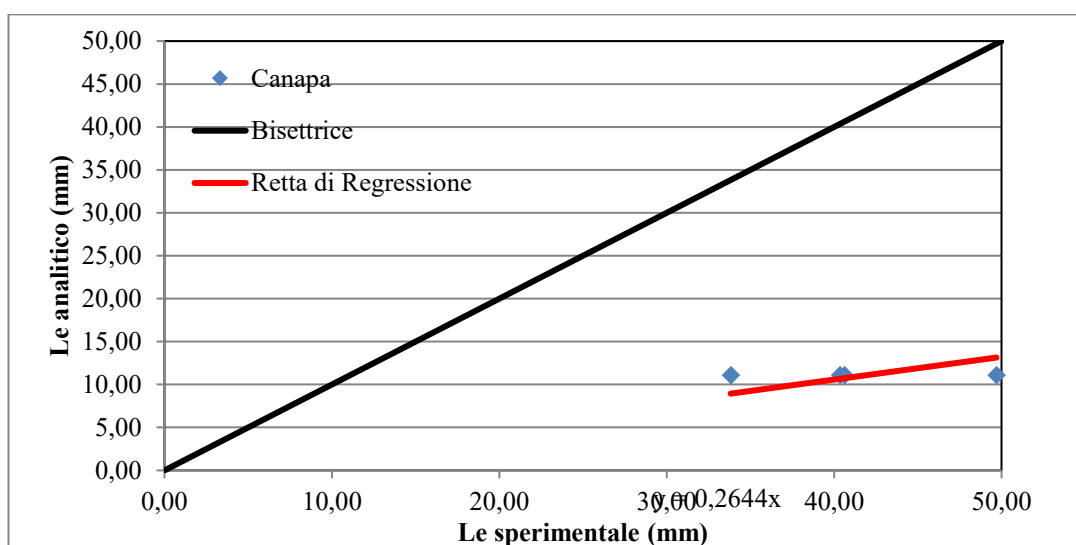


Figura A8: Confronto tra i valori sperimentali e teorici della lunghezza di aderenza effettiva per i rinforzi in HFRP.



APPENDICE B

Figura B.1: Confronto tra i valori sperimentali e teorici del carico ultimo di debonding per i rinforzi in SFRP.

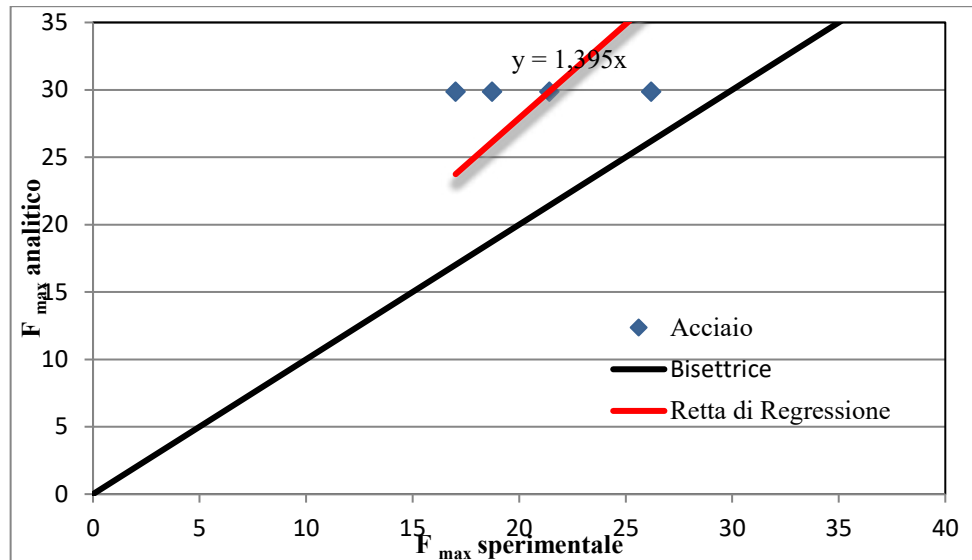


Figura B.2: Confronto tra i valori sperimentali e teorici del carico ultimo di debonding per i rinforzi in BFRP.

