



Consiglio Nazionale delle Ricerche

Commissione di Studio per la Predisposizione e l'Analisi di Norme Tecniche relative alle costruzioni

CNR-DT 200 R2/2026

**Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di
Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di
Compositi Fibrorinforzati**

Materiali, strutture di c.a. e di c.a.p., strutture murarie

Proprietà letteraria riservata
del
Consiglio Nazionale delle Ricerche

INDICE

1	PREMESSA	1
1.1	PREMESSA ALLA PRESENTE REVISIONE (DT 200 R2) DELLE ISTRUZIONI CNR-DT 200/2004	1
1.2	PREMESSA ALLA REVISIONE R1 DELLE ISTRUZIONI CNR-DT 200/2004	4
1.3	PREMESSA AL DOCUMENTO CNR-DT 200/2004	5
1.4	CONTENUTO E SCOPO DELLE ISTRUZIONI	7
1.5	SIMBOLOGIA	8
2	MATERIALI	15
2.1	INTRODUZIONE	15
2.2	CLASSIFICAZIONE DEI SISTEMI DI RINFORZO	15
2.2.1	Proprietà meccaniche dei sistemi di rinforzo	16
2.2.2	Sistemi preformati	18
2.2.3	Sistemi impregnati <i>in situ</i>	19
2.2.3.1	Determinazione di A_{fib}	19
2.2.3.2	Caratteristiche meccaniche dei sistemi impregnati <i>in situ</i>	21
2.2.3.3	Confronto tra le caratteristiche di un laminato preformato e di un tessuto impregnato <i>in situ</i>	21
2.2.4	Sistemi preimpregnati	22
2.3	CONTROLLO DEI MATERIALI	23
2.3.1	Qualificazione dei materiali	23
2.3.2	Compiti e responsabilità degli operatori	25
2.4	TRASPORTO, STOCCAGGIO, CONSERVAZIONE, MOVIMENTAZIONE ED UTILIZZO	26
3	CONCETTI BASILARI DEL PROGETTO DI RINFORZO E PROBLEMATICHE SPECIALI	28
3.1	REQUISITI FONDAMENTALI	28
3.2	REQUISITI DI DURABILITÀ	29
3.3	PRINCIPI GENERALI DEL PROGETTO DI RINFORZO	29
3.3.1	Generalità	29
3.3.2	Vita utile ed azioni di calcolo	30
3.3.3	Proprietà dei materiali e relativi valori di calcolo	30
3.3.4	Capacità di calcolo	31
3.4	FATTORI PARZIALI	31
3.4.1	Fattori parziali γ_f per i materiali FRP	31
3.4.2	Fattori parziali γ_{Rd} per i modelli di resistenza	31
3.5	PROBLEMI SPECIALI DI PROGETTO E RELATIVI FATTORI DI CONVERSIONE	32
3.5.1	Azioni ambientali e fattore di conversione ambientale	32
3.5.2	Modalità di carico e fattore di conversione per effetti di lunga durata	34
3.5.3	Resistenza alle azioni causate da impatto ed esplosione	35
3.5.4	Resistenza alle azioni causate da atti vandalici	35
3.6	LIMITI DEL RINFORZO NEL CASO DI ESPOSIZIONE AL FUOCO	35
4	RINFORZO DI STRUTTURE DI C.A. E DI C.A.P.	37
4.1	VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA NEI CONFRONTI DEL DISTACCO DAL SUPPORTO	37

4.1.1	Meccanismi di rottura per distacco dal supporto di sistemi EBR	37
4.1.2	Verifiche di sicurezza nei confronti del distacco dal supporto di sistemi EBR	38
4.1.3	Resistenza allo stato limite ultimo per distacco di estremità (modo 1) di sistemi EBR	40
4.1.4	Resistenza allo stato limite ultimo per distacco intermedio (modo 2) di sistemi EBR	42
4.1.5	Dispositivi di ancoraggio mediante connettori sfioccati per sistemi EBR	43
4.1.6	Dispositivi di ancoraggio mediante ancoranti meccanici post-installati per sistemi EBR	50
4.1.7	Verifica delle tensioni di interfaccia allo stato limite di esercizio per sistemi EBR	54
4.2	VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA NEI CONFRONTI DEL DISTACCO DAL SUPPORTO DI RINFORZI INSERITI ALL'INTERNO DI INTAGLI (NSM)	56
4.2.1	Generalità	56
4.2.2	Calcolo della forza limite d'estremità	57
4.3	RINFORZO A FLESSIONE	60
4.3.1	Generalità	60
4.3.2	Analisi del comportamento allo stato limite ultimo	61
4.3.2.1	Generalità	61
4.3.2.2	Stato della struttura all'atto del rinforzo	64
4.3.2.3	Resistenza di progetto a flessione dell'elemento rinforzato con FRP	64
4.3.2.4	Resistenza di progetto a flessione dell'elemento rinforzato con FRP in presenza di forza assiale (pressoflessione)	66
4.3.2.5	Individuazione della sezione di ancoraggio del rinforzo FRP	66
4.3.3	Analisi del comportamento agli stati limite di esercizio	68
4.3.3.1	Basi del calcolo	68
4.3.3.2	Verifica delle tensioni	69
4.3.3.3	Verifica delle frecce	70
4.3.3.4	Verifica dell'apertura delle fessure	72
4.3.4	Duttilità	75
4.4	RINFORZO A TAGLIO	75
4.4.1	Generalità	75
4.4.2	Configurazioni per il rinforzo a taglio	76
4.4.3	Resistenza di progetto a taglio dell'elemento rinforzato con FRP	78
4.4.3.1	Resistenza di progetto	78
4.4.3.2	Resistenza efficace	79
4.5	RINFORZO A TORSIONE	81
4.5.1	Generalità	81
4.5.2	Configurazioni per il rinforzo a torsione	81
4.5.3	Resistenza di progetto a torsione dell'elemento rinforzato con FRP	82
4.5.3.1	Resistenza di progetto a torsione	82
4.6	CONFINAMENTO	83
4.6.1	Generalità	83
4.6.2	Resistenza di progetto a compressione centrata o con piccola eccentricità dell'elemento confinato	84
4.6.2.1	Stima della pressione laterale di confinamento	86
4.6.2.1.1	Sezioni circolari	87
4.6.2.1.2	Sezioni quadrate e rettangolari	88
4.6.3	Duttilità di elementi pressoinflessi confinati con FRP	89
4.7	RINFORZO DI STRUTTURE DI C.A.P.	90
4.7.1	Utilizzo di compositi FRP per elementi pre-tesi o post-tesi di c.a.	90
4.7.1.1	Analisi del comportamento allo stato limite ultimo	90

4.7.1.2	Analisi del comportamento agli stati limite di esercizio	91
4.8	INTERVENTI IN ZONA SISMICA	91
4.8.1	Generalità	91
4.8.2	Principi generali di intervento	91
4.8.2.1	Eliminazione dei meccanismi di collasso di tipo fragile	92
4.8.2.1.1	Crisi per taglio	92
4.8.2.1.2	Crisi nei pilastri per perdita di aderenza delle barre	92
4.8.2.1.3	Crisi nei pilastri per svergolamento delle barre	93
4.8.2.1.4	Crisi per trazione dei pannelli dei nodi trave-pilastro	93
4.8.2.2	Eliminazione dei meccanismi di collasso di piano	96
4.8.2.3	Incremento della capacità deformativa globale di una struttura	96
4.8.2.3.1	Incremento della capacità deformativa locale degli elementi	96
4.8.2.3.2	Rilocalizzazione delle potenziali cerniere plastiche	96
4.8.2.3.3	Rotazione ultima di elementi rinforzati	97
4.9	INSTALLAZIONE E PARTICOLARI COSTRUTTIVI	97
4.9.1	Controllo e preparazione preventiva del substrato	97
4.9.1.1	Valutazione del deterioramento del substrato	97
4.9.1.2	Rimozione e ricostruzione del substrato ed eventuale trattamento delle barre metalliche	97
4.9.1.3	Preparazione del substrato	98
4.9.2	Raccomandazioni per l'esecuzione a regola d'arte	98
4.9.2.1	Condizioni di umidità e temperatura dell'ambiente e del substrato	98
4.9.2.2	Particolari costruttivi e norme di esecuzione	99
4.9.2.3	Protezione del sistema di rinforzo	100
4.10	ESEMPI NUMERICI	101
5	RINFORZO DI STRUTTURE MURARIE	102
5.1	GENERALITÀ	102
5.1.1	Oggetto ed ambito di applicazione	102
5.1.2	Interventi di restauro su strutture di interesse storico e monumentale	102
5.1.3	Criteri per il progetto del consolidamento strutturale	102
5.2	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA	103
5.2.1	Modellazione della struttura	103
5.2.2	Criteri di verifica	103
5.2.3	Verifiche di sicurezza	104
5.3	VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA NEI CONFRONTI DEL DISTACCO DAL SUPPORTO PER SISTEMI EBR	106
5.3.1	Considerazioni generali e modi di collasso	106
5.3.2	Resistenza al distacco di estremità	107
5.3.3	Resistenza al distacco intermedio	111
5.3.4	Resistenza al distacco in presenza di azione normale al piano di adesione	111
5.4	VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA NEI CONFRONTI DEL DISTACCO DAL SUPPORTO PER RINFORZI APPLICATI IN INTAGLI	111
5.5	VERIFICHE DI ELEMENTI STRUTTURALI RICORRENTI	111
5.5.1	Rinforzo di pannelli murari	112
5.5.1.1	Verifiche per azioni fuori dal piano	112
5.5.1.1.1	Verifica per ribaltamento semplice	112
5.5.1.1.2	Verifica per flessione della striscia muraria verticale	114
5.5.1.1.3	Verifica per flessione della striscia orizzontale	116
5.5.1.2	Verifiche per azioni nel piano del pannello	117
5.5.1.2.1	Pressoflessione nel piano	117

5.5.1.2.2	Taglio	117
5.5.2	Architrave e fascia di piano.....	120
5.5.2.1	Verifica per funzionamento ad architrave.....	121
5.5.2.2	Verifica per funzionamento a fascia di piano	122
5.6	RINFORZO DI ELEMENTI A SEMPLICE E DOPPIA CURVATURA	122
5.6.1	Archi.....	123
5.6.1.1	Schema ad arco	123
5.6.1.2	Schema a portale	124
5.6.2	Volte a semplice curvatura: volte a botte	124
5.6.3	Volte a doppia curvatura: cupole	124
5.6.3.1	Regime membranale	124
5.6.3.2	Regime flessionale	125
5.6.4	Volte a doppia curvatura su pianta quadrata	126
5.7	CONFINAMENTO DI COLONNE DI MURATURA	126
5.7.1	Resistenza di progetto a compressione centrata dell'elemento confinato.....	127
5.7.2	Confinamento di colonne circolari.....	129
5.7.3	Confinamento di colonne quadrate o rettangolari	130
5.8	INTERVENTI IN ZONA SISMICA	134
5.8.1	Generalità	134
5.8.2	Principi generali di intervento	134
5.9	INSTALLAZIONE E PARTICOLARI COSTRUTTIVI.....	135
5.9.1	Controllo e preparazione preventiva del substrato	136
5.9.1.1	Valutazione del deterioramento del substrato	136
5.9.1.2	Rimozione e ricostruzione del substrato	136
5.9.1.3	Preparazione del substrato	137
5.9.2	Raccomandazioni per l'esecuzione a regola d'arte	137
5.9.2.1	Condizioni di umidità e temperatura dell'ambiente e del substrato.....	137
5.9.2.2	Particolari costruttivi e norme di esecuzione	138
5.9.2.3	Protezione del sistema di rinforzo.....	138
5.10	ESEMPI NUMERICI	138
6	CONTROLLI E MONITORAGGIO DELL'INTERVENTO	139
6.1	CONTROLLI DI ACCETTAZIONE IN CANTIERE	139
6.2	CONTROLLI DI QUALITÀ DEL SISTEMA DI RINFORZO.....	139
6.2.1	Prove semi-distruttive	139
6.2.2	Prove non distruttive	141
6.3	QUALIFICA DEGLI OPERATORI PER L'ESECUZIONE DELLE PROVE.....	142
6.4	MONITORAGGIO DELL'INTERVENTO DI RINFORZO	142
7	APPENDICE A (FASI COSTITUENTI DEGLI FRP E LORO CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE)	144
7.1	GENERALITÀ	144
7.2	FIBRE DI RINFORZO	148
7.2.1	Fibre di vetro	149
7.2.2	Fibre di carbonio	152
7.2.3	Fibre aramidiche	153
7.2.4	Fibre di basalto	155
7.2.5	Microtrefoli e trecce in acciaio	156
7.2.6	Fibre naturali	157
7.2.7	Proprietà delle fibre.....	158
7.2.8	Caratteristiche tecniche del filo.....	160

7.2.9	Tessuti non impregnati	161
7.2.10	Caratteristiche tecniche dei tessuti non impregnati.....	163
7.3	MATRICI DEI COMPOSITI FRP	164
7.3.1	Resine epossidiche	164
7.3.2	Resine poliestere	165
7.3.3	Altri tipi di resine	166
7.4	ADESIVI	167
7.5	TEMPERATURE DI TRANSIZIONE.....	168
8	APPENDICE B (TECNICHE DI PRODUZIONE)	169
8.1	TECNICHE DI PRODUZIONE	169
8.1.1	Pultrusione.....	169
8.1.2	Laminazione con sacco da vuoto	170
8.1.3	Wet lay-up	172
9	APPENDICE C (LEGAME COSTITUTIVO DEGLI FRP E CRITERI DI ROTTURA).....	173
9.1	LEGAMI COSTITUTIVI.....	173
9.2	STATI PIANI DI TENSIONE.....	175
9.2.1	Effetto di carichi agenti in direzioni diverse dalle direzioni di simmetria del materiale	176
9.3	CRITERI DI ROTTURA.....	178
10	APPENDICE D (DISTACCO DAL SUPPORTO DI RINFORZI EBR E NSM)	181
10.1	MODI DI ROTTURA PER DISTACCO DI RINFORZI EBR DA UN SUPPORTO DI CALCESTRUZZO	181
10.2	MODELLAZIONE DEL LEGAME DI ADERENZA TRA RINFORZO E CALCESTRUZZO PER SISTEMI EBR.....	183
10.2.1	Il legame di aderenza	183
10.2.2	Legame di aderenza rigido- <i>softening</i>	184
10.2.3	Derivazione delle formule 4.1, 4.4 e 4.5	188
10.2.4	Calibrazione del coefficiente k_G	189
10.2.5	Resistenza al distacco dal supporto in corrispondenza di fessure da flessione.....	191
10.3	MODELLAZIONE DEL LEGAME DI ADERENZA TRA RINFORZO EBR E MURATURA.....	192
10.3.1	Calibrazione del coefficiente k_G	192
10.4	MODELLAZIONE DEL LEGAME DI ADERENZA TRA RINFORZO NSM E CALCESTRUZZO O MURATURA.....	194
10.4.1	Introduzione	194
10.4.2	Il problema di equilibrio.....	197
10.4.3	Discussione del problema di equilibrio “1”	198
10.4.4	Discussione del problema di equilibrio “2”	199
10.4.4.1	Valutazione della forza di distacco nel caso $\ell_{e1} < \ell_b < \ell_{e2}$	200
10.4.4.2	Valutazione della forza di distacco nel caso $\ell_b < \ell_{e1}$	201
10.4.5	Calibrazione su base sperimentale	202
10.5	MODELLAZIONE DI CONNETTORI SFIOCATI PER SUPPORTI IN CALCESTRUZZO	206
11	APPENDICE E (RINFORZO A PRESSOFLESSIONE DI ELEMENTI DI C.A.)...208	