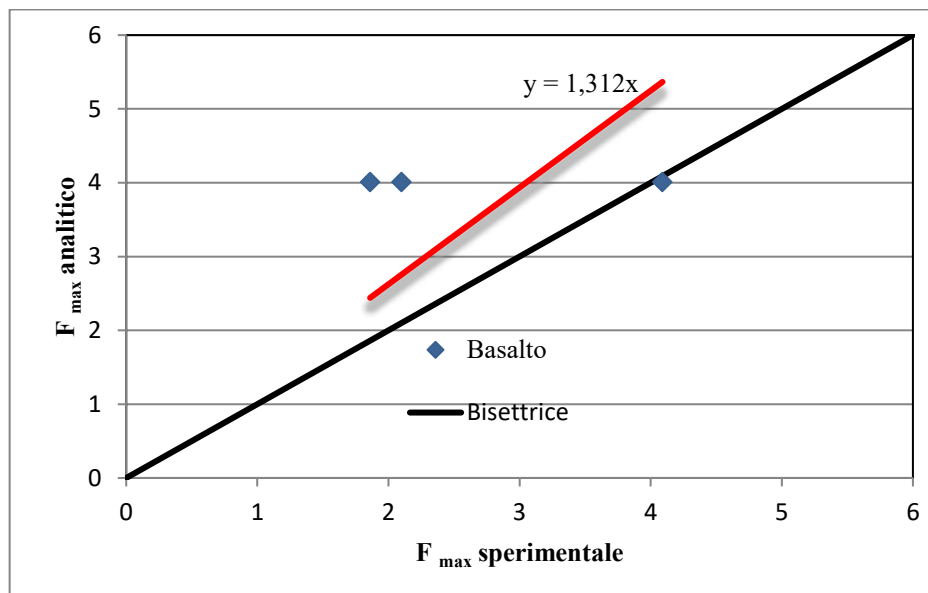


Figura B.3.x: Confronto tra i valori sperimentali e teorici del carico ultimo di debonding per i rinforzi in FFRP.

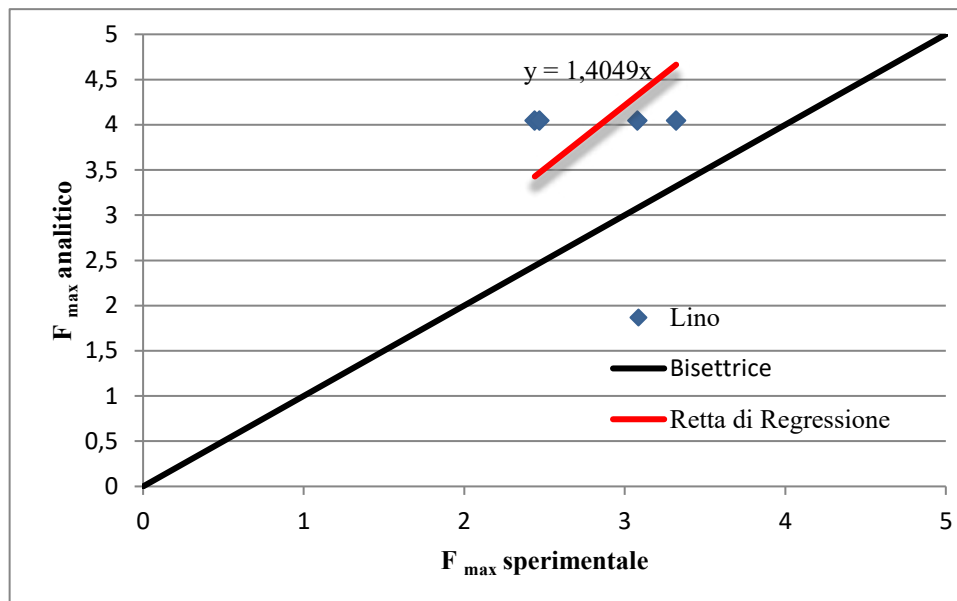
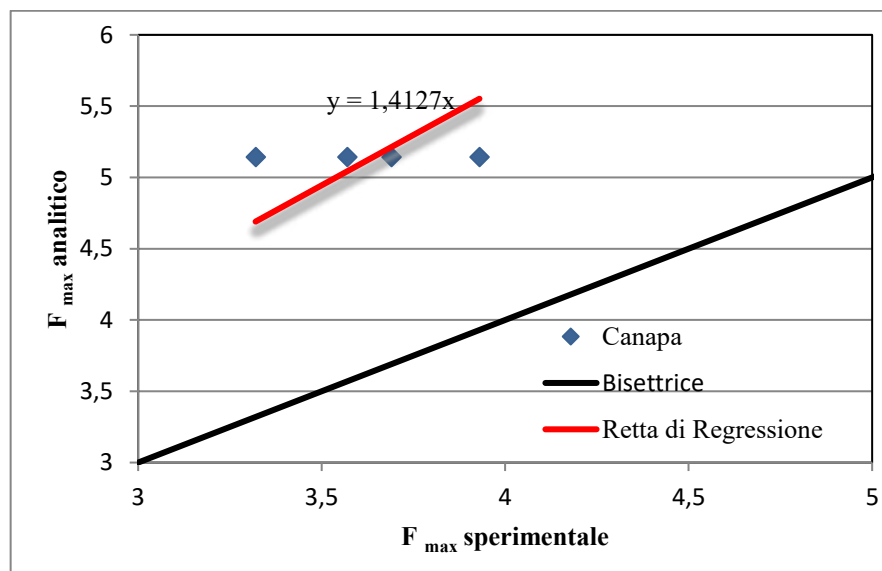


Figura B.4: Confronto tra i valori sperimentali e teorici del carico ultimo di debonding per i rinforzi in HFRP.



APPENDICE C

Tabella C.1: *Database prove considerate.*

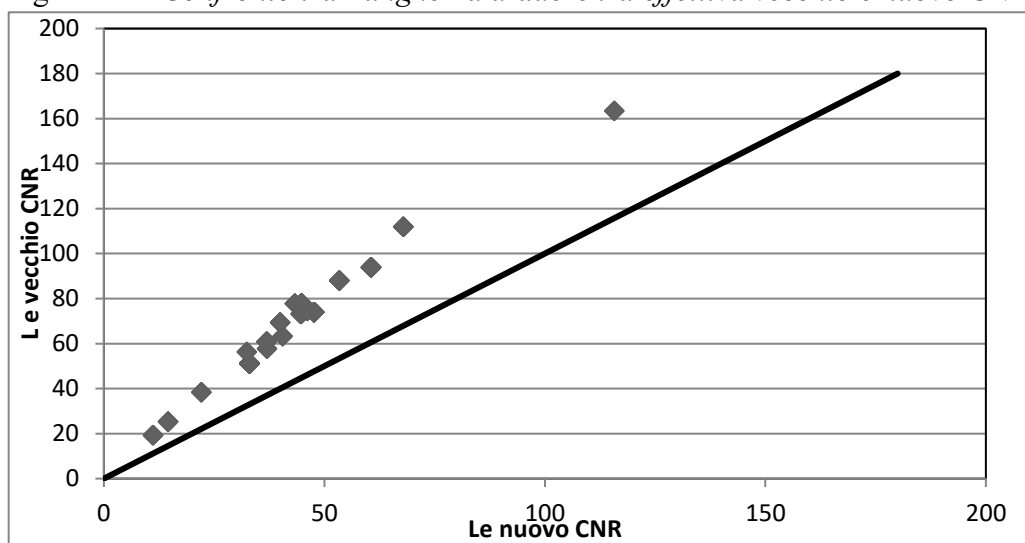
	Nome Campioni	Tipo di prova	$E_r \cdot t_r$ (GPa*mm)	bf (mm)	bc (mm)	L mm	f_{cm}	f_{ctm}	$F_{u,exp}$	$L_{e,sper}$
Leone 2008	C_S_20_1	SST	26,40	100	150	300	32,1	3,3	14,7	40,58
	C_S_20_2	SST	26,40	100	150	300	32,1	3,3	9,27	40,28
	C_L_20_1	SST	176,00	100	150	300	32,1	3,3	37,42	99,95
	C_L_20_2	SST	176,00	100	150	300	32,1	3,3	43,51	130,96
	G_S_20_1	SST	21,90	100	150	300	32,1	3,3	15,16	67,9
	G_S_20_2	SST	21,90	100	150	300	32,1	3,3	14,1	68,84
Leone 2007	BT_CHM_WST 1	BT	63,01	80	100	150	30,52	2,52	12,55	57,24
	BT_CHM_ST 1	BT	63,01	80	100	150	30,52	2,52	22,39	120,15
	BT_CHM_ST 2	BT	63,01	80	100	150	30,52	2,52	19,44	88,65
	BT_CHM_ST 3	BT	63,01	80	100	150	30,52	2,52	17,72	75,41
	BT_CHS_WST 1	BT	39,02	80	100	150	30,52	2,52	13,51	73,4
	BT_CHS_WST 2	BT	39,02	80	100	150	30,52	2,52	13	66,95
	BT_CHS_ST 1	BT	39,02	80	100	150	30,52	2,52	15,74	58,85
	BT_CHS_ST 2	BT	39,02	80	100	150	30,52	2,52	13,66	56,83