11.1 VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DI PROGETTO A FLESSIONE DELL'ELEMENTO RINFORZATO CON FRP IN PRESENZA DI FORZA ASSIALE (PRESSOFLESSIONE).....	208
12 APPENDICE F (LEGAME COSTITUTIVO DEL CALCESTRUZZO CONFINATO)	211
12.1 LEGAME COSTITUTIVO DEL CALCESTRUZZO CONFINATO	211
13 APPENDICE G (DERIVAZIONE DELLA FORMULA DELL'APERTURA DELLE FESSURE IN ELEMENTI IN C.A. RINFORZATI CON MATERIALI FRP).....	213
13.1 CALCOLO DELLA DISTANZA MASSIMA TRA DUE FESSURE	213
13.2 CALCOLO DELLA DIFFERENZA TRA LE DEFORMAZIONI MEDIE NEL CONCIO TRA DUE FESSURE.....	215
14 APPENDICE H (ESEMPI DI PROGETTAZIONE DI RINFORZI FRP SU STRUTTURE DI C.A.).....	217
14.1 ESEMPIO 1 – RINFORZO DI ELEMENTI IN C.A. CON DIVERSI SISTEMI FRP ...	217
14.1.1 Dati geometrici, meccanici e di carico della struttura.....	217
14.1.2 Ipotesi di variazione di destinazione d'uso	218
14.1.3 Progetto del rinforzo a flessione	219
14.1.3.1 Caso 1 - Rinforzo con sistema FRP-EBR	220
14.1.3.2 Caso 2 - Rinforzo con sistema SFRP-EBR.....	226
14.1.3.3 Caso 3 - Rinforzo con sistema FRP-NSM	228
14.1.4 Progetto di rinforzo a trazione di un nodo trave-pilastro con sistema FRP-EBR	233
14.1.5 Progetto del rinforzo dei pilastri con sistema FRP-EBR	240
14.1.5.1 Rinforzo di pilastri pressoinflessi con grande eccentricità	241
14.2 ESEMPIO 2 – RINFORZO CON SISTEMA FRP-EBR DI UN PILASTRO IN C.A. SOGGETTO AD AZIONI SISMICHE	244
14.2.1 Rinforzo a taglio.....	244
14.2.2 Confinamento per duttilità di elementi presso-inflessi	247
14.3 ESEMPIO 3 – RINFORZO A FLESSIONE E TAGLIO DI UNA TRAVE IN C.A. CON SISTEMA FRP-EBR.....	248
14.3.1 Rinforzo con sistema FRP-EBR.....	248
14.3.2 Rinforzo con sistema FRP-EBR e fiocchi di ancoraggio.....	251
14.3.3 Progetto di rinforzo a taglio di una trave con sistema FRP-EBR	256
15 APPENDICE I (ESEMPI DI PROGETTAZIONE DI RINFORZI FRP SU STRUTTURE MURARIE).....	259
15.1 GEOMETRIA, CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E SOLLECITAZIONI.....	259
15.2 VERIFICA A PRESSOFLESSIONE DEI MASCHI MURARI PREESISTENTI.....	263
15.3 DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI RINFORZO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI RINFORZATI A PRESSOFLESSIONE	265
15.4 VERIFICA A TAGLIO DEI MASCHI PREESISTENTI.....	265
15.5 DIMENSIONAMENTO DEL RINFORZO A TAGLIO	268
15.6 VERIFICA NEI CONFRONTI DEL RIBALTAMENTO SEMPLICE	269

1 PREMESSA

1.1 PREMESSA ALLA PRESENTE REVISIONE (DT 200 R2) DELLE ISTRUZIONI CNR-DT 200/2004

Dopo circa dieci anni dalla pubblicazione della revisione R1 del DT 200, la *Commissione CNR di studio per la predisposizione e l'analisi di norme tecniche relative alle costruzioni* ha predisposto una seconda revisione delle Istruzioni allo scopo di allinearle alle più aggiornate prescrizioni sia internazionali che nazionali e di integrarle con argomenti ed applicazioni innovative, disponibili nella letteratura scientifica e tecnica degli ultimi anni.

A tal scopo si è avvalsa dell'opera dell'originario Gruppo di studio, con alcune modifiche ed integrazioni. La composizione finale è riportata in coda al documento.

È stato confermato l'originario intento sia informativo che esplicativo nell'intento di diffondere, in ambito professionale, le conoscenze meccaniche e tecnologiche basilari per l'utilizzo dei materiali compositi a matrice polimerica. Di qui la peculiare differenza tra il presente Documento Tecnico ed una Linea Guida progettuale, che ha la mera finalità di fornire al lettore, esclusivamente e strettamente, regole applicative per l'impiego dei materiali compositi fibrorinforzati nel rinforzo strutturale di costruzioni esistenti.

La revisione ha riguardato diversi argomenti ed è stata supportata da studi scientifici condivisi dalla Comunità scientifica e tecnica, pubblicati su autorevoli riviste in campo internazionale. Ad essi si fa riferimento, riportando per ognuno degli argomenti una bibliografia essenziale, utile al lettore come base di partenza per approfondimenti.

Una radicale revisione ha riguardato il **capitolo 2**, dedicato ai **Materiali**, per tenere conto dei notevoli progressi tecnologici degli ultimi due lustri, caratterizzati dall'affacciarsi sul mercato di nuovi tipi di fibre e di resine, delle quali si è ritenuto opportuno informare il lettore, anche se non tutte rientrano nello scopo delle Istruzioni, che è limitato alle fibre di arammide, carbonio e vetro, ai fili o trefoli di acciaio ed alle resine termoindurenti.

In particolare, viene fornita una panoramica aggiornata sulla qualificazione dei materiali, includendo le prescrizioni dell'attuale Normativa italiana e descrivendo in dettaglio la procedura per l'ottenimento della marcatura CE [1].

La revisione del capitolo 2 è stata accompagnata da quella delle **Appendici A e B**, di taglio principalmente didattico/informativo, per le quali ci si è avvalsi di contenuti del recente libro del prof. Roberto Frassine [2], che li ha gentilmente resi disponibili. Analogo taglio e finalità ha l'**Appendice C**, rimasta invariata rispetto alle precedenti edizioni.

La revisione del **capitolo 3**, dedicato ai **Concetti Basilari del Progetto di Rinforzo e Problematiche Speciali** ha riguardato alcuni valori dei fattori parziali dei materiali FRP e dei fattori di conversione tenendo conto sia dei risultati emersi da estese campagne sperimentali per la valutazione delle incertezze legate alla dispersione delle proprietà dei materiali FRP [3, 4], sia degli approcci proposti in ambito normativo europeo [5-7] per la valutazione complessiva, attraverso un unico fattore parziale, di tutte le incertezze legate al materiale che influenzano la resistenza di progetto.

Anche il **capitolo 4**, dedicato al **Rinforzo di Strutture di c.a. e di c.a.p.**, ha subito una profonda revisione. Essa ha principalmente riguardato l'introduzione dei sistemi di rinforzo inseriti in intagli del supporto (**sistemi NSM**, *Near Surface Mounted*), accanto ai sistemi applicati all'esterno del supporto (**sistemi EBR**, *Externally Bonded Reinforcement*), i soli trattati nelle precedenti versioni delle Istruzioni. La stessa introduzione ha riguardato le strutture murarie, trattate nel **capitolo 5**. Per una bibliografia essenziale si rinvia a [8-19].

In particolare, per i sistemi EBR, è stata aggiornata la calibrazione del coefficiente k_G , avvalendosi dei risultati di prove di aderenza composito-calcestruzzo eseguite nell'ambito delle attività del *WPI - Compositi a matrice polimerica del Progetto ReLUIS-DPC 2019-2021*. Analoga revisione ha riguardato il coefficiente k_G per i sistemi EBR applicati a strutture murarie, trattate nel **capitolo 5**.

Inoltre, nella revisione R2, sono state introdotte prescrizioni per l'impiego di dispositivi di ancoraggio mediante connettori sfioccati [20-31] e mediante ancoranti meccanici [32 – 34], non presenti nelle precedenti versioni.

Dettagli sulle formulazioni meccaniche alla base delle formule predittive utilizzate nelle Istruzioni per il distacco dal supporto, sia nel caso di sistemi EBR che nel caso di sistemi NSM, sono esposti nella versione revisionata dell'**Appendice D**.

Completano la revisione R2 del **capitolo 4** prescrizioni aggiuntive relative alla predizione dell'apertura delle fessure nell'ambito degli Stati Limite di Esercizio [5, 7, 35 – 36] e alla valutazione della capacità a trazione diagonale di pannelli in nodi trave-pilastro, nell'ambito di interventi in zona sismica [37-39].

Infine, il **capitolo 6**, dedicato al **Controllo e Monitoraggio dell'Intervento**, è stato rivisitato per tenere conto di aggiornamenti normativi e dell'esperienza maturata sul campo nell'ultimo decennio.

Per correggere alcuni refusi presenti nella versione approvata nel 10.03.2025, in data 3 febbraio 2026 la *Commissione CNR di studio per la predisposizione e l'analisi di norme tecniche relative alle costruzioni* ha approvato la pubblicazione della versione CNR-DT 200 R2/2026 in cui tali refusi sono stati corretti. Essi riguardano principalmente: i) il paragrafo 4.1.5, dedicato ai dispositivi di ancoraggio mediante connettori sfioccati per sistemi EBR; ii) i paragrafi 10.4.3 e 10.4.4 dell'Appendice D; iii) alcuni esempi numerici.

BIBLIOGRAFIA ESSENZIALE DI SUPPORTO ALLA REVISIONE

- [1] Bonati, A., Franco, A., De Luca, G., Coppola, O., Mirto, C., Occhiuzzi, A., L'attuazione del D.Lgs. 106/2017, in *La marcatura CE dei Prodotti da Costruzione* – ed. A. Rissotto, S. Fusco, Hoepli, 2020.
- [2] Frassine, R., *Tecnologie e proprietà dei materiali compositi: appunti del corso*, Amazon Publ., ISBN-13 979-8712973958, (2021).
- [3] Salzano, P., Bonati, A., Ceroni, F., Crisci, G., Franco, A., Occhiuzzi, A., Statistical analysis on mechanical properties of frp materials for structural strengthening, *COMPDYN 2019, 7th ECCOMAS*, (2019).
- [4] Occhiuzzi, A., Ceroni, F., Franco, A., Salzano, P., Bonati, A., Experimental results of a national technical assessment procedure on commercial FRP for structural strengthening: wet-lay-up systems, *Materials and Structures*, 53:9, (2020).
- [5] CEN-TC 250-SC 2_N2087, Background to EN 1992-1-1:2023 Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures, (2022).
- [6] Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures, EN 1992-1-1, 2023, EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION.
- [7] *fib Model Code for Concrete Structures 2020 (MC2020)*, (2020).
- [8] Al-Zu'bi, M., Fan, M., Bertolesi, E., Anguilano, L., A review on retrofitting concrete members with near-surface mounted-fiber reinforced polymer composites. *Structural Concrete* 25(3): 2242–2268. <https://doi.org/10.1002/suco.202300382>, (2024).
- [9] Bilotta, A., Ceroni, F., Barros, J., Costa, I., Palmieri, A., Szabo, Z., Nigro, E., Matthys, S., Balazs, G., Pecce, M., Bond of NSM FRP strengthened concrete: Round Robin Test initiative, *ASCE Journal of Composites for Construction*, 20 (1), (2016). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0000579](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000579).
- [10] Novidis, D.G., Pantazopoulou S.J., Bond Tests of Short NSM-FRP and Steel Bar Anchorages *Journal of Composites for Construction*, 2008, Vol. 12(3), [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(2008\)12:3\(323\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(2008)12:3(323)).

- [11] Lee, D., Cheng, L., Hui J.Y., Bond Characteristics of Various NSM FRP Reinforcements in Concrete, *Journal of Composites for Construction*, Vol. 17(1), 2013, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0000318](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000318)
- [12] Sharaky, I.A., Torres, L., Baena, M., Miàs, C., An experimental study of different factors affecting the bond of NSM FRP bars in concrete, *Composite Structures*, 2013, <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2012.12.014>.
- [13] Barris C., Baena M., Jahani Y., Codina A., Torres L. Experimental Study on Flexural Cracking and Deformation of Reinforced-Concrete Beams Strengthened with NSM FRP Reinforcement, *Journal of Composites for Construction*, 27(2), (2023). <https://doi.org/10.1061/JCCOF2.CCENG-3907>.
- [14] Zhang, Y., Elsayed, M., Zhang, L. V., Nehdi, M. L., Flexural behavior of reinforced concrete T-section beams strengthened by NSM FRP bars, *Engineering Structures*, 233:111922, (2021).
- [15] Kashyap, J., Willis, C.R., Griffith, M.C., Ingham, J.M., Masia, M.J., Debonding resistance of FRP-to-clay brick masonry joints, *Engineering Structures* 41 (2012) 186–198. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.03.032>.
- [16] Maljaee, H., Ghiassi, B., Lourenço, P.B., Bond behavior in NSM-strengthened masonry, *Engineering Structures* 166: 302-313, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.03.091>, (2018).
- [17] Ceroni, F., Barros, J.A.O., Pecce, M., Ianniciello, M., Assessment of non linear bond laws for Near Surface Mounted systems in concrete elements, *Composites Part B: Engineering*, 45: 666–681, (2013).
- [18] D’Antino, T., Pisani, M.A., General Analytical Model for the Bond Capacity of NSM FRP-Concrete Joints, *Journal of Composites for Construction ASCE*, 24(6). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0001076](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0001076), (2020).
- [19] Wang, X., Cheng L., Bond characteristics and modeling of near-surface mounted CFRP in concrete, *Composite Structures* 255 (2021), <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2020.113011>.
- [20] Muciaccia, G., Khorasani, M., Mostofinejad, D., Effect of different parameters on the performance of FRP anchors in combination with EBR-FRP strengthening systems: A review. *Construction and Building Materials*, 354. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.129181>, (2022).
- [21] Alotaibi, N. K., Evaluating the impact of different anchor configurations and patch arrangements on the performance of fiber-reinforced polymer (FRP) anchors. *Construction and Building Materials*, 415. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2024.135110>, (2024).
- [22] Smith, S.T., Zhang, H., Wang, Z., Influence of FRP anchors on the strength and ductility of FRP-strengthened RC slabs, *Construction and Building Materials*, 2013, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.02.006>.
- [23] Jacobs, R.R., Williams, C.S., Evaluation of flexural strengthening methods for beams with simulated deterioration using spike-anchored FRP externally bonded sheets and near-surface-mounted strips, *Composite Structures*, Vol. 305, 2023, <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2022.116463>.
- [24] del Rey Castillo, E., Dizhur, D., Griffith, M., Ingham, J., Strengthening RC structures using FRP spike anchors in combination with EBR systems, *Composite Structures*, 2019, <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2018.10.093>.
- [25] del Rey Castillo, E., Griffith, M., Ingham, J., Seismic behavior of RC columns flexurally strengthened with FRP sheets and FRP anchors, *Compos Struct*, vol. 203, pp. 382–395, 2018, doi: 10.1016/j.compstruct.2018.07.029.
- [26] Villanueva Llauradó, P., Ibell, T., Fernández Gómez, J., González Ramos, F.J., Pull-out and shear-strength models for FRP spike anchors, *Compos B Eng*, vol. 116, pp. 239–252, 2017, 10.1016/j.compositesb.2017.02.029.
- [27] Cortez Flore, I.A., Gómez, J.F., Villanueva Llauradó, P., Influence of multiple anchor arrangement in the behaviour of FRP-to-concrete anchored joints, *Composite Structures* 230, 2019, <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2019.111528>.
- [28] Alshami G. S., Hawileh R. A., Tatar J., Abdalla, J.A., Influence of CFRP Spike Anchors on the Performance of Flexural CFRP Sheets Externally Bonded to Concrete, *J. of Composites for Construction*, vol. 27, no. 5, 2023, doi: 10.1061/jccof2.cceng-4182.

- [29] Ceroni F., Bond tests to evaluate the effectiveness of anchoring devices for CFRP sheets epoxy bonded over masonry elements, *Compos B Eng*, vol. 113, pp. 317–330, 2017, doi: 10.1016/j.compositesb.2017.01.042.
- [30] Fagone, M., Ranocchiai, G., Caggegi, C., Briccoli Bati, S., Cuomo, M., The efficiency of mechanical anchors in CFRP strengthening of masonry: An experimental analysis, *Compos B Eng*, vol. 64, pp. 1–15, 2014, doi: 10.1016/j.compositesb.2014.03.018.
- [31] Ozbakkaloglu T., Fang C., Gholampour A., Influence of FRP anchor configuration on the behavior of FRP plates externally bonded on concrete members, *Eng Struct*, vol. 133, pp. 133–150, Feb. 2017, doi: 10.1016/j.engstruct.2016.12.005.
- [32] Barris, C., Correia, L., Sena-Cruz, J., Experimental study on the bond behaviour of a transversely compressed mechanical anchorage system for externally bonded reinforcement, *Composite Structures* 200: 217-228. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2018.05.084>, (2018).
- [33] Zhou, Y., Wang, X., Sui, L., Xing, F., Huang, Z., Chen, C., Li, P., Mei, L., Effect of mechanical fastening pressure on the bond behaviors of hybrid bonded FRP to concrete interface. *Composite Structures* 204:731-744. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2018.08.008>, (2018).
- [34] Gao, L., Zhang, F., Liu, J., Lu, X., Gao, H., Experimental and numerical study on the interfacial bonding characteristics of FRP-to-concrete joints with mechanical fastening, *Construction and Building Materials* 199: 456–470. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.12.033>, (2019).
- [35] Barris, C., Ceroni, F., Perez Caldentey, A., Assessment of Crack Spacing and Crack Width formulations in RC Elements Externally Strengthened with FRP Materials, *ACI SP-360: Proceedings of the 16th International Symposium on Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-16)*, 23-24 March 2024, New Orleans, USA, ISBN: 9781641952439, (2024).
- [36] *fib* bulletin 114, Serviceability Limit States of Concrete Structures: Background document of *fib* MC2020, (2025).
- [37] Del Vecchio, C., Di Ludovico, M., Balsamo, A., Prota, A., Manfredi G., Dolce, M., Experimental investigation on exterior RC beam-column joints retrofitted with FRP systems, *ASCE Journal of Composites for Construction*, 18 (4), 1-13, (2014).
- [38] Del Vecchio, C., Di Ludovico, M., Prota, A., Manfredi, G., Analytical model and design approach for FRP strengthening of non-conforming RC corner beam–column joints, *Engineering Structures*, 87, 8-20, (2015).
- [39] Del Vecchio, C., Di Ludovico, M., Balsamo, A., Prota, A., Minimally Invasive FRP Strengthening of External Beam–Column Joints, *ASCE Journal of Composites for Construction*, Vol. 28, Issue 4, (2024) <https://doi.org/10.1061/JCCOF2.CCENG-4525>.

1.2 PREMESSA ALLA REVISIONE R1 DELLE ISTRUZIONI CNR-DT 200/2004

A più di cinque anni dall’approvazione della prima versione delle Istruzioni CNR-DT 200/2004, la Commissione di studio del CNR *per la predisposizione e l’analisi di norme tecniche relative alle costruzioni* si è fatta promotrice di una revisione del documento. A tal scopo si è avvalsa dell’opera dell’originario Gruppo di studio, cui è stato affidato il compito di aggiornare il documento alla luce dei risultati delle più recenti ricerche, sia teoriche che sperimentali, condotte a livello internazionale nel quinquennio antecedente il 2013. In particolare, di quelle sviluppate in Italia nell’ambito del progetto Reluis (2005-2008), finanziato dal Dipartimento della Protezione Civile. Infatti, una linea di tale progetto è stata specificamente dedicata all’argomento dei “Materiali innovativi per la riduzione della vulnerabilità nelle strutture esistenti”.

Nel processo di revisione il Gruppo di studio ha inoltre tenuto conto delle versioni più aggiornate delle seguenti linee guida internazionali:

- 440.2R-08: “Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures”, American Concrete Institute (ACI), committee 440, 2008;
- ISIS Design Manual No. 4: “FRP Rehabilitation of Reinforced Concrete Structures”. ISIS Canada Corporation, 2008.

Il documento è stato sottoposto a inchiesta pubblica nel periodo aprile – giugno 2013. A seguito di essa sono state introdotte modifiche e/o integrazioni al testo.

Il documento aggiornato è stato discusso ed approvato dalla “Commissione di studio per la predisposizione e l’analisi di norme tecniche relative alle costruzioni” in data 10 ottobre 2013 presso la sede del CNR in Roma.

Si ringraziano quanti, dal mondo delle Professioni, delle Istituzioni, dell’Industria e dell’Università, hanno partecipato in modo attivo ad un processo che, legittimamente, deve competere all’intera comunità tecnica e scientifica di un Paese moderno ed avanzato.

1.3 PREMESSA AL DOCUMENTO CNR-DT 200/2004

È sensazione comune, da parte di quanti sono impegnati in attività di ricerca o di progettazione nel campo del consolidamento con materiali compositi fibrorinforzati, che l’Italia stia assumendo una posizione particolare in ambito internazionale, sia per il valore dei contributi di conoscenza forniti, sia per la presenza di un patrimonio edilizio particolarmente vario ed importante. Ne fanno parte, infatti, costruzioni di rilevante importanza storica ed architettonica, oltre che realizzazioni più recenti di muratura, di c.a., di c.a.p. e di acciaio. La maggior parte di queste ultime ha superato abbondantemente i trent’anni di vita, per cui molte di esse necessitano di interventi più o meno urgenti di riabilitazione strutturale.

Sono a tutti ben note le fondamentali iniziative in campo internazionale per individuare linee guida che rispondano alle esigenze delineate. Si ricordano le istruzioni giapponesi (JSCE - 1997), quelle americane (ACI 440 - 2000) ed infine quelle europee (FIP-CEB - 2001). Ad esse va aggiunto, per completezza, il documento di studio approvato dal CNR nel gennaio ‘99 dal titolo “Impiego delle armature non metalliche nel c.a.”.

Tutti i documenti suddetti si riferiscono ad organismi strutturali con ossatura di conglomerato cementizio armato.

L’interesse scientifico verso le applicazioni innovative degli FRP per la riabilitazione strutturale, da un lato, e la peculiarità del patrimonio edilizio italiano, ampiamente variegato, dall’altro, hanno attirato negli ultimi anni l’interesse di numerosi ricercatori operanti nei settori della Meccanica delle Strutture, delle Costruzioni, della Riabilitazione Strutturale e dell’Ingegneria Sismica. Essi hanno dato vita ad una serie di programmi scientifici che hanno meritato il finanziamento dei più importanti enti di ricerca italiani ed in particolare del MIUR e del CNR. In coda al paragrafo è riportato un elenco di rilevanti programmi di ricerca sull’argomento, finanziati negli ultimi cinque anni, antecedentemente alla pubblicazione del documento e cioè al 2004, ai quali hanno partecipato la maggior parte degli autori del presente documento, sia in qualità di coordinatori nazionali che di coordinatori locali di singole unità di ricerca.

Un contributo significativo agli argomenti consegnati nel documento è stato reso possibile proprio grazie al supporto economico dei suddetti finanziamenti, cui si dà ampio riconoscimento.

Appare evidente come la redazione di un documento italiano di Istruzioni per la progettazione, l’esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento statico mediante l’utilizzo di compositi fibrorinforzati (FRP), non fosse più rinviabile: soprattutto, quella di un documento di respiro ampio utilizzabile per le diverse tipologie presenti nel patrimonio edilizio nazionale, dalle costruzioni di c.a. e di c.a.p. a quelle murarie, dalle costruzioni di legno a quelle metalliche.

Il CNR, per il tramite della propria *Commissione incaricata di formulare pareri in materia di Normativa tecnica relativa alle costruzioni*, ha avvertito tempestivamente tale esigenza e si è adoperata per soddisfarla. A tal fine essa ha promosso nel mondo accademico ed industriale una specifica iniziativa attraverso l’azione catalizzatrice di un gruppo di docenti di Scienza e di Tecnica delle costruzioni, da tempo impegnati in ricerche sugli FRP, tra i quali alcuni componenti della stessa Commissione. I docenti sono: Luigi Ascione, Andrea Benedetti, Edoardo Cosenza, Angelo Di Tommaso, Ciro

Faella, Luciano Feo, Antonio Grimaldi, Antonio La Tegola, Raimondo Luciano, Franco Maceri, Gaetano Manfredi, Giorgio Monti, Antonio Nanni, Renato Sante Olivito, Luciano Rosati, Elio Sacco, Marco Savoia, Enrico Spacone.

All'iniziativa hanno aderito quasi tutti i docenti e ricercatori italiani impegnati in questo settore emergente e promettente delle costruzioni, i responsabili tecnici delle maggiori ditte produttrici e installatrici di rinforzi di materiale composito, nonché rappresentanti di enti e di società che utilizzano i materiali fibrorinforzati per il consolidamento di manufatti e opere d'arte.

I loro nominativi e le relative affiliazioni sono riportati in coda al testo (*ndr della edizione 2004*).

A partire dal 15 gennaio 2004, essi sono stati impegnati nella redazione di un documento rispondente ai requisiti sopra delineati ed articolato nelle seguenti parti:

- Materiali
- Concetti basilari del rinforzo con FRP e problematiche speciali
- Rinforzo di strutture di c.a. e di c.a.p.
- Rinforzo di strutture murarie
- Rinforzo di strutture metalliche
- Rinforzo di strutture di legno
- Nuove costruzioni con l'impiego di FRP.

Il documento è stato inoltre concepito con un intento informativo ed esplicativo, indispensabile per la diffusione, in ambito professionale, delle conoscenze meccaniche e tecnologiche basilari per l'utilizzo dei nuovi materiali.

Dopo sei mesi di intensa ed appassionata attività di lavoro, sono pronte per la pubblicazione le prime quattro parti; la pubblicazione delle rimanenti altre è invece prevista entro il prossimo anno 2005.

Di seguito è riportato un elenco di rilevanti progetti di ricerca sui materiali compositi, finanziati dal MIUR e dal CNR nei cinque anni precedenti il 2004, che hanno contribuito a far maturare le condizioni per l'avvio della redazione del documento.

- 1998-2000: Ricerca PRIN dal titolo: "I materiali compositi nelle costruzioni civili", Coordinatore Nazionale: Prof. Luigi Ascione;
- 2000-2002: Ricerca PRIN dal titolo: "Rinforzo strutturale del costruito con materiali compositi: individuazione di linee guida progettuali per l'affidabilità e la durabilità", Coordinatore Nazionale: Prof. Luigi Ascione;
- 2002-2004: Ricerca PRIN dal titolo: "Rinforzo attivi e passivi con l'utilizzo di materiali compositi nel costruito e per l'innovazione tecnologica nelle costruzioni civili", Coordinatore Nazionale: Prof. Luigi Ascione;
- 2002-2003: Ricerca PRIN dal titolo: "L'impiego dei compositi nel rinforzo sismico di strutture in cemento armato", Coordinatore Nazionale: Prof. G. Manfredi;
- 2003-2005: Ricerca PRIN dal titolo: "L'impiego di materiali con microstruttura per l'innovazione tecnologica delle strutture civili", Coordinatore Nazionale: Prof. Franco Maceri;
- 2003-2005: Ricerca PRIN dal titolo: "Comportamento e criteri di progetto nell'adeguamento con compositi di strutture in c.a.", Coordinatore Nazionale: Prof. Antonio Nanni;

- 2003-2005: Ricerca dal titolo "Modellazione di materiali innovativi per la salvaguardia strutturale", (Coordinatore: Prof. Luigi Ascione), nell'ambito del Progetto Strategico MIUR (legge 449/97) dal titolo "Diagnosi e salvaguardia di manufatti architettonici con particolare riferimento agli effetti derivanti da eventi sismici ed altre calamità naturali", Coordinatore Nazionale: Prof. Franco Maceri;
- 2003-2005: Ricerca dal titolo "Effetti delle proprietà reologiche dei materiali compositi negli interventi strutturali per l'ingegneria civile" (Coordinatore: Prof. Marco Savoia) nell'ambito del Progetto Strategico MIUR (legge 449/97) dal titolo "Materiali compositi per applicazioni strutturali di rilevante interesse industriale", Coordinatore Nazionale: Prof. Sesto Viticoli;
- 2003-2005 Ricerca dal titolo "Strutture in materiale composito" (Coordinatore: prof. Franco Maceri) nell'ambito del Progetto Strategico MIUR (legge 449/97) dal titolo "Materiali compositi per applicazione strutturali di rilevante interesse industriale", Coordinatore nazionale prof. Sesto Viticoli;
- 2003: Centro di Eccellenza su "Compositi strutturali per applicazioni innovative nell'ingegneria civile", con sede presso l'Università di Napoli, Responsabile: Prof. Edoardo Cosenza.

1.4 CONTENUTO E SCOPO DELLE ISTRUZIONI

Scopo delle presenti Istruzioni è quello di fornire, nell'ambito delle Norme attualmente vigenti, un documento orientativo per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento strutturale mediante l'utilizzo di materiali compositi fibrorinforzati, costituiti da matrici polimeriche termoidurenti e da fibre lunghe continue di carbonio, vetro, arammide o microtrefoli (denominati altrimenti trecce) di acciaio. Tali materiali sono comunemente denominati FRP (o anche sistemi FRP), acronimo di *Fiber Reinforced Polymers* (più propriamente CFRP nel caso delle fibre di carbonio, GFRP nel caso delle fibre di vetro, AFRP in quello delle fibre di arammide, SFRP nel caso di microtrefoli di acciaio. Le Istruzioni, per loro genesi e natura, non sono infatti norme cogenti ma rappresentano esclusivamente un aiuto per i tecnici a filtrare con discrezione la ponderosa bibliografia, nazionale ed internazionale, che la letteratura specifica mette a disposizione, lasciando comunque agli stessi la responsabilità finale delle scelte operate.

Il documento tratta i seguenti argomenti:

- Materiali;
- Concetti basilari del rinforzo con FRP e problematiche speciali;
- Rinforzo di strutture di c.a. e di c.a.p.;
- Rinforzo di strutture murarie;
- Esempi di progettazione di sistemi di rinforzo FRP.

Nell'ambito del rinforzo delle strutture di c.a. e di c.a.p. e di quelle murarie sono inoltre fornite specifiche indicazioni concernenti le costruzioni in zona sismica, in linea con i più recenti orientamenti recepiti nelle Normative nazionali ed internazionali.

La trattazione del primo argomento comprende, in tre apposite appendici (Appendici A, B e C), informazioni specifiche relative alle fasi degli FRP ed alle loro caratteristiche fisico-meccaniche, alle tecniche di produzione ed alla natura dei legami costitutivi. L'impostazione di tali appendici è volutamente di tipo didattico avendo esse la precipua finalità di fornire al lettore inesperto nozioni di natura tecnologica e meccanica ritenute basilari per un uso consapevole dei materiali compositi in campo strutturale. In particolare, sono evidenziate le differenze peculiari presentate da tali materiali rispetto a quelli usualmente utilizzati, dal comportamento isotropo, con particolare riguardo ai legami costitutivi ed alle verifiche di resistenza.

Gli altri argomenti sono impostati secondo lo stile usuale dei documenti tecnici pubblicati dal CNR e recanti istruzioni in campo strutturale. L'approccio seguito è quello ampiamente condiviso degli Eurocodici, seguendo il quale le diverse proposizioni sono contraddistinte da un numero d'ordine. Il documento comprende le seguenti Appendici:

- Appendice A, Fasi costituenti degli FRP e loro caratteristiche fisico-meccaniche;
- Appendice B, Tecniche di produzione;
- Appendice C, Legame costitutivo degli FRP e criteri di rottura;
- Appendice D, Distacco dal supporto di rinforzi EBR e NSM;
- Appendice E, Rinforzo a pressoflessione di elementi di c.a.;
- Appendice F, Legame costitutivo del calcestruzzo confinato;
- Appendice G, Derivazione della formula dell'apertura delle fessure in elementi in c.a. rinforzati con materiali FRP;
- Appendice H, Esempi di progettazione di rinforzi FRP su strutture di c.a.;
- Appendice I, Esempi di progettazione di rinforzi FRP su strutture murarie.

1.5 SIMBOLOGIA

Si riporta di seguito il significato dei principali simboli utilizzati nel documento.