	BT_CHS_ST 3	BT	39,02	80	100	150	30,52	2,52	16,22	58,19
	BT_G_WST 1	BT	18,62	80	100	150	30,52	2,52	9,42	81,46
	BT_G_WST 2	BT	18,62	80	100	150	30,52	2,52	15,17	50,3
	BT_G_WST 3	BT	18,62	80	100	150	30,52	2,52	12,9	38,56
	BT_G_ST 1	BT	18,62	80	100	150	30,52	2,52	12,74	57,86
	BT_G_ST 2	BT	18,62	80	100	150	30,52	2,52	12,83	58,92
	BT_G_ST 3	BT	18,62	80	100	150	30,52	2,52	13,58	52,4
Leone 2008	DST_C2_75 1	DST	39,02	80	150	75	43,03	3,65	14,64	63,4
	DST_C2_75 2	DST	39,02	80	150	75	43,03	3,65	25,65	58,47
	DST_C2_100 1	DST	39,02	80	150	100	43,03	3,65	12,94	61,4
	DST_C2_100 2	DST	39,02	80	150	100	43,03	3,65	20,59	59,33
	DST_C2_150 1	DST	39,02	80	150	150	43,03	3,65	22,46	67,7
	DST_C2_150 2	DST	39,02	80	150	150	43,03	3,65	23,23	57,49
	DST_C2_200 1	DST	39,02	80	150	200	43,03	3,65	15,12	70,87
	DST_C2_200 2	DST	39,02	80	150	200	43,03	3,65	19,8	70,06
	DST_C1_150 1	DST	39,02	80	150	150	39,23	3,52	19,13	
	DST_C1_150 2	DST	39,02	80	150	150	39,23	3,52	26,62	
	DST_C3_150 1	DST	39,02	80	150	150	55,23	3,23	20,97	
	DST_C3_150 2	DST	39,02	80	150	150	55,23	3,23	16,63	
	DST_C3_150 3	DST	39,02	80	150	150	55,23	3,23	18,63	