Notazioni generali

$(.)_c$	valore della grandezza $(.)$ riferita al calcestruzzo
$(.)_{cc}$	valore della grandezza $(.)$ riferita al calcestruzzo confinato
$(.)_d$	valore di progetto (o di calcolo) della grandezza $(.)$
$(.)_f$	valore della grandezza $(.)$ riferita al composito fibrorinforzato
$(.)_{fib}$	valore della grandezza $(.)$ riferita alle fibre
$(.)_k$	valore caratteristico della grandezza $(.)$
$(.)_m$	valore della grandezza $(.)$ riferita alla muratura
$(.)_{mat}$	valore della grandezza $(.)$ riferita alla matrice
$(.)_{mc}$	valore della grandezza $(.)$ riferita alla muratura confinata
$(.)_R$	valore della grandezza $(.)$ vista come resistenza
$(.)_s$	valore della grandezza $(.)$ riferita all'acciaio
$(.)_S$	valore della grandezza $(.)$ vista come sollecitazione

Lettere romane maiuscole

A_c	area della sezione di calcestruzzo, al netto delle armature metalliche
$A_{c,ef}$	area della sezione di calcestruzzo efficace in trazione
A_f	area del rinforzo di FRP
$A_{f,i}$	area del rinforzo inclinato di FRP
A_{fib}	area delle fibre
A_F	area delle fibre di sistemi NSM
A_{fv}	area della staffa di fibra resistente a taglio
A_R	area della resina di sistemi NSM
A_s	area del rinforzo interno in acciaio
A_{s1}	area delle armature metalliche in trazione
A_{s2}	area delle armature metalliche in compressione
A_t	area resistente del singolo trefolo
B_f	larghezza del rinforzo ancorato
B_p	larghezza della piastra di ancoraggio
D	diametro della sezione circolare in calcestruzzo

E_c	modulo di elasticità normale del calcestruzzo
$E_{c,eff}$	modulo di elasticità normale efficace del calcestruzzo
E_d	valore di progetto della generica domanda
E_{ds}	modulo ridotto delle barre di armatura longitudinali
E_f	modulo di elasticità normale del rinforzo di FRP
E_F	modulo di elasticità normale della fibra
E_{fib}	modulo di elasticità normale della fibra
E_h	modulo elastico del sistema omogeneizzato costituito dal rinforzo e dallo strato di regolarizzazione
E_H	modulo elastico omogeneizzato del sistema NSM
E_i	modulo di elasticità tangenziale delle armature metalliche
E_{mat}	modulo di elasticità normale della matrice
E_R	modulo di elasticità normale della resina di sistemi NSM
E_r	modulo di elasticità normale dello strato di regolarizzazione
E_s	modulo di elasticità normale delle armature metalliche
FC	fattore di confidenza
$F_{A,1}$	forza massima che può trasmettere una striscia di FRP ancorata
$F_{anc,d}$	sforzo massimo di trazione in una striscia FRP adeguatamente ancorata con fiocchi
$F_{max,m}$	valore medio della massima forza di trazione trasmissibile da un rinforzo di FRP al supporto
$F_{max,d}$	valore di progetto della massima forza di trazione trasmissibile da un rinforzo di FRP al supporto
F_{pd}	valore di progetto della massima forza di ancoraggio trasmissibile da un rinforzo di FRP incollato su una muratura in presenza di un'azione normale al piano di adesione
F_{fu}	valore della forza ultima del rinforzo di FRP
G_a	modulo di elasticità tangenziale dell'adesivo
G_c	modulo di elasticità tangenziale del calcestruzzo
I_o	momento di inerzia della sezione di c.a. fessurata e non rinforzata
I_1	momento di inerzia della sezione di c.a. fessurata e rinforzata con FRP
I_2	momento di inerzia della sezione in c.a. fessurata senza il rinforzo esterno in FRP e con le armature in acciaio omogeneizzate
I_{2r}	momento d'inerzia della sezione omogeneizzata tenendo conto sia dell'armatura interna in acciaio sia del rinforzo esterno in FRP ed ipotizzata parzializzata
I_c	momento di inerzia della sezione omogeneizzata
I_f	momento di inerzia del rinforzo di FRP rispetto al proprio asse baricentrico, parallelo all'asse neutro della trave
L	Larghezza del pannello in muratura
L_s	Lunghezza del fiocco di ancoraggio
M_{cr}	momento che induce fessurazione nella sezione
M_{Rd}	momento resistente di progetto della sezione rinforzata con FRP
M_{Sd}	momento flettente sollecitante di progetto
M_0	momento flettente sollecitante la sezione di c.a. all'atto dell'applicazione del rinforzo di FRP
M_1	momento flettente sollecitante la sezione di c.a. rinforzata con FRP dovuto ai carichi applicati successivamente all'intervento
M_{max}	momento agente nella sezione più sollecitata dell'elemento valutato con riferimento alla combinazione di carico caratteristica
N_f	numero di filati per unità di larghezza
N_M	forza di compressione complessiva derivante dal serraggio dei bulloni
N_t	numero di trefoli
$N_{DB,k}$	valore caratteristico della massima forza che causa la crisi per debonding del fiocco dal rinforzo FRP oggetto dell'ancoraggio
$N_{FR,k}$	valore caratteristico della massima forza che causa la crisi per rottura a trazione delle fibre del

fiocco

$N_{S,m}$	valore caratteristico della massima forza che causa la crisi per scorrimento
$N_{PO,m}$	valore caratteristico della massima forza che causa la crisi per pull-out del fiocco dal substrato
$N_{Rcc,d}$	resistenza di progetto a compressione centrata dell'elemento di c.a. confinato con FRP
$N_{Rmc,d}$	resistenza di progetto a compressione centrata della muratura confinata con FRP
N_{Sd}	sforzo normale sollecitante di progetto
N_1	forza di compressione derivante dal serraggio del singolo bullone
P_{fib}	frazione in peso delle fibre
P_{mat}	frazione in peso della matrice
R_b	raggio di curvatura della piega di fiocchi di ancoraggio
R_d	valore di progetto della generica resistenza
T_g	temperatura di transizione vetrosa della resina
T_{mat}	temperatura di fusione della resina
T_{Rd}	resistenza di progetto a torsione dell'elemento di c.a. rinforzato con FRP
$T_{Rd,f}$	resistenza del rinforzo di FRP
$T_{Rd,c}$	resistenza della biella compressa di calcestruzzo
$T_{Rd,l}$	resistenza dell'armatura dell'armatura longitudinale di acciaio
$T_{Rd,s}$	resistenza dell'armatura trasversale di acciaio
T_{Sd}	momento torcente sollecitante di progetto
T_x	titolo del filato in direzione x
V_{fib}	frazione in volume delle fibre
V_{Rd}	resistenza di progetto a taglio dell'elemento rinforzato con FRP
$V_{Rd,c}$	contributo della biella compressa di calcestruzzo alla resistenza a taglio di progetto
$V_{Rd,s}$	contributo delle armature metalliche trasversali alla resistenza a taglio di progetto
$V_{Rd,f}$	contributo del rinforzo di FRP alla resistenza a taglio di progetto
V_{Sd}	taglio sollecitante di progetto
$V_{Rd,m}$	contributo della muratura alla resistenza a taglio di progetto della muratura rinforzata
X_k	valore caratteristico della generica proprietà di resistenza o di deformazione di un rinforzo FRP
X_d	valore di progetto della generica proprietà di resistenza o di deformazione di un rinforzo FRP

Lettere romane minuscole

b	base della sezione
b_f	larghezza del rinforzo di FRP
b_G	distanza della barra NSM dal bordo della trave in calcestruzzo
b_h	larghezza del sistema omogeneizzato
c	valore massimo tra il copriferro geometrico verticale e quello orizzontale dell'armatura interna in acciaio
d	altezza utile della sezione
d_a	diametro nominale di fiocchi di ancoraggio
d_g	profondità dell'intaglio di sistemi NSM
d_{min}	minima dimensione trasversale dell'elemento
f_{bm}	resistenza media a compressione dei blocchi che costituiscono la muratura
f_{btm}	resistenza media a trazione dei blocchi che costituiscono la muratura
f_{bRm}	valore medio della tensione tangenziale residua in sistemi NSM
f_{bd}	resistenza di progetto dell'adesione tra rinforzo di FRP e calcestruzzo (o muratura)
f_c	resistenza (cilindrica) a compressione del calcestruzzo
f_{ccd}	resistenza di progetto del calcestruzzo confinato
f_{cd}	resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo
f_{cm}	resistenza media a compressione del calcestruzzo
f_{ctm}	valore medio della resistenza a trazione del calcestruzzo
f_f	resistenza del rinforzo di FRP

f_{fd}	resistenza di progetto del rinforzo di FRP
f_{fdm}	resistenza medio del distacco del rinforzo di FRP (modalità 1)
f_{fdd}	resistenza di progetto al distacco del rinforzo di FRP (modalità 1)
$f_{fdd,2}$	resistenza di progetto al distacco del rinforzo di FRP (modalità 2)
$f_{fdd,anc}$	resistenza di progetto al distacco del rinforzo di FRP in presenza di ancoraggi
$f_{fdd,rid}$	resistenza di progetto ridotta al distacco del rinforzo di FRP
f_{fed}	resistenza efficace di progetto del rinforzo a taglio di FRP
f_{fib}	resistenza delle fibre
f_{fk}	resistenza caratteristica a trazione del rinforzo di FRP
f_{fak}	resistenza caratteristica a trazione del fiocco di ancoraggio
f_{fpd}	resistenza di progetto al distacco del rinforzo di FRP in direzione radente
f_l	pressione di confinamento
$f_{l,eff}$	pressione efficace di confinamento
f_{mat}	resistenza della matrice
f_{mm}	resistenza media a compressione della muratura
f_{mm}^h	resistenza media a compressione della muratura in direzione orizzontale
f_{mcd}	resistenza di progetto a compressione della muratura confinata con FRP
f_{md}	resistenza di progetto a compressione della muratura
f_{md}^h	resistenza di progetto a compressione della muratura in direzione orizzontale
f_{mtm}	valore medio della resistenza a trazione della muratura
f_{vk}	resistenza caratteristica a taglio della muratura
f_{v0m}	valore medio della resistenza a taglio in assenza di compressione del calcestruzzo al di sotto della piastra di ancoraggio
f_{vm}	resistenza media a taglio della muratura
f_y	resistenza allo snervamento delle armature longitudinali misurata <i>in situ</i>
f_{yd}	resistenza di progetto allo snervamento delle armature longitudinali
f_{Rck}	valore caratteristico della resistenza a compressione della resina utilizzata per l'incollaggio di fiocchi di ancoraggio
f_{Rm}	valori medi delle resistenze a compressione della resina di sistemi NSM
f_{Rtk}	valore caratteristico della resistenza a trazione della resina utilizzata per l'incollaggio di fiocchi di ancoraggio
f_1	valore della freccia calcolata nell'ipotesi di sezione non fessurata
f_2	valore della freccia calcolata nell'ipotesi di sezione fessurata
h	altezza della sezione
$h_{c,ef}$	altezza effica dell'area della sezione di calcestruzzo efficace in trazione
h_e	profondità minima di ancoraggio del gambo di fiocchi di ancoraggio
h_w	altezza dell'anima della trave
k_b	coefficiente correttivo di tipo geometrico
k_c	coefficiente calibrato su base sperimentale pari a 2.0
k_{eff}	coefficiente di efficienza dell'azione di confinamento
k_{FAN}	coefficiente correttivo pari a 0.5
k_{FR}	coefficiente correttivo della tensione tangenziale residua
k_{SL}	coefficiente correttivo dello spostamento massimo del legame di aderenza
k_k	coefficiente calibrato su base sperimentale che restituisce il valore caratteristico dello sforzo normale massimo in presenza di connettori sfioccati
k_{id}	coefficiente che tiene conto della concentrazione di tensioni tangenziali e normali
k_q	coefficiente correttivo funzione della condizione di carico
k_{Gk}	valore caratteristico (frattile 5%) del coefficiente adimensionale calibrato
$k_{Gm,2}$	valore medio del coefficiente correttivo calibrato
k_H	coefficiente di efficienza orizzontale
k_l	coefficiente di intensificazione della forza di distacco

k_V	coefficiente di efficienza verticale
k_α	coefficiente di efficienza legato all'inclinazione α delle fibre rispetto all'asse longitudinale dell'elemento confinato
$k_{\phi/p}$	coefficiente che dipende dalla distribuzione delle tensioni tangenziali
k_{fl}	fattore che tiene conto della distribuzione delle tensioni prima della fessurazione
l	lunghezza della trave
l_E	lunghezza di trasferimento (distanza tra sezione fessurata e sezione in assenza di scorrimento)
ℓ_b	lunghezza aderente del rinforzo
ℓ_{ed}	lunghezza ottimale di ancoraggio di progetto
$\ell_{ed,min}$	lunghezza ottimale di ancoraggio minima
ℓ_e	lunghezza ottimale di ancoraggio in sistemi EBR
ℓ_{e1}, ℓ_{e2}	lunghezze ottimali di ancoraggio in sistemi NSM
n	numero di strati di barre che compongono l'armatura interna in zona tesa
n_A	numero di fiocchi di ancoraggio in metà trave
$n_{A,eff}$	numero di fiocchi di ancoraggio efficaci
n_b	numero di bulloni che fissano la piastra di ancoraggio al substrato
n_s	numero di facce del pannello di nodo rinforzate
n_{str}	numero di strisce applicate sul pannello di nodo
n_z	numero di fiocchi di ancoraggio sulla striscia in FRP fino all'ascissa z
p_b	distanza tra gli strati di barre nel confinamento di colonne murarie
p_F	perimetro del rinforzo NSM
p_f	passo di strisce o di cerchiature di FRP
p_G	perimetro dell'intaglio bagnato dalla resina di sistemi NSM
p_t	massa del tessuto per unità di area
r_c	raggio di curvatura realizzato in corrispondenza dello spigolo della sezione rinforzata
s	scorrimento di interfaccia
s_G	distanza tra due barre NSM consecutive
$s_{r,max}$	distanza massima tra le fessure
s_{max}	scorrimento massimo del legame di aderenza
s_y	distanza in verticale tra strati di barre che compongono l'armatura interna in zona tesa
s_u	scorrimento di interfaccia corrispondente al completo distacco dal supporto
t_a	spessore nominale dell'adesivo
t_c	spessore dello strato di calcestruzzo partecipante alla deformabilità dell'interfaccia
t_f	spessore del rinforzo di FRP
t_r	spessore medio dello strato di regolarizzazione
t_h	spessore del sistema omogeneizzato costituito dal rinforzo e dallo strato di regolarizzazione
u_s	perimetro a contatto con il calcestruzzo delle armature interne in acciaio
u_f	perimetro a contatto con il calcestruzzo del rinforzo esterno in FRP
w_g	larghezza dell'intaglio di sistemi NSM
w_f	larghezza della singola striscia del sistema di rinforzo FRP
x	distanza dell'asse neutro dall'estremo lembo compresso della sezione retta
z	distanze relative al posizionamento dei fiocchi

Lettere greche maiuscole

Γ_{Fk}	valore caratteristico dell'energia specifica di frattura
Γ_{Fd}	valore di progetto dell'energia specifica di frattura
Γ_{Fm}	valore medio dell'energia specifica di frattura
Γ_{F1m}	valore medio dell'energia specifica di frattura sottesa dal solo ramo rigido-softening, del legame di aderenza del rinforzo NSM
Δ	distanza

Lettere greche minuscole

α_s	coefficienti di omogeneizzazione delle armature in acciaio
α_f	coefficienti di omogeneizzazione del rinforzo di FRP
α_{fl}	angolo di inclinazione delle fibre
β	angolo di inclinazione delle fibre rispetto all'asse longitudinale dell'elemento
β_i	angolo di inclinazione delle fibre utilizzate per rinforzare i nodi in c.a.
β_1	coefficienti tiene conto del tempo di applicazione del carico
γ	coefficiente di tension–stiffening
γ_m	fattore parziale per materiali o prodotti
γ_{Rd}	fattore parziale per i modelli di resistenza
δ	allungamenti
ε_o	deformazione del calcestruzzo al lembo teso prima dell'applicazione del rinforzo
ε_c	deformazione del calcestruzzo al lembo compresso
ε_{cm}	deformazione media nel calcestruzzo teso nel concio tra due fessure consecutive
ε_{ccu}	deformazione ultima di progetto del calcestruzzo confinato
ε_{co}	deformazione del calcestruzzo al lembo compresso prima dell'applicazione del rinforzo
ε_f	deformazione del rinforzo di FRP
ε_{fd}	deformazione massima di progetto del rinforzo di FRP
ε_{fdd}	deformazione massima di progetto nel composito di FRP per distacco dal supporto di estremità (modo 1)
$\varepsilon_{fdd,anc}$	deformazione massima di progetto nel composito di FRP per distacco dal supporto in presenza di ancoraggi
$\varepsilon_{fd,rid}$	valore ridotto della deformazione massima di progetto del rinforzo di FRP nel confinamento di elementi di c.a. o di muratura
ε_{fmax}	valore limite della deformazione del rinforzo di FRP
ε_{fk}	deformazione caratteristica a rottura per trazione del rinforzo di FRP
ε_{fu}	valore della deformazione ultima del rinforzo di FRP
$\varepsilon_{fdd,2}$	deformazione massima di progetto nel composito di FRP per distacco dal supporto intermedio (modo 2)
ε_{mcu}	deformazione ultima a compressione della muratura confinata
ε_{mu}	deformazione ultima a compressione della muratura
ε_{s1}	deformazione dell'armatura metallica in trazione
ε_{s2}	deformazione dell'armatura metallica in compressione
ε_{sm}	deformazione media nell'armatura interna in acciaio nel concio tra due fessure consecutive
ε_{sy}	deformazione di calcolo dell'armatura preesistente in corrispondenza dello snervamento
ε_{yd}	valore di progetto della deformazione di snervamento dell'armatura metallica
φ	coefficiente di viscosità del calcestruzzo
ϕ_s	diametro delle barre di armatura interna in acciaio
λ	angolo di semi-apertura delle fibre di fiocchi di ancoraggio
μ_R	coefficiente d'attrito
ϑ	angolo di inclinazione delle bielle compresse
η	fattore di conversione
η_a	fattore di conversione ambientale
ν_{fib}	coefficiente di Poisson delle fibre
ν_{mat}	coefficiente di Poisson della matrice
ψ	risultante delle tensioni di compressione nel calcestruzzo
ψ_a	angolo di piegatura della parte infissa di fiocchi di ancoraggio
ρ_{fib}	densità delle fibre
ρ_{mat}	densità della matrice

$\rho_{s+FRP,ef}$	percentuale efficace di rinforzo
σ_c	tensione nel calcestruzzo
σ_f	tensione nel rinforzo di FRP
σ_N	tensione normale prodotta dal serraggio dei bulloni
$\sigma_{nt,Rd}$	resistenza di progetto a trazione diagonale del nodo rinforzato
$\sigma_{nt,Rd,c}$	capacità a trazione diagonale del calcestruzzo
$\sigma_{nt,Rd,f}$	capacità a trazione diagonale del sistema di rinforzo FRP
σ_s	tensione nelle armature metalliche tese
σ_{Sd}	tensione normale al paramento murario agente in corrispondenza della superficie di adesione tra il rinforzo di FRP e la muratura
σ_{sw}	tensione di trazione nelle staffe
$\tau_{b,e}$	tensione tangenziale equivalente all'interfaccia adesivo-calcestruzzo
τ_{bms}	tensione media di aderenza agente all'interfaccia tra barre interne in acciaio e calcestruzzo
$\tau_{Rb,k}$	tensione tangenziale resistenza a distacco della resina
ζ_1^2	coefficiente adimensionale

2 MATERIALI

2.1 INTRODUZIONE

Come già richiamato, il presente documento ha per oggetto alcune specifiche applicazioni strutturali dei materiali compositi costituiti da matrici polimeriche termoidurenti e da fibre lunghe continue di carbonio, vetro, arammide o microtrefoli (detti anche trecce), comunemente denominati FRP, acronimo di *Fiber Reinforced Polymers* (più propriamente CFRP nel caso delle fibre di carbonio, GFRP nel caso delle fibre di vetro, AFRP in quello delle fibre di arammide, SFRP nel caso di microtrefoli o trecce di acciaio). Nel prosieguo il termine ‘fibre’ sarà anche utilizzato per riferirsi ai microtrefoli degli SFRP (*Steel Fiber Reinforced Polymers*). Dal punto di vista costitutivo, i materiali FRP sono eterogenei ed anisotropi e presentano un comportamento prevalentemente elastico lineare fino a rottura. Oltre alle svariate ed ormai consolidate applicazioni nel campo dell’ingegneria aeronautica, navale e meccanica, essi trovano largo impiego nella riabilitazione e nel consolidamento delle strutture civili, cui le presenti Istruzioni sono specificamente dedicate. I vantaggi degli FRP sono molteplici: leggerezza, elevate proprietà meccaniche, caratteristiche anticorrosive.

I compositi per il rinforzo strutturale sono disponibili in diverse geometrie: dalle lamine pultruse, caratterizzate da una disposizione unidirezionale delle fibre ed utilizzate preferibilmente per placcare superfici regolari, ai tessuti bidirezionali, facilmente adattabili alla forma dell’elemento strutturale rinforzato. Gli FRP risultano competitivi in tutti quei casi in cui sia necessario limitare l’impatto estetico sulla struttura originaria o garantire un’adeguata reversibilità dell’intervento (edifici di interesse storico o artistico), ovvero quando la limitatezza dello spazio a disposizione renderebbe difficile il ricorso a tecniche tradizionali.

Esistono sul mercato anche altri tipi di materiali compositi, differenti per la natura della matrice (matrice inorganica) o delle fibre (fibre discontinue o continue ma costituite da materiali differenti, come ad esempio il basalto). Tali compositi si sono rivelati particolarmente promettenti per specifiche applicazioni. Alcuni di essi saranno trattati in altri documenti tecnici che il CNR potrà pubblicare.

Il Capitolo 2 è dedicato alla classificazione dei sistemi di rinforzo realizzati con FRP, alla loro qualificazione, certificazione ed accettazione in cantiere, nonché ai compiti e responsabilità degli operatori.

Il lettore che desiderasse approfondire le proprie conoscenze sulle tecnologie di produzione dei materiali compositi fibrorinforzati, sulle loro proprietà meccaniche e sui competenti criteri di resistenza può avvalersi, oltre che dei numerosi testi disponibili in letteratura, delle Appendici A, B e C delle presenti Istruzioni.

2.2 CLASSIFICAZIONE DEI SISTEMI DI RINFORZO

(1) Dal punto di vista morfologico, i sistemi di rinforzo realizzati con materiali FRP sono distinti in:

- sistemi preformati (*precured systems*) (§ 2.2.2), costituiti da componenti di varia forma (lamine, nastri, barre o altro) preparati in stabilimento mediante pultrusione, o altri processi produttivi di comprovata validità tecnologica, ed incollati all’elemento strutturale da rinforzare;
- sistemi impregnati in situ (es. *wet lay-up systems*) (§ 2.2.3), costituiti da fogli o tessuti o fiocchi di fibre uni o multidirezionali impregnati con una resina che può fungere anche da adesivo con il substrato interessato (es. calcestruzzo, muratura, ...);
- sistemi preimpregnati (*prepreg systems*) (§2.2.4), costituiti da fogli o tessuti di fibre uni o multidirezionali preimpregnati con resina parzialmente polimerizzata ed incollati al substrato da rinforzare con (o senza) l’uso di resine aggiuntive.

I sistemi di rinforzo realizzati con materiali SFRP rientrano nella categoria dei sistemi impregnati *in situ*. Per i sistemi SFRP, i microtrefoli devono essere realizzati in accordo con la norma UNI EN ISO 16120 Parti 1- 4 e, con riferimento alle proprietà meccaniche e geometriche, incluso anche l'angolo di torsione dei fili di acciaio, in accordo con la norma ISO 17832. Come protezione dalla corrosione, i microtrefoli devono avere un rivestimento zincato realizzato secondo la norma UNI EN 10244-2 o ASTM A475 con una massa minima di 22g/kg (0.35 oz./lb.).

(2) Dal punto di vista meccanico, nell'ambito delle presenti Istruzioni, i suddetti sistemi sono classificati in base ai valori del modulo elastico e della tensione di rottura. Tali grandezze, valutate in regime di trazione uniassiale nella direzione delle fibre, devono essere riferite, nel caso dei sistemi di rinforzo preformati, all'unità di superficie complessiva del composito FRP (fibre e matrice); nel caso invece dei sistemi realizzati *in situ*, all'area delle sole fibre secche o dei microtrefoli del composito. I valori del modulo elastico e della resistenza a trazione devono risultare opportunamente stabili nei confronti del degrado indotto sul composito da azioni ambientali.

La già menzionata classificazione è congruente con quella adottata in Italia nella “Linea guida per la identificazione, la qualificazione ed il controllo di accettazione di compositi fibrorinforzati a matrice polimerica (FRP) da utilizzarsi per il consolidamento strutturale di costruzioni esistenti”, di cui al successivo punto 2.3.

2.2.1 Proprietà meccaniche dei sistemi di rinforzo

(1) Nei compositi fibrorinforzati le fibre svolgono il ruolo di elementi portanti sia in termini di resistenza che di rigidità. La matrice, oltre a proteggere le fibre, funge da mezzo di trasferimento degli sforzi tra fibra e fibra ed eventualmente tra queste e l'elemento strutturale da rinforzare. Nella maggioranza dei casi i compositi sono costituiti da fibre caratterizzate da resistenza e rigidità elevate, nonché da valori della deformazione a rottura inferiori a quelli della matrice.

In Figura 2-1 sono rappresentati qualitativamente i legami costitutivi di un materiale fibrorinforzato unidirezionale e delle sue fasi costituenti: matrice e fibre. Il composito esibisce rispetto alle fibre una rigidità inferiore ma la medesima deformazione a rottura, $\varepsilon_{\text{fib,max}}$. Infatti, una volta superata tale deformazione, diviene impossibile il trasferimento degli sforzi dalla matrice alle fibre.

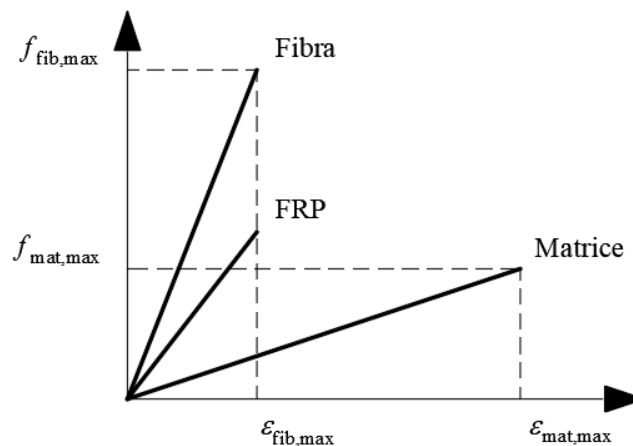


Figura 2-1 – Legami costitutivi di fibre, matrice e corrispondente composito, con riferimento al comportamento in trazione longitudinale.

A puro scopo esemplificativo, nella Tabella 2-1 sono confrontati i valori medi di alcune proprietà meccaniche di un sistema preformato di tipo unidirezionale con quelli delle corrispondenti fibre. I valori del modulo di elasticità normale e della tensione di rottura del composito nella direzione delle

fibre sono inferiori a quelli delle fibre, mentre i valori delle deformazioni ultime a trazione di fibre e composito sono tra loro comparabili.

Tabella 2-1 – Confronto tra proprietà meccaniche di un sistema preformato con quelle delle corrispondenti fibre.

Sistemi preformati	Modulo di elasticità normale [GPa]		Tensione di rottura [MPa]		Deformazione a rottura [%]	
	FRP E_f	Fibre E_{fib}	FRP f_f	Fibre f_{fib}	FRP ε_{fu}	Fibre $\varepsilon_{fib,u}$
CFRP (basso modulo)	160	210-230	2800	3500-4800	1.6	1.4-2.0
CFRP (alto modulo)	300	350-500	1500	2500-3100	0.5	0.4-0.9

(2) Nel caso di compositi di tipo unidirezionale è possibile, con ragionevole approssimazione, stimare il loro comportamento meccanico mediante modelli micromeccanici; ad esempio, utilizzando la regola delle miscele (eq. (9.5) in Appendice C):

$$E_f = V_{fib} \cdot E_{fib} + (1 - V_{fib}) \cdot E_{mat} \quad (2.1)$$

$$f_f \cong V_{fib} \cdot E_{fib} + (1 - V_{fib}) \cdot f_{mat} \quad (2.2)$$

dove, in aggiunta alle quantità già introdotte in Tabella 2-1, V_{fib} è la frazione volumetrica delle fibre (rapporto tra il volume delle fibre ed il volume totale del composito), E_{mat} e f_{mat} sono, rispettivamente, il modulo di elasticità normale e la tensione di rottura della matrice.

Si segnala che la regola delle miscele, basata sull'ipotesi di perfetta aderenza tra fibre e matrice, fornisce una stima abbastanza accurata del modulo di elasticità normale ma non altrettanto affidabile della resistenza.

Possibili valori elevati del rapporto tra il volume del rinforzo e quello della resina, che possono verificarsi nel caso di alcuni rinforzi FRP, ad esempio per gli SFRP, suggeriscono di utilizzare con cautela la regola delle miscele per questi rinforzi.

(3) Per la valutazione del modulo elastico e della resistenza in una specifica direzione di un composito impregnato *in situ* è invalsa la consuetudine di riferirsi all'area della sezione retta di tessuto secco disposta nella suddetta direzione.

Ciò è giustificato dalla difficoltà di quantificare le frazioni volumetriche delle fasi, per l'incertezza sull'effettiva quantità di resina messa in opera manualmente.

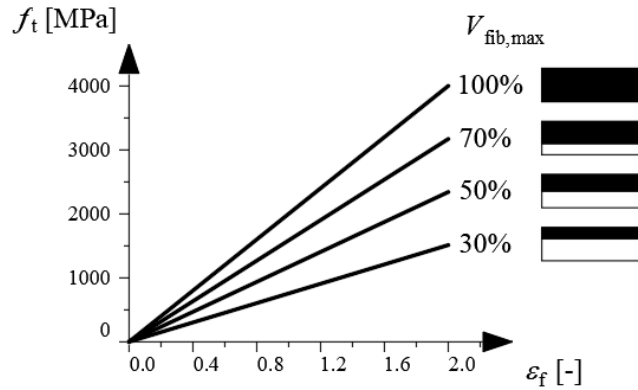
Si faccia ad esempio riferimento ad un nastro di tessuto unidirezionale di larghezza 100 mm (area delle fibre: $A_{fib} = 70 \text{ mm}^2$), impregnato con diverse quantità di resina. Le proprietà dei singoli componenti sono riportate in Tabella 2-2. L'influenza del contenuto di resina sui valori delle proprietà meccaniche nella direzione delle fibre, stimati attraverso le eqq. (2.1) e (2.2), è evidenziata nella Tabella 2-3 e nella Figura 2-2.

Tabella 2-2 – Proprietà dei componenti.

Fibre	Matrice
$E_{fib} = 220 \text{ GPa}$	$E_{mat} = 3 \text{ GPa}$
$f_{fib} = 4000 \text{ MPa}$	$f_{mat} = 80 \text{ N MPa}$

Tabella 2-3 – Influenza della frazione volumetrica V_{fib} sulle caratteristiche meccaniche di un composito.

A_{fib} [mm ²]	A_{mat} [mm ²]	A_f [mm ²]	V_{fib} [%]	E_f [GPa]	f_f [MPa]	ε_{fu} [%]	F_{fu} [kN]	$E_f \cdot A_f$ [kN]
70	0	70	100	220.0	4000	1.81	280.0	15400
70	30	100	70	154.9	2824	1.82	282.4	15490
70	70	140	50	111.5	2040	1.83	285.6	15610

**Figura 2-2** – Dipendenza del legame costitutivo del composito dalla frazione volumetrica.

Nella Tabella 2-3 e nella Figura 2-2 sono presi in considerazione valori di V_{fib} compresi tra il 30% e il 70%. Come caso limite, è anche preso in considerazione il valore 100% della frazione volumetrica delle fibre.

Dalla Tabella 2-3 si evince che le proprietà meccaniche del composito (E_f ed f_f) sono sensibilmente influenzate dalla frazione volumetrica V_{fib} .

Lo stesso non accade per i valori della forza ultima di rottura, $F_{fu} = f_f A_f$, e della rigidezza estensionale, $E_f A_f$, del nastro, ai quali è quindi preferibile riferirsi.