Leone 2007	SST_CHM_WST 1	SST	63,01	80	100	150	33,9	3,58	8,5	
	SST_CHM_WST 2	SST	63,01	80	100	150	33,9	3,58	7,9	
	SST_CHM_WST 3	SST	63,01	80	100	150	33,9	3,58	14,1	
	SST_CHM_ST 1	SST	63,01	80	100	150	33,9	3,58	11,5	
	SST_CHM_ST 2	SST	63,01	80	100	150	33,9	3,58	13,2	
	SST_CHM_ST 3	SST	63,01	80	100	150	33,9	3,58	10,2	
	SST_CHM_ST 4	SST	63,01	80	100	150	33,9	3,58	8,4	
	SST_CHM_ST 5	SST	63,01	80	100	150	33,9	3,58	8,5	
	SST_CHM_ST 6	SST	63,01	80	100	150	33,9	3,58	9,5	
	SST_CHM_ST 7	SST	63,01	80	100	150	33,9	3,58	9,3	
	SST_CHM_ST 8	SST	63,01	80	100	150	33,9	3,58	8,4	
	SST_CHM_ST 9	SST	63,01	80	100	150	33,9	3,58	8,3	
	SST_CHM_ST 10	SST	63,01	80	100	150	33,9	3,58	7,5	
	SST_CHM_ST 11	SST	63,01	80	100	150	33,9	3,58	8,2	
	SST_CHM_ST 12	SST	63,01	80	100	150	33,9	3,58	6,4	
	SST_CHM_ST 13	SST	63,01	80	100	150	33,9	3,58	7,3	
	SST_CHM_ST 14	SST	63,01	80	100	150	33,9	3,58	8,2	
	SST_CHM_ST 15	SST	63,01	80	100	150	33,9	3,58	7,7	
	SST_CHM_ST 16	SST	63,01	80	100	150	33,9	3,58	11,2	
	SST_CHM_ST 17	SST	63,01	80	100	150	33,9	3,58	11,1	
	SST_CHM_ST 18	SST	63,01	80	100	150	33,9	3,58	11,4	
	SST_CHS_WST 1	SST	39,02	80	100	150	33,9	3,58	10,5	
	SST_CHS_WST 2	SST	39,02	80	100	150	33,9	3,58	6,6	
	SST_CHS_WST 3	SST	39,02	80	100	150	33,9	3,58	8,9	
	SST_CHS_ST 1	SST	39,02	80	100	150	33,9	3,58	9	
	SST_CHS_ST 2	SST	39,02	80	100	150	33,9	3,58	8,6	
	SST_CHS_ST 3	SST	39,02	80	100	150	33,9	3,58	9,6	
	SST_CHS_ST 4	SST	39,02	80	100	150	33,9	3,58	9,5	
	SST_CHS_ST 5	SST	39,02	80	100	150	33,9	3,58	11,4	
	SST_CHS_ST 6	SST	39,02	80	100	150	33,9	3,58	9	
	SST_CHS_ST 7	SST	39,02	80	100	150	33,9	3,58	10,6	
	SST_CHS_ST 8	SST	39,02	80	100	150	33,9	3,58	10,4	
	SST_CHS_ST 9	SST	39,02	80	100	150	33,9	3,58	11,6	
	SST_CHS_ST 10	SST	39,02	80	100	150	33,9	3,58	11	
	SST_CHS_ST 11	SST	39,02	80	100	150	33,9	3,58	9,4	
	SST_CHS_ST 12	SST	39,02	80	100	150	33,9	3,58	10,3	
Capodiceci	C_H_1	SST	3,02	50	120	230	54,58	4,08	3,57	49,7
	C_H_2	SST	3,02	50	120	230	54,58	4,08	3,69	40,61
	C_H_3	SST	3,02	50	120	230	54,58	4,08	3,93	33,82
	C_H_4	SST	3,02	50	120	230	54,58	4,08	3,32	40,34
	C_B_1	SST	11,98	50	120	230	54,58	4,08	2,1	26,67
	C_B_2	SST	11,98	50	120	230	54,58	4,08	4,09	58,19
	C_B_4	SST	11,98	50	120	230	54,58	4,08	1,86	47,26
	C_G_1	SST	25,78	50	120	230	54,58	4,08	11,88	106,4
	C_G_2	SST	25,78	50	120	230	54,58	4,08	11,52	114,88
	C_C_1	SST	39,23	50	120	230	54,58	4,08	10,05	97,3
	C_C_2	SST	39,23	50	120	230	54,58	4,08	6,75	82,6