Infatti, tali quantità presentano variazioni trascurabili (3-4%) dal momento che eventuali riduzioni dei valori dei fattori E_f e f_f sono compensate dall'incremento dell'altro fattore, cioè dell'area complessiva della sezione trasversale del tessuto impregnato, A_f .

2.2.2 Sistemi preformati

(1) Le proprietà meccaniche dei compositi preformati, f_f ed E_f , sono valutate per il tramite delle seguenti relazioni:

$$f_f = \frac{F_{fu}}{A_f} \quad (2.3)$$

$$E_f = \frac{F_{fu}}{A_f \cdot \varepsilon_{fu}} \quad (2.4)$$

essendo F_{fu} ed ε_{fu} , rispettivamente, la forza e la deformazione ultima, determinate sperimentalmente, ed A_f l'area della sezione retta del preformato.

(2) I compositi preformati sono generalmente caratterizzati da una disposizione unidirezionale delle fibre, che permette di utilizzare, in prima approssimazione, la regola delle miscele per determinare i valori delle caratteristiche meccaniche di rigidità e di resistenza del composito.

L'approssimazione discende sostanzialmente dalla circostanza che i suddetti valori non tengono conto dell'influenza di altri importanti parametri, quali l'aderenza tra fibre e matrice, i difetti di produzione, la presenza di vuoti e/o di imperfezioni nella distribuzione o nell'allineamento delle fibre. Una valutazione più realistica richiede l'esecuzione di prove sperimentali in numero tale da fornire risultati statisticamente significativi, che tengano conto anche del livello qualitativo della tecnica produttiva adottata.

(3) Le frazioni volumetriche delle fibre variano ordinariamente tra il 50% e il 70%.

(4) Sistemi preformati in forma di barre o lamine in FRP possono essere utilizzati come rinforzo esterno applicandoli in scanalature di opportuna lunghezza sulla superficie degli elementi da rinforzare (tecnica di rinforzo NSM *Near Surface Mounted* o anche FRP-NSM).

2.2.3 Sistemi impregnati *in situ*

(1) In caso di impregnazione manuale, si consiglia di limitare la massa di tessuto presente nel singolo strato di rinforzo in modo che la grammatura non superi il valore di 600 g/m². Per grammature superiori si consiglia di verificare la completezza dell'impregnazione. In questi casi è comunque suggerito di ricorrere a sistemi meccanici di messa in opera.

(2) È sconsigliato l'impiego di un numero di strati di tessuto superiore a 5.

2.2.3.1 Determinazione di A_{fib}

(1) Per la determinazione dell'area resistente del tessuto, A_{fib} , è necessario fare riferimento alla scheda tecnica del tessuto utilizzato.

Essa deve essere riferita a ciascuna delle sue direzioni principali ed è generalmente espressa in mm² mediante la seguente relazione:

$$A_{fib} = \frac{T_x \cdot N_f}{10^4 \cdot \rho_{fib}} \cdot b_f \quad (2.5)$$

essendo T_x il titolo del filato, espresso in tex [g/km], N_f il numero di filati per unità di larghezza [n°/cm], ρ_{fib} la densità delle fibre [g/cm³], b_f la larghezza del nastro di tessuto [mm].

In alternativa, nel caso di tessuti (tessuti bilanciati per grammatura), che presentino cioè lo stesso numero di fibre nelle direzioni di trama (direzione orizzontale) ed ordito (direzione longitudinale), detta p_t la massa del tessuto per unità di area (grammatura), espressa in g/m², l'area resistente – in ciascuna delle due direzioni – può essere ricavata utilizzando la relazione:

$$A_{fib} = \frac{p_t}{2 \cdot \rho_{fib}} \cdot \frac{b_f}{10^3} \quad (2.6)$$

Per un tessuto unidirezionale la relazione (2.6) si riduce a:

$$A_{\text{fib}} = \frac{p_t}{\rho_{\text{fib}}} \cdot \frac{b_f}{10^3} \quad (2.7)$$

Talvolta, ai fini applicativi e limitatamente ai tessuti unidirezionali o bilanciati, si usa riferire l'area resistente del tessuto allo spessore di una lastra equivalente costituita dal solo materiale delle fibre. Lo spessore di tale lastra è assunto pari a:

$$t_f = \frac{A_{\text{fib}}}{b_f} \quad (2.8)$$

A titolo di esempio viene di seguito riportato il calcolo dell'area resistente di tre nastri di tessuto a base di fibre di carbonio, aventi tutti larghezza $b_f = 10$ cm: un tessuto a tela semplice (*plain weave*) non bilanciato (tessuto A); uno a tela semplice ma bilanciato (tessuto B); ed infine un tessuto unidirezionale (tessuto C). Le caratteristiche di tali tessuti sono riassunte in Tabella 2-4.

Tabella 2-4

Proprietà		Unità di misura	Tessuto A	Tessuto B	Tessuto C
Grammatura		g/m ²	187	240	304
Densità della fibra		g/cm ³	1.76	1.76	1.8
N° di fili/cm	trama	n°/cm	4	6	--
	ordito	n°/cm	8	6	3.8
Titolo	trama	tex	67	200	--
	ordito	tex	200	200	800

Nel caso del tessuto non bilanciato (tessuto A), applicando la relazione (2.5), si perviene a:

$$A_{\text{fib}}^{\text{trama}} = \frac{67 [\text{Tex}] \cdot 4 [\text{fili/cm}]}{10^4 \cdot 1.76 [\text{g/cm}^3]} \cdot 100 [\text{mm}] = 1.52 \text{ mm}^2 \quad (\text{area resistente nella direzione della trama})$$

$$A_{\text{fib}}^{\text{ordito}} = \frac{200 [\text{Tex}] \cdot 8 [\text{fili/cm}]}{10^4 \cdot 1.76 [\text{g/cm}^3]} \cdot 100 [\text{mm}] = 9.09 \text{ mm}^2 \quad (\text{area resistente nella direzione dell'ordito})$$

Nel caso del tessuto B, per entrambe le direzioni, si ottiene:

$$A_{\text{fib}} = \frac{200 [\text{Tex}] \cdot 6 [\text{fili/cm}]}{10^4 \cdot 1.76 [\text{g/cm}^3]} \cdot 100 [\text{mm}] = 6.82 \text{ mm}^2$$

$$t_f = \frac{6.82 [\text{mm}^2]}{100 [\text{mm}]} = 0.068 \text{ mm}$$

Sempre nel caso del tessuto B, utilizzando in alternativa la relazione (2.6), è agevole verificare che si perviene allo stesso risultato:

$$A_{\text{fib}} = \frac{240 [\text{g/m}^2]}{2 \cdot 10^3 \cdot 1.76 [\text{g/cm}^3]} \cdot 100 [\text{mm}] = 6.82 \text{ mm}^2$$

Infine, nel caso del tessuto unidirezionale (tessuto C), applicando le eqq. (2.7) e (2.8), risulta:

$$A_{\text{fib}} = \frac{304[\text{g/m}^2]}{10^3 \cdot 1.80[\text{g/cm}^3]} \cdot 100 [\text{mm}] = 16.89 \text{ mm}^2$$

$$t_f = \frac{16.89[\text{mm}^2]}{100[\text{mm}]} = 0.17 \text{ mm}$$

(2) Nel caso di sistemi SFRP, l'area resistente delle fibre di acciaio, A_{fib} , espressa in mm^2 , è pari al prodotto dell'area resistente del singolo trefolo, A_t , per il numero di trefoli N_t presenti nella larghezza b_f tessuto in acciaio:

$$A_{\text{fib}} = N_t \cdot A_t \quad (2.9)$$

Per la valutazione dello spessore della lastra equivalente, può essere comunque applicata l'eq. (2.8).

2.2.3.2 Caratteristiche meccaniche dei sistemi impregnati *in situ*

(1) Nell'ambito delle presenti Istruzioni, si conviene di assimilare il sistema impregnato *in situ* ad un composito equivalente costituito dal solo tessuto secco ($A_f = A_{\text{fib}}$).

Le proprietà meccaniche del composito impregnato, f_f ed E_f , devono essere valutate per il tramite delle seguenti relazioni:

$$f_f = F_{\text{fu}} / A_{\text{fib}} \quad (2.10)$$

$$E_f = F_{\text{fu}} / (A_{\text{fib}} \cdot \varepsilon_{\text{fu}}) \quad (2.11)$$

Ai fini applicativi, ove richiesto nel prosieguo, lo spessore del composito impregnato *in situ*, t_f , deve essere valutato in accordo con la relazione (2.8).

2.2.3.3 Confronto tra le caratteristiche di un laminato preformato e di un tessuto impregnato *in situ*

Ai fini progettuali, qualora si vogliano comparare le proprietà meccaniche di compositi preformati con quelle di sistemi impregnati *in situ*, possono essere utili le seguenti considerazioni esemplificative.

Si considerino allo scopo due tipi di rinforzo: il sistema 1, costituito da un tessuto unidirezionale a base di fibra di carbonio da impregnare *in situ*; il sistema 2, costituito da un composito preformato pultruso.

Si assume che entrambi i sistemi di rinforzo siano applicati mediante un adesivo epossidico.

Si espongono in Tabella 2-5 le caratteristiche meccaniche dei materiali desunte dalle rispettive schede tecniche.

Tabella 2-5

Sistema 1	Sistema 2
Tipologia: Tessuto unidirezionale CFRP e resina epossidica Installazione con tecnica <i>wet lay-up</i>	Tipologia: Laminato pultruso CFRP e resina epossidica Installazione mediante incollaggio
Proprietà meccaniche*	Proprietà meccaniche**
$t_f = 0.45 \text{ mm}$	$t_f = 1.2 \text{ mm}$
$f_f = 4200 \text{ MPa}$	$f_f = 2800 \text{ MPa}$
$\varepsilon_f = 1.8\%$	$\varepsilon_f = 1.7\%$
$E_f = 235000 \text{ MPa}$	$E_f = 165000 \text{ MPa}$

* Proprietà del composito riferite all'area delle fibre nude (o secche) (eqq. (2.10) e (2.11))

** Proprietà del composito riferite all'area complessiva del pultruso (eqq. (2.3) e (2.4)).

Per operare il confronto si suggerisce la procedura sintetizzata in Tabella 2-6.

Tabella 2-6

Sistema 1	Sistema 2
Tipologia: Tessuto unidirezionale CFRP e resina epossidica Installazione con tecnica <i>wet lay-up</i>	Tipologia: Laminato pultruso CFRP e resina epossidica Installazione mediante incollaggio
1) Calcolo della resistenza a trazione per unità di larghezza $f_f \cdot t_f = 1890 \text{ N/mm}$	1) Calcolo della resistenza a trazione per unità di larghezza $f_f \cdot t_f = 3360 \text{ N/mm}$
2) Calcolo del modulo elastico per unità di larghezza $E_f \cdot t_f = 105750 \text{ N/mm}$	2) Calcolo del modulo elastico per unità di larghezza $E_f \cdot t_f = 198000 \text{ N/mm}$

3a) Confronto tra i due sistemi rispetto alla resistenza a trazione

$$\frac{f_f^{(2)} \cdot t_f^{(2)}}{f_f^{(1)} \cdot t_f^{(1)}} = 1.77$$

3b) Confronto tra i due sistemi rispetto al modulo elastico

$$\frac{E_f^{(2)} \cdot t_f^{(2)}}{E_f^{(1)} \cdot t_f^{(1)}} = 1.87$$

È necessario dunque adoperare due strati di tessuto unidirezionale (Sistema 1) per garantire resistenza e rigidità equivalenti a quelle del laminato pultruso (Sistema 2).

2.2.4 Sistemi preimpregnati

(1) I compositi preimpregnati (*prepreg*) sono impregnati direttamente negli stabilimenti di produzione e, dopo un eventuale trattamento di pre-polimerizzazione della resina, sono avvolti in rotoli. Il preimpregnato è un foglio sottile (di solito di spessore di circa 0.15 mm), flessibile e moderatamente appiccicoso, racchiuso tra due *film* distaccanti (carta siliconata o simili). Il preimpregnato deve essere conservato in condizioni controllate di umidità e temperatura e la sua reticolazione deve avvenire al momento dell'applicazione ricorrendo ad un opportuno trattamento termico.

2.3 CONTROLLO DEI MATERIALI

2.3.1 Qualificazione dei materiali

La Normativa italiana vigente impone obbligatoriamente la qualificazione dei materiali e dei prodotti da costruzione per uso strutturale, prevedendo tre casi:

- A) Prodotti che rientrano nell'ambito di applicazione di una norma armonizzata (hEN): in questo caso è obbligatoria la marcatura CE del prodotto (secondo quanto previsto dal Regolamento UE 2024/3110), la quale rappresenta l'unica modalità di qualificazione consentita.
- B) Prodotti che non rientrano nell'ambito di applicazione di una hEN, ma la cui qualificazione è esplicitamente disciplinata nelle norme tecniche.
- C) Prodotti che non ricadono né nel caso A) né nel caso B). Per tali prodotti la qualificazione è prevista alternativamente mediante:
 - la marcatura CE sulla scorta di un'apposita Valutazione Tecnica Europea (ETA, *European Technical Assessment*), a sua volta redatta in base ad uno specifico Documento per la Valutazione Europea, EAD (*European Assessment Document*);
 - un Certificato di Valutazione Tecnica (CVT), rilasciato dal Presidente del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, previa istruttoria del Servizio Tecnico Centrale, eventualmente sulla base di un'apposita Linea guida di qualificazione del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

La marcatura CE per i prodotti da costruzione, come anticipato al punto A, è disciplinata dal Regolamento UE 2024/3110 (CPR, *Construction Product Regulation*), il quale definisce procedure armonizzate per la commercializzazione dei prodotti da costruzione sul mercato dell'Unione Europea (UE). La base per la marcatura CE dei prodotti da costruzione sono:

1. Le *norme armonizzate* (hEN), norme europee elaborate da un'organizzazione accreditata presso l'Unione Europea per la definizione di *standards*, come ad esempio lo *European Committee for Standardization* (CEN), lo *European Committee for Electrotechnical Standardization* (CENELEC) o lo *European Telecommunications Standards Institute* (ETSI), con il contributo di tutti gli enti normatori nazionali (per l'Italia viene coinvolto l'Ente Italiano di Normazione, UNI). La marcatura CE sulla base di norme armonizzate definisce la "Certificazione obbligatoria".
2. I *Documenti per la Valutazione Europea* (*European Assessment Document*, EAD) sono elaborati per prodotti da costruzione non ancora coperti da una norma armonizzata (CPR, art. 31). Vengono sviluppati dagli Organismi di Valutazione Tecnica Europea (*Technical Assessment Bodies*, TABs) e adottati dall'*European Organization for Technical Assessment* (EOTA). Gli EAD costituiscono la base per il rilascio della Valutazione Tecnica Europea (*European Technical Assessment*, ETA). La marcatura CE sulla base di ETA è di carattere volontario.

Prima di pervenire alla marcatura CE di un prodotto da costruzione occorre caratterizzare il prodotto stesso sulla base di metodi che possono essere sperimentali, analitici e/o numerici.

Quando un dato prodotto è stato caratterizzato, occorre che il processo produttivo in atto permetta la valutazione e la verifica della costanza della prestazione del prodotto. Solo a valle di questo controllo il Fabbricante può redigere la Dichiarazione di Prestazione e Conformità (*Declaration of Performance and Conformity*, DoPC) e apporre la marcatura CE sul prodotto. I metodi utilizzati per la caratterizzazione di un dato prodotto da costruzione sono sempre indicati all'interno delle norme armonizzate o EAD, così come i criteri per la valutazione e verifica del prodotto (AVS, *Assessment and Verification System*).

È bene precisare che la marcatura CE per i prodotti da costruzione non fornisce alcuna informazione

sulla sicurezza del prodotto su cui è apposta, non è un marchio di qualità e non rappresenta una idoneità all'uso del prodotto. Quest'ultimo aspetto specifico viene disciplinato da ciascuno Stato Membro dell'Unione Europea, che si dota di norme nazionali finalizzate a stabilire le condizioni di impiego di un dato prodotto nelle opere.

La marcatura CE di un prodotto da costruzione, in definitiva, attesta che le informazioni che accompagnano il prodotto stesso, riepilogate nella Dichiarazione di Prestazione e Conformità (DoPC), sono state ottenute in accordo con quanto previsto nel Regolamento UE 2024/3110 e pertanto devono essere considerate accurate ed affidabili. Il Fabbrikante redige la DoPC all'atto dell'immissione del prodotto sul mercato assumendosi la responsabilità della conformità del prodotto a quanto dichiarato.

Va però evidenziato che, sebbene in termini generali la marcatura CE non sia obbligatoria per materiali e prodotti non coperti da norme armonizzate, quando si ricade nell'ambito della sicurezza delle costruzioni, a livello nazionale la prospettiva diventa differente. Come precisato all'inizio del paragrafo, la legge italiana richiede che, ai fini della qualificazione di prodotti da costruzione ad uso strutturale, il Fabbrikante possa rispondere a quanto richiesto marcando CE il prodotto sulla base di una pertinente Valutazione Tecnica Europea: in Italia, la certificazione volontaria diventa quindi obbligatoria per i materiali ed i prodotti strutturali (di cui al citato punto C).

In alternativa, se non marcato CE, il materiale/prodotto strutturale "... dovrà ottenere un "Certificato di Valutazione Tecnica" rilasciato dal Presidente del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, previa istruttoria del Servizio Tecnico Centrale, anche sulla base di Linee Guida approvate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, ove disponibili".

Il Certificato di Valutazione Tecnica (CVT) può essere definito come una versione nazionale dell'ETA. Anch'esso non rappresenta una idoneità all'uso e, per allinearsi alle regole europee che hanno sostituito i Benestare Tecnici Europei (*European Technical Approvals*) in Valutazioni Tecniche Europee (*European Technical Assessments*), sostituisce quello che in passato veniva definito come Certificato di Idoneità Tecnica (CIT).

C'è da precisare che alcune Linee Guida attualmente vigenti per il rilascio dei CVT possono ancora contenere, oltre alle metodologie per valutazione/qualificazione del prodotto, anche i requisiti minimi ("soglie") necessari ai fini dell'impiego del prodotto (autorizzazione all'impiego), nonché procedure per l'accettazione in cantiere. Nel caso specifico dei materiali compositi per il rinforzo strutturale, l'attuale "*Linea guida per la identificazione, la qualificazione ed il controllo di accettazione di compositi fibrorinforzati a matrice polimerica (FRP) da utilizzarsi per il consolidamento strutturale di costruzioni esistenti*", emanata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nel maggio 2019, definisce, ad esempio, per le proprietà meccaniche ritenute dopo l'esecuzione di un condizionamento ambientale rispetto ai corrispondenti valori misurati su campioni non condizionati, un criterio di accettazione ai fini della durabilità ambientale, fissato mediante soglie percentuali da rispettare. Tale aspetto è stato invece superato dalla *Linea Guida per l'identificazione, la qualificazione e l'accettazione di barre e staffe in composito fibrorinforzato per uso strutturale*, emanata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nel dicembre 2021, nella quale le percentuali di riduzione dei valori medi della tensione di rottura e del modulo elastico dei campioni assoggettati a cicli devono essere comunque riportate nel rapporto di prova del Laboratorio, ma non devono soddisfare definiti criteri di accettazione.

Allo stato attuale non esistono norme armonizzate (hEN) per i materiali compositi utilizzati per il rinforzo strutturale.

Ai fini della qualificazione di tali prodotti, tuttavia, sono disponibili diversi Documenti per la valutazione europea (EAD, *European Assessment Document*), sulla scorta dei quali è possibile arrivare alla marcatura CE mediante la redazione di apposite Valutazioni tecniche europee (ETA, *European Tech-*

nical Assessment). Gli EAD sono disponibili alla pagina web eota.eu/eads dell'EOTA. Quelli inerenti ai Documenti Tecnici emanati del CNR sono altresì reperibili alla pagina web del CNR <https://www.cnr.it/it/norme-tecniche-costruzioni>.

È altresì disponibile la Linea guida per la identificazione, la qualificazione ed il controllo di accettazione di compositi fibrorinforzati a matrice polimerica (FRP) da utilizzarsi per il consolidamento strutturale di costruzioni esistenti, emanata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nel maggio 2019, utile per la redazione dei Certificati di Valutazione Tecnica.

La predetta Linea guida è utilizzata anche ai fini della classificazione dei sistemi di rinforzo.

Per barre in FRP utilizzate come sistemi di rinforzo NSM o come sistema di confinamento di elementi in calcestruzzo armato o muratura, applicazioni per le quali il presente documento fornisce indicazioni progettuali, utile riferimento può essere la *Linea Guida per l'identificazione, la qualificazione e l'accettazione di barre e staffe in composito fibrorinforzato per uso strutturale*, emanata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nel dicembre 2021.

2.3.2 Compiti e responsabilità degli operatori

In questo paragrafo sono descritti i compiti e le responsabilità degli operatori preposti alla progettazione, alla messa in opera ed al controllo degli interventi di rinforzo strutturale.

Nel prosieguo, come specificato anche nelle citate Linee Guida del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, si intende per *Fabbricante*, ai sensi del Regolamento UE 2024/3110, (art. 3, punto 10), “*qualsiasi persona fisica o giuridica che fabbrichi un prodotto da costruzione o che faccia progettare o fabbricare tale prodotto e lo commercializzi con il suo nome o con il suo marchio*”.

Progettista:

- Deve indicare chiaramente nel progetto le proprietà meccaniche richieste per il sistema di rinforzo, anche con riferimento alla classificazione prevista dalla Linea guida di cui al paragrafo 2.3.1.
- In base all'importanza e all'entità dell'applicazione, può suggerire al Direttore dei lavori eventuali prove di qualità dell'installazione nei confronti del distacco dal supporto, come indicato nel Capitolo 6.

Imprese Appaltatrici ed Applicatori:

- Devono possedere specifiche e comprovate competenze nell'applicazione dei materiali/sistemi compositi su strutture di calcestruzzo e di muratura, da documentare attraverso precedenti esperienze. In particolare, il personale preposto all'installazione deve possedere una specifica e comprovata abilità nei riguardi dell'applicazione di sistemi di rinforzo FRP a scopo strutturale.
- Devono verificare che i prodotti/sistemi siano conformi alle prescrizioni indicate dal Progettista.

Direttore dei Lavori:

- Svolge un ruolo decisionale sull'accettazione dei prodotti.
- Deve verificare, al momento della consegna, la rispondenza del materiale fornito con le prescrizioni del Progettista.
- Deve verificare la provenienza del materiale fornito.
- Deve verificare le caratteristiche meccaniche e fisiche dei prodotti controllando la Dichiarazione di prestazione e conformità (DoPC) di cui al Regolamento (UE) 2024/3110 nel caso di prodotti marcati CE o avvalendosi delle corrispettive certificazioni negli altri casi.

- In base all'importanza ed all'entità dell'applicazione, in particolare nel caso di prodotti privi di marcatura CE, può richiedere l'esecuzione di prove sperimentali per valutare la qualità dei materiali e verificare la corrispondenza dei risultati con i valori forniti dal Fabbrikante. Tali prove devono essere eseguite presso laboratori con provata esperienza nei riguardi della caratterizzazione meccanica degli FRP e dotati di attrezzature all'uopo idonee.
- Sempre in base all'importanza ed all'entità dell'applicazione, può richiedere l'esecuzione di specifiche prove per verificare la resistenza al distacco dal supporto rispetto alle previsioni progettuali.

Collaudatore:

Nel caso in cui sia richiesto il collaudo, il Collaudatore deve:

- verificare la qualità dei materiali impiegati controllando la Dichiarazione di prestazione e conformità (DoPC) di cui al Regolamento (UE) 2024/3110 nel caso di prodotti marcati CE o avvalendosi dei certificati di accompagnamento delle forniture;
- verificare l'avvenuta accettazione dei materiali da parte del Direttore dei Lavori;
- verificare i risultati delle eventuali prove sperimentali di accettazione richieste dal Direttore dei Lavori e, se del caso, eseguirne altre.

2.4 TRASPORTO, STOCCAGGIO, CONSERVAZIONE, MOVIMENTAZIONE ED UTILIZZO

Le modalità di trasporto, stoccaggio, conservazione, movimentazione ed utilizzo dei materiali costituenti i sistemi di rinforzo risultano rilevanti per garantirne sia l'inalterabilità delle proprietà fisico-chimiche, che il rispetto delle norme di sicurezza.

- Trasporto. I costituenti del sistema di rinforzo devono essere confezionati e trasportati in modo opportuno, nel rispetto di eventuali normative vigenti al riguardo.
- Stoccaggio. Per preservare le proprietà dei materiali costituenti il sistema di rinforzo e garantire il rispetto delle norme di sicurezza, la loro conservazione deve essere conforme alle raccomandazioni del Fabbrikante.

In particolare, per preservare le proprietà delle fibre e delle resine è opportuno che esse siano conservate sotto idonee condizioni di temperatura (intervallo consigliato 10°- 24° C) ed in ambiente sufficientemente asciutto (grado di umidità inferiore al 20%), a meno di differenti specifiche suggerite dal Fabbrikante.

Le lamine e gli altri elementi preformati possono subire danneggiamenti a seguito di piegatura o inopportuna sovrapposizione.

Lo stoccaggio di alcuni costituenti, quali ad esempio gli agenti reticolanti reattivi, gli iniziatori, i catalizzatori, i solventi per la pulizia delle superfici, ecc., richiede l'adozione di specifici accorgimenti che devono essere conformi alle modalità suggerite dal Fabbrikante ed a quelle prescritte da eventuali normative vigenti al riguardo. In particolare, catalizzatori ed iniziatori (generalmente perossidi) devono essere immagazzinati separatamente dagli altri reagenti per evitare un accidentale contatto ed il conseguente innesco della reazione di reticolazione.

- Conservazione. Le proprietà delle resine non reticolate possono mutare nel tempo e, soprattutto, possono risentire delle condizioni di umidità e temperatura. Queste ultime possono influire anche sulla reattività della miscela e sulle proprietà della resina reticolata. Il Fabbrikante è tenuto ad indicare il tempo di stoccaggio (tempo di banco) entro cui le proprietà dei materiali a base di resine termoindurenti si conservano inalterate. La conservazione, sempre per un tempo non superiore a quello di banco (di solito variabile tra 1 e 2 anni), può essere effettuata in luoghi freschi e al riparo dall'umidità nella confezione originale sigillata. A tale riguardo si raccomanda di fare sempre riferimento alle indicazioni del Fabbrikante.

Una volta aperta la confezione, i prodotti devono essere impiegati nel più breve tempo possibile

e sempre mantenuti nel contenitore originale ben chiuso. Dopo l'apertura della confezione originale, è particolarmente importante prestare attenzione ad evitare contaminazione da parte dell'umidità, che può compromettere significativamente la reattività del prodotto, e a non esporre il prodotto a luce solare diretta per evitare il suo surriscaldamento.

Qualsiasi costituente che abbia superato il tempo di banco o che abbia subito un deterioramento o una contaminazione non deve essere adoperato.

Tutti i costituenti ritenuti inutilizzabili devono essere dismessi secondo quanto specificato dal Fabbrikante nonché secondo quanto prescritto dalle normative vigenti in materia di salvaguardia ambientale.

- Movimentazione. Il Fabbrikante è tenuto a fornire per i prodotti immessi sul mercato le competenti schede tecniche riportanti le informazioni relative alla sicurezza (MSDS – *Materials Safety Data Sheet*).
- Utilizzo. Si rileva che le sostanze utilizzate in combinazione con le resine termoindurenti sono in genere agenti indurenti, reticolanti, iniziatori (perossidi), isocianati e riempitivi. Tra i potenziali pericoli, connessi al loro utilizzo, si citano:
 - irritazioni e sensibilizzazione della pelle;
 - inalazione di vapori di solventi, diluenti e monomeri;
 - rischio di incendio o esplosione per effetto di elevate concentrazioni nell'aria di sostanze infiammabili o per contatto con fiamme o scintille (sigarette incluse);
 - reazioni esotermiche tra i reagenti, che possono essere causa di incendi o incidenti a persone;
 - presenza di polveri derivanti dalla lavorazione o dalla movimentazione di compositi fibrorinforzati.

È necessario assumere le opportune precauzioni quando si lavori con i suddetti prodotti. I rischi potenziali associati al loro utilizzo richiedono che tutti gli operatori leggano attentamente le etichette e gli MSDS al fine di evitare spiacevoli incidenti.

Per maneggiare fibre e resine si consiglia l'uso di guanti monouso, nonché di vestiti o tute da lavoro. I guanti, di gomma o di plastica, devono essere resistenti ai solventi. Inoltre, quando si lavori con i solventi o con i componenti delle resine, si devono indossare occhiali di protezione. Infine, in presenza di frammenti di fibre, polvere o vapori di solventi, o mentre si miscelano e si stendono le resine, è necessario ricorrere a protezioni respiratorie, come richiesto specificamente dai Fabbrikanti. Il luogo di lavoro deve risultare sempre adeguatamente ventilato.

3 CONCETTI BASILARI DEL PROGETTO DI RINFORZO E PROBLEMATICHE SPECIALI

Formano oggetto del presente capitolo i concetti basilari del progetto di rinforzo con FRP di strutture esistenti, sia cementizie che murarie, allorché non siano soddisfatti i requisiti e le verifiche di sicurezza prescritte dalla Normativa vigente.

Gli stessi concetti sono validi anche per le strutture esistenti di metallo e di legno, non comprese nel documento.

(1) Si assume che:

- la scelta ed il progetto del sistema di rinforzo siano eseguiti da tecnici qualificati ed esperti;
- la successiva esecuzione dell'intervento sia effettuata da maestranze in possesso di un adeguato livello di capacità ed esperienza;
- siano garantiti un'adeguata supervisione ed un controllo di qualità durante l'esecuzione dell'intervento;
- i materiali da costruzione ed i prodotti utilizzati siano identificabili, qualificati, controllati e accettati in cantiere.

(2) Il progetto del sistema di rinforzo deve soddisfare requisiti di esercizio, di durabilità e di resistenza al collasso. In caso di incendio, la resistenza del rinforzo deve essere adeguata al tempo di esposizione che si vuole garantire.

(3) Il sistema di rinforzo deve essere posizionato nelle zone in cui è necessario resistere a sforzi di trazione. Al composito FRP non devono essere affidati sforzi di compressione, a meno che non si tratti di elementi ben confinati (inglobati nelle membrature rinforzate), ovvero di pultrusi adeguatamente rigidi sia estensionalmente che flessionalmente.

3.1 REQUISITI FONDAMENTALI

(1) I requisiti fondamentali del progetto del sistema di rinforzo sono:

- individuazione, eliminazione o attenuazione dei rischi ai quali la struttura potrebbe essere soggetta;
- scelta di una configurazione del sistema di rinforzo poco sensibile ai suddetti rischi ed in grado di sopportare all'occorrenza danneggiamenti localizzati;
- eliminazione o posticipazione dei fenomeni di collasso fragile preesistenti all'intervento di rinforzo.

(2) I requisiti fondamentali sopra definiti possono ritenersi soddisfatti se si garantisce che:

- la scelta di materiali sia conforme alle indicazioni del Capitolo 2;
- la progettazione, l'esecuzione ed il controllo dell'intervento siano conformi alle indicazioni contenute in questo Capitolo ed in quelli successivi.

(3) Qualora il rinforzo strutturale riguardi costruzioni di interesse storico e monumentale si richiede una valutazione critica dell'intervento rispetto ai canoni della conservazione e del restauro, conformemente alla Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 12/10/2007 (GU n. 24 del 29/01/2008 - Suppl. Ordinario n.24).

In particolare, deve essere dimostrata la reale efficacia dell'intervento, la sua durabilità e reversibilità,

nonché la compatibilità (fisico-chimica e meccanica) dei materiali di rinforzo con quelli delle strutture rinforzate.