Leone 2008	SST_G_WST 1	SST	18,72	80	100	150	33,9	3,58	6,4	
	SST_G_WST 2	SST	18,72	80	100	150	33,9	3,58	8,3	
	SST_G_ST 1	SST	18,72	80	100	150	33,9	3,58	6,4	
	SST_G_ST 2	SST	18,72	80	100	150	33,9	3,58	6,3	
	SST_G_ST 3	SST	18,72	80	100	150	33,9	3,58	7,3	
	SST_G_ST 4	SST	18,72	80	100	150	33,9	3,58	6,5	
	SST_G_ST 5	SST	18,72	80	100	150	33,9	3,58	7,6	
	SST_G_ST 6	SST	18,72	80	100	150	33,9	3,58	8,9	
	SST_G_ST 7	SST	18,72	80	100	150	33,9	3,58	7,3	
	SST_G_ST 8	SST	18,72	80	100	150	33,9	3,58	7	
	SST_G_ST 9	SST	18,72	80	100	150	33,9	3,58	6,6	
	SST_G_ST 10	SST	18,72	80	100	150	33,9	3,58	5,9	
	SST_G_ST 11	SST	18,72	80	100	150	33,9	3,58	6,3	
	SST_G_ST 12	SST	18,72	80	100	150	33,9	3,58	6	
	SST_G_ST 13	SST	18,72	80	100	150	33,9	3,58	6,2	
	SST_G_ST 14	SST	18,72	80	100	150	33,9	3,58	6,8	
	SST_G_ST 15	SST	18,72	80	100	150	33,9	3,58	6,4	
Franzoso	C_S_1	SST	49,41	50	120	230	54,58	4,08	21,42	156,08
	C_S_2	SST	49,41	50	120	230	54,58	4,08	18,73	143,77
	C_S_3	SST	49,41	50	120	230	54,58	4,08	17,02	116,48
	C_S_4	SST	49,41	50	120	230	54,58	4,08	26,19	189,98
	C_F_1	SST	5,19	50	120	230	54,58	4,08	3,08	37,01
	C_F_2	SST	5,19	50	120	230	54,58	4,08	2,44	41,66
	C_F_3	SST	5,19	50	120	230	54,58	4,08	3,32	30,45
	C_F_4	SST	5,19	50	120	230	54,58	4,08	2,47	33,7
Leone 03/2011	C_C_1	SST	39,23	50	120	230	54,58	4,08	21,3	
	C_C_2	SST	39,23	50	120	230	54,58	4,08	20,69	

APPENDICE D

Figura D.1: *Confronto tra Lunghezza d'aderenza effettiva vecchio e nuovo CNR.*



Riferimenti Bibliografici

- [1] **Adhikary B. B., Mutsuyoshi H.**, “Study on the bond between concrete and externally bonded CFRP sheet.” Proceedings of the 5th International Conference on Fibre-Reinforced plastics for reinforced concrete structures, Cambridge, UK, July 2001, pp. 371-78.
- [2] **Aiello M. A., Leone M.**, “Interface analysis between FRP EBR system and concrete” Composites: part B, Elsevier Vol. 39 B n.4, 2008, pp.618-26.
- [3] **Aiello M. A., Pecce M.**, “Experimental bond behavior between FRP sheet and concrete.” Proceeding of the 9th International Conference Structural Fault + Repair, Ed. M. C. Ford, London, UK, 2001, CD-foramt.
- [4] **Aiello M.A.**, “Materiali Innovativi Strutturali per l’Edilizia.” Progetto POR CRISED, POR Puglia 2000-2006 , Supplemento al periodico Edili, autorizzazione del Tribunale di Taranto 0523 del 03/02/1998, marzo 2008, (162 pp.)
- [5] **ASTM 3039/D 3039 M – 00^{e1}**, “Standard Test Method for Tensile Properties of Polymer Matrix Composite Materials”.
- [6] **Bilotta A., Di Ludovico M., Nigro E.**, “FRP-to-concrete interface debonding: Experimental calibration of a capacity model.” Composites: Part B, 2011, doi:10.1016/j.compositesb.2011.04.016
- [7] **Bizindavyi L., Neale K. W.**, “Transfer length and bond strength for composites bonded to concrete.” Journal of composites for construction, Vol.3, n.4, ASCE, 1999, pp. 153-60.
- [8] **Blontrock H., Taerwe L., Vanwalleghem H.**, “Bond testing of externally glued FRP laminates at elevated temperature.” In: Proceeding of the International Conference “Bond in concrete from research to standard”, Hungary, 2002, pp.648-54.
- [9] **Brosens K.**, “Anchorage of externally bonded steel plates and CFRP laminates for the strengthening of concrete structures”. Ph.D Thesis, Katholieke Universiteit Leuven, Facolteit Toegepaste Wetenschappen, Departement Burgerlijke Bouwkunde, Heverlee, Belgiul, 2001.

- [10] **Brosens K., Van Gemert D.**, “Anchoring stresses between concrete and carbon fibre reinforced laminate” Non-metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Vol.1, Japan Concrete Institute, Japan, 1997, pp. 635-45.
- [11] **Camli U. S., Binici B.** “Strenght of carbon fiber reinforced polymers bonded to concrete and masonry” Construction and Building Materials Vol.21, n.7, 2007, pp. 1431-46.
- [12] **Capodieci P. G.**, “Comportamento d’interfaccia di elementi in calcestruzzo rinforzati con materiali compositi in fibra di basalto e canapa”, Tesi di Laurea Anno Accademico 2009-2010.
- [13] **CEB-FIP fib 200**, “Externally bonded FRP reinforcement for RC structures.” Comité Euro-International du Béton, Technical Report Bulletin, 14, 2001.
- [14] **Chajes M. J., Finch W. W., Januszka F. T., Thomson T. A.**, “Bond and force transfer of composite materials plates bonded to concrete.” ACI Structural Journal Vol.39, n.2, March April 1996, 25 America Concrete Institute, pp. 208-17.
- [15] **Chen J. F., Teng J. G.**, “Anchorage strength models for FRP and steel plates bonded to concrete.” Journal of Structural Engineering, ASCEE, 127, 01, 2001, pp.784-91.
- [16] **Chen J. F., Young Z. J., Holt G. D.**, “FRP or steel plate-to concrete bonded joints: effect of test methods on experimental bond strength, Steel & Composite Structures” Vol.1 n.2 2001 pp. 231-8, 244.
- [17] **CNR DT 200/2004**, “Istruzioni per la Progettazione, l’Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l’utilizzo di Compositi Fibrorinforzati”, Consiglio Nazionale delle Ricerche Luglio 2004.
- [18] **Dai J. G., Ueda T.**, “Local bond stress slip relationship for FRP sheets-concrete interfaces.” Proceeding of the sixth International Symposium on FRP Reinforcement for concrete structure (FRPRC-6), July 2003, Ed. K. H. Tan, pp.143-52.

- [19] **De Lorenzis L., Miller B., Nanni A.**, “Bond of Fiber Reinforced Polymer Laminates to Concrete.” *ACI Material Journal*, May-June 2001, pp. 256-264.
- [20] **Dos Santos A. C., Bittencourt T. N., Gettu R.**, “Experimental analysis of interfacial between CFRP and concrete using cylindrical specimens.” *Proceeding of the Sixth International Symposium on FRP Reinforcement for Concrete Structures (FRPRC-6)*, Ed. K. H. Tan, 2003, pp. 173-82.
- [21] **European Committee for Standardization.** “EN 1990-Eurocode- basis of structural design”, 2002.
- [22] **Ferracuti B., Martinelli E., Nigro E., Savoia M.**, “Fracture Energy and design rules against FRP-concrete debonding.” In: *Proceedings of the 8th FRPRCS Conference*, Patras, Greece, 16-18 July 2007.
- [23] **Franzoso G.**, “Analisi dell’aderenza tra elementi in calcestruzzo e materiali compositi in fibra di acciaio e lino”, *Tesi di Laurea Anno Accademico 2009-2010*.
- [24] **Fukuzawa K., Mitsui M., Numao T.**, “Influence of temperature on cleavage bonding properties between CFRP sheets and concrete.” *Third International Conference on composite in infrastructure*, University of Arizona, June, 2002, CD version.
- [25] **Fu-quan X., Jian-Guang G., Yu C.**, “Bond strength between CFRP sheets and concrete.” *Proceedings of FRP composite in Civil Engineering*, 2001, Vol.1, pp. 357-64.
- [26] **Harmon T. G., Kim Y. J., Kardos J., Johnson T., Stark A.**, “Bond of Surface Mounted Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures.” *ACI Structural Journal*, September-October 2003, pp.557-64.
- [27] **Horiguchi T., Saeki N.**, “Effect of test method and quality of concrete and bond strength of CFRP sheet”. In: *Proceeding of Non – metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, 3rd International Symposium, 1997, pp. 265-70.
- [28] **Kyoung-Kyu Choi, Pania Meshgin, Mahmoud M. Reda Taha**, “Shear creep of epoxy at the concrete-FRP interfaces.” *Department of Civil Engineering, University of New Mexico, USA*, 2007.

- [29] **Leone M.**, “Interface analysis of FRP (Fiber Reinforced Polymer) reinforced concrete elements”. PhD thesis, Department of Innovation Engineering, University of Lecce, Italy, 2005.
- [30] **Leone M., Aiello M. A., Matthys S.**, “The influence of Service Temperature on Bond between FRP reinforcement and concrete.” In: Proceeding of the 2nd International Congress of fib (CEP-FIP), Naples, Italy, 2006, CD-rom.
- [31] **Leone M., Matthys S., Aiello M. A.**, “Effect of elevated service temperature on bond between FRP EBR systems and concrete.”, Composites: Part B, 2008.
- [32] **Lu X. Z., Teng J. G., Ye L. P., Jiang J. G.**, “Bond-slip models for FRP sheets/plates bonded to concrete.” Engineering Structures, 2005, 27, 4, pp.920-37.
- [33] **Maeda T., Asano Y., Sato y., Ueda T., Kakuta Y.**, “A study on bond mechanism of carbon fiber sheet.” In: Proceeding of 3rd International Symposium on non-metallic (FRP) reinforcement for concrete structures, Vol.1, Sapporo: Japan Concrete Institute, 1997, pp. 279-85.
- [34] **Mazzotti C., Savoia M., Ferracuti B.**, “A new single shear set-up for stable debonding of FRP-concrete joints.” Constr. Build. Mater., 23, 2009, pp 1529-1537.
- [35] **Nakaba K., Kanakubo T., Furuta T., Yoshizawa H.**, “Bond bheaviour between Fiber Reinforced polymer Laminates and concrete” ACI Structural Journal, V.98, n.3, May-June 2001, pp.359-67.
- [36] **Okano M., Ohuchi H., Moriyama T., Matsumoto N., Wakui H.**, “Carbon Fiber Retrofit of Railway Viaducts Columns.” Non-metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Proc., 3rd Int. Symp., 1, 1997, pp.403-10.
- [37] **Pecce M., Ceroni F.**, “Prove di aderenza su elementi in c.a. rinforzati con CFRP”. Materiali ed approcci innovativi per il Progetto in Zona Sismica e la Mitigazione della Vulnerabilità delle Strutture. Università degli Studi di Salerno & Consorzio ReLUIS. Salerno 12-13 febbraio 2007.

- [38] **Pham H. B., Al-Mahaidi R.**, “Modelling of CFRP-concrete shear lap test.” *Construction and Building Materials*, Vol.21, n.4, 2007, pp. 727-35.
- [39] **Seracino R.**, “Axial intermediate crack debonding of plates glued to concrete surface.” *Proceedings of FRP composite in Civil Engineering*, 2001, Vol.1, pp. 365-72.
- [40] **Sierra Ruitz V., Toussaint E., Destrebecq J., Grediac M.**, “Experimental study of bond between concrete and external CFRP-reinforcement.” *Proceeding of the International Conference “Bond in concrete - from research to standards”* Budapest, Hungary, 2002, pp. 630-36.
- [41] **Teng J. G., Chen J. F., Smith S. T. Lam L.**, “RC structures strengthened with FRP composites.” *Research Centre for Advanced Technology in Structural Engineering*, The Hong Kong Polytechnic University, Hong Kong, China, 2000.
- [42] **Teng J. G., Smith S. T., Yao J., Chen J. F.**, “Intermediate crack-induced debonding in RC beams and slabs.” *Constr. Build. Mater.*, 2003, 17 (6-7):447-62.
- [43] **Toutanji H., Ortiz G.**, “*The Effect of surface preparation on the bond interface between FRP sheets and concrete members.*” *Composite Structures*, Vol.53, n.4, Elsevier 2001, pp.457-62.
- [44] **Tripi J., Bakis C., Boothby T., Nanni A.**, “Deformation in concrete with external CFRP sheet reinforcement.” *Journal of composite for construction* 4:2, 2000, pp. 453-62.
- [45] **UNI EN 12390-3:2002**, “Prova sul Calcestruzzo Indurito – Resistenza a Compressione dei Provini.
- [46] **UNI EN 12390-6:2002**, “Prova sul Calcestruzzo Indurito – Resistenza a Trazione Indiretta dei Provini”.
- [47] **Yoshizawa H., Myojo T., Okoshi M., Mizukoshi M., Kliger H. S.**, “*Effect of sheet bond condition on concrete member having externally bonded carbon fiber sheet.*” *Fourth Materials Engineering Conference*, ASCE Annual Convention, Washington, 1996.