3.2 REQUISITI DI DURABILITÀ

- (1) Il progetto del sistema di rinforzo deve assicurare la durabilità dell'efficacia dell'intervento proposto nel corso della vita utile della struttura rinforzata, anche in relazione al degrado atteso.
- (2) Per assicurare durabilità all'intervento di rinforzo vanno tenuti in debito conto:
 - la destinazione d'uso della struttura rinforzata;
 - le condizioni ambientali attese e le modalità di applicazione dei carichi;
 - la composizione, le proprietà e le prestazioni dei materiali preesistenti e degli FRP, nonché dei prodotti utilizzati per la messa in opera di questi ultimi;
 - la scelta della configurazione del rinforzo, delle modalità di applicazione e dei particolari costruttivi;
 - la qualità delle maestranze ed il livello di controllo;
 - l'adozione di particolari misure protettive, ad esempio nei confronti di temperature elevate ed umidità;
 - la manutenzione attesa durante la vita utile.
- (3) Problemi speciali di progetto (azioni ambientali, modalità di carico, ecc.) devono essere identificati nella fase di progettazione così che se ne possa valutare l'importanza in relazione agli aspetti di durabilità del rinforzo, possano essere adottati gli opportuni valori dei fattori di conversione (§ 3.5) ed inoltre possano essere previsti adeguati accorgimenti per la protezione dei materiali impiegati.
- (4) Quando non siano disponibili valori attendibili dei fattori di conversione per lo specifico problema in esame, il livello di qualsiasi tipo di degrado a carico del rinforzo deve essere stimato in maniera accurata. La stima può essere eseguita sulla base di modelli teorici, indagini sperimentali, esperienze dedotte da interventi precedenti.

3.3 PRINCIPI GENERALI DEL PROGETTO DI RINFORZO

3.3.1 Generalità

- (1) Le verifiche degli elementi rinforzati devono essere condotte nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU) e, dove richiesto, nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE). Gli stati limite sono definiti nella Normativa vigente.
- (2) Per ciascun stato limite deve risultare:

$$E_d \leq R_d \quad (3.1)$$

dove E_d ed R_d sono, rispettivamente, i valori di progetto (o di calcolo) della generica domanda (effetto, sollecitazione, ecc.) presa in considerazione e della corrispondente capacità (in termini di resistenza o di deformazione).

- (3) I valori di calcolo si ricavano da quelli caratteristici mediante opportuni fattori parziali, i cui valori, per i vari stati limite, sono codificati nella Normativa vigente. In mancanza di indicazioni

normative relative allo specifico ambito qui trattato, le presenti Istruzioni suggeriscono possibili valori dei fattori parziali.

3.3.2 Vita utile ed azioni di calcolo

(1) Si assume che la vita utile di una struttura rinforzata sia la stessa dell'analoga struttura di nuova realizzazione. Conseguentemente, i fattori parziali da adottare per le azioni di calcolo sono i medesimi di quelli previsti dalla Normativa vigente per le nuove costruzioni.

3.3.3 Proprietà dei materiali e relativi valori di calcolo

(1) I valori delle proprietà dei materiali o dei prodotti utilizzati per la realizzazione del sistema di rinforzo devono essere determinati in accordo con le indicazioni del Capitolo 2.

(2) I valori delle proprietà dei materiali preesistenti nella struttura da rinforzare devono essere desunti dai risultati di prove normalizzate, *in situ* o in laboratorio, ed inoltre, se disponibili, dagli elaborati del progetto originale o da documentazione acquisita in tempi successivi. Tali valori sono da intendersi come valori medi.

(3) I valori da utilizzare per quantificare la resistenza e la deformazione ultima dei materiali FRP sono quelli caratteristici (frattile 5%). In accordo con la Normativa vigente, i valori da utilizzare per quantificare le analoghe proprietà dei materiali preesistenti sono invece i valori medi.

(4) I valori da attribuire ai moduli elastici dei materiali FRP e di quelli preesistenti sono i valori medi.

(5) Il valore di calcolo, X_d , della generica proprietà di resistenza o di deformazione di un materiale FRP è espresso mediante una relazione del tipo:

$$X_d = \eta \cdot \frac{X_k}{\gamma_f} \quad (3.2)$$

dove η , fattore di conversione, tiene conto di problemi speciali di progetto (§ 3.5), X_k è il valore caratteristico della proprietà in questione, γ_f è il fattore parziale del materiale FRP (§ 3.4) che tiene conto complessivamente di tutte le incertezze legate al materiale.

Nei casi in cui debba essere considerata sia l'influenza dei fattori ambientali che quella dei carichi di lunga durata (Stati Limite di Esercizio), il fattore di conversione η si ottiene come prodotto del fattore di conversione ambientale (§ 3.5.1), η_a , per il fattore di conversione relativo agli effetti di lunga durata (§3.5.2), η_l .

Nei casi in cui debba essere considerata l'influenza dei soli fattori ambientali (Stati Limite Ultimi), il fattore di conversione η coincide con η_a (§ 3.5.1).

(6) Il valore di calcolo, X_d , della generica proprietà di un materiale preesistente è ottenuto a partire dal rapporto tra il valor medio, X_m , di quella proprietà, ottenuto in base a quanto riportato al punto 2, ed un opportuno fattore di riduzione commisurato al livello di conoscenza perseguito per l'elemento oggetto del rinforzo che nella Normativa Italiana vigente è indicato con il simbolo *FC*. Tale rapporto deve essere eventualmente ancora diviso per il fattore parziale del materiale laddove previsto dalla Normativa vigente.

3.3.4 Capacità di calcolo

(1) La generica capacità di calcolo, R_d , è esprimibile mediante una relazione del tipo:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot R\{X_{d,i}; a_{d,i}\} \quad (3.3)$$

Nella (3.3) il simbolo $R\{\cdot\}$ rappresenta un'opportuna funzione riconducibile allo specifico modello meccanico considerato (ad esempio quello per la flessione, per il taglio, per l'ancoraggio) e γ_{Rd} è un fattore parziale che tiene conto delle incertezze insite nel suddetto modello. Argomenti della funzione $R\{\cdot\}$ sono i valori di calcolo, $X_{d,i}$, dei materiali FRP e di quelli preesistenti, nonché i valori di calcolo, $a_{d,i}$, dei parametri geometrici chiamati in causa nel modello.

(2) Di regola, l'incremento della capacità di calcolo dell'elemento rinforzato con FRP non può risultare superiore del 60% rispetto a quella dell'elemento non rinforzato. La limitazione non si applica per azioni eccezionali e sismiche.

3.4 FATTORI PARZIALI

3.4.1 Fattori parziali γ_f per i materiali FRP

(1) Nei riguardi di diversi Stati Limite, al fattore parziale γ_f dei materiali FRP possono essere attribuiti i valori di riferimento riportati in Tabella 3-1. I valori si intendono validi per i laminati preformati e per i tessuti impregnati in situ applicati esternamente mediante resina (tecnica EBR) e per i laminati preformati applicati in intagli riempiti di resina come rinforzo esterno (tecnica NSM), in funzione dello SLU di verifica. In caso di barre di FRP applicate in intagli riempiti di resina come rinforzo esterno (tecnica NSM) o utilizzate per il confinamento di colonne di muratura, il fattore parziale γ_f per lo SLU di rottura a trazione deve essere valutato sulla base di quanto indicato nelle Istruzioni CNR DT 203 e successive modifiche.

Tabella 3-1 – Fattori parziali γ_f .

Stato limite		
SLE	γ_{f0}	1.00
SLU: Rottura a trazione di laminati FRP	γ_{f1}	1.25
SLU: Rottura a trazione di tessuti impregnati in <i>situ</i>	γ_{f1}	1.30
SLU: Distacco dal supporto per sistemi EBR	γ_{f2}	1.30
SLU: Distacco dal supporto per sistemi EBR in presenza di ancoraggi a sficcio	γ_{f2}	1.30
SLU: Distacco dal supporto per sistemi NSM:	γ_{f3}	
Barre di FRP nervate, dentellate o con avvolgimento a spirale		1.30
Laminati o barre di FRP con superficie liscia o sabbiata		1.70

3.4.2 Fattori parziali γ_{Rd} per i modelli di resistenza

(1) I valori suggeriti per i fattori parziali γ_{Rd} dei diversi modelli di resistenza nei riguardi degli Stati Limite Ultimi sono esposti nella seguente Tabella 3-2.

Tabella 3-2 – Fattori parziali γ_{Rd} .

Modello di resistenza	γ_{Rd}
Flessione/Pressoflessione	1.00
Taglio/Torsione	1.20
Confinamento	1.10

3.5 PROBLEMI SPECIALI DI PROGETTO E RELATIVI FATTORI DI CONVERSIONE

Sono di seguito riportati alcuni valori di riferimento da attribuire ai fattori di conversione η (§ 3.3.3(5)) in relazione ad aspetti che possono influenzare la durabilità ed il comportamento degli FRP in particolari condizioni.

3.5.1 Azioni ambientali e fattore di conversione ambientale

(1) Le proprietà meccaniche (per esempio la resistenza a trazione, la deformazione ultima ed il modulo di elasticità normale) di alcuni materiali FRP possono degradare in determinate situazioni quali: ambiente alcalino, umidità elevata (acqua e soluzioni saline), temperature estreme, cicli termici, cicli di gelo e disgelo, radiazioni ultraviolette (UV).

(2) Effetti da ambiente alcalino. La soluzione acquosa alcalina contenuta nei pori del calcestruzzo può, in alcuni casi, provocare un degrado della resina e/o delle zone di interfaccia. Le resine epossidiche presentano, generalmente, un'eccellente resistenza all'ambiente alcalino, a differenza di quelle di poliestere utilizzate in alcuni casi per le barre di rinforzo. Rispetto a queste ultime sono pertanto da preferire resine più resistenti, come ad esempio quelle di vinilestere. I danneggiamenti di resina e fibre dovuti all'attacco di alcali possono essere, in alcuni casi, molto più severi di quelli dovuti al solo effetto dell'umidità e devono essere sempre tenuti in conto. È comunque opportuno che il processo di reticolazione della resina sia completato prima dell'esposizione ad ambienti alcalini.

(3) Effetti dell'umidità (acqua e soluzioni saline). I principali effetti dell'assorbimento di umidità riguardano la resina e sono: riduzione della temperatura di transizione vetrosa, della resistenza e della rigidità. L'assorbimento di umidità dipende dal tipo di resina, dalla composizione e qualità del sistema di rinforzo, dallo spessore, dalle condizioni di maturazione e dalle condizioni di lavorazione. L'umidità inoltre può, particolarmente nel caso delle fibre di vetro, indebolire l'interfaccia fibre/resina, il che comporta una riduzione delle proprietà meccaniche del materiale composito in particolare per quanto riguarda la sua resistenza. Tale effetto può essere aggravato in presenza di soluzioni saline.

(4) Effetti di temperature estreme e di cicli termici. Gli effetti primari della temperatura riguardano la risposta meccanica della resina e quindi del composito. Al crescere della temperatura si manifesta una diminuzione del modulo di elasticità normale della resina. Se la temperatura supera quella di transizione vetrosa, il livello di prestazione del composito si riduce in maniera significativa. I cicli termici, in generale, non sortiscono effetti deleteri, anche se possono favorire la formazione di microfratture nei sistemi che utilizzano resina ad alto modulo. Per gli intervalli di temperatura tipici delle infrastrutture civili è possibile evitare indesiderati decadimenti delle prestazioni scegliendo il sistema di rinforzo in modo che la temperatura di transizione vetrosa sia sempre più elevata della massima temperatura di esercizio. Si sconsiglia l'impiego di materiali FRP in presenza di temperature di esercizio superiori a quella di transizione vetrosa ridotta di 15°C. Se del caso, devono essere previsti protettivi con funzione di isolanti termici.

(5) Effetti di cicli di gelo e disgelo. In generale, l'esposizione a cicli di gelo e disgelo non influisce sulla prestazione delle fibre; riduce invece quella della resina e dell'interfaccia tra fibre e resina a

causa del verificarsi di reciproci distacchi. Per temperature al di sotto di 0 °C, i sistemi a base di resine polimeriche possono migliorare le proprie prestazioni sviluppando valori più elevati di resistenza e rigidità. Gli effetti del degrado prodotto da cicli termici possono essere amplificati dalla presenza di umidità: la ciclicità favorisce infatti la crescita e la propagazione delle microfratture provocate dalla presenza di soluzioni saline in ambiente umidità all'interfaccia fibra/resina, effetto che può essere aggravato in presenza di soluzioni saline.

(6) Effetti di radiazioni ultraviolette (UV). Raramente le radiazioni UV degradano le prestazioni meccaniche dei sistemi di rinforzo con materiali FRP, nonostante che alcune resine possano accusare, per effetto delle radiazioni, fragilizzazioni ed erosioni superficiali. In generale, l'effetto più deleterio legato all'esposizione UV è la penetrazione di umidità e di altri agenti aggressivi attraverso la superficie danneggiata. Una protezione nei riguardi delle radiazioni UV può essere ottenuta con l'aggiunta di appropriati additivi nella resina e/o con l'uso di opportuni rivestimenti.

(7) La Tabella 3-3 suggerisce, per alcuni tipi di materiale (sistemi FRP preformati, *prepreg* e impregnati in sito utilizzati per la tecnica EBR), i valori da attribuire al fattore di conversione ambientale η_a . I valori sono basati su specifiche sperimentazioni condotte sul particolare materiale utilizzato e nelle condizioni ambientali attese, utilizzando i dati di invecchiamenti artificiali di durata pari a 1.000 ore per le condizioni di esposizione esterna e pari a 3.000 ore per le condizioni di esposizione ad ambiente aggressivo. Rappresentano, pertanto, delle stime sufficientemente cautelative alle quali il Progettista può riferirsi in mancanza di valutazioni più precise.

I valori in tabella possono essere aumentati del 10% (in ogni caso deve sempre risultare $\eta_a \leq 1$) qualora si impieghino rivestimenti protettivi le cui proprietà di mitigazione degli effetti dell'esposizione ambientale risultino sperimentalmente comprovate e sempre che tali rivestimenti siano mantenuti per tutta la durata del periodo di utilizzo del sistema di rinforzo di FRP.

Tabella 3-3 – Fattore di conversione ambientale η_a per varie condizioni di esposizione e vari sistemi di FRP con matrice in resina epossidica.

Condizione di esposizione	Tipo di fibra	η_a
Interna	Vetro	0.75
	Arammidica	0.85
	Carbonio – preformati	0.95
	Carbonio – <i>prepreg</i> e impregnati in sito	0.95
	Acciaio	0.95
Esterna	Vetro	0.65
	Arammidica	0.75
	Carbonio – preformati	0.95
	Carbonio – <i>prepreg</i> e impregnati in sito	0.80
	Acciaio	0.80
Ambiente aggressivo	Vetro	0.50
	Arammidica	0.70
	Carbonio – preformati	0.90
	Carbonio – <i>prepreg</i> e impregnati in sito	0.75
	Acciaio	0.75

In caso di barre di FRP applicate in intagli riempiti di resina come rinforzo esterno (tecnica NSM) o per il confinamento di elementi in calcestruzzo armato o muratura, il fattore di conversione ambientale η_a deve essere valutato sulla base di quanto indicato nelle Istruzioni CNR DT 203 e successive modifiche o in maniera conservativa si possono applicare i fattori riportati in Tabella 3-3.

(8) Per applicazioni su calcestruzzo armato, è possibile individuare la condizione di esposizione mediante le classi di esposizione previste dalla norma UNI EN 206:2021, secondo quanto indicato nella Tabella 3-4. Per applicazioni su muratura è possibile operare per analogia.

Tabella 3-4 – Condizioni di esposizione per applicazioni su calcestruzzo armato.

Condizione di esposizione	Classe di esposizione
Interna	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Esterna	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Ambiente aggressivo	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

3.5.2 Modalità di carico e fattore di conversione per effetti di lunga durata

(1) Le proprietà meccaniche (per esempio la resistenza a trazione, la deformazione ultima ed il modulo di elasticità normale) di alcuni materiali FRP degradano per effetto di fenomeni di *creep* e di fatica.

(2) Effetti di carichi e deformazioni a lungo termine (viscosità e rilassamento). La resistenza e la deformazione a lungo termine dei materiali FRP dipendono dalle proprietà delle resine e delle fibre di rinforzo. In genere le resine termoindurenti (poliesteri insaturi, esteri vinili, resine epossidiche e fenoliche) sono meno viscosi di quelle termoplastiche (polipropilene, nylon, policarbonati, ecc.). Poiché la presenza di fibre contrasta la viscosità delle resine, i suddetti fenomeni sono più pronunciati in presenza di carichi applicati trasversalmente alle fibre, ovvero di compositi caratterizzati da una bassa percentuale in volume di fibre.

L'entità delle deformazioni differite per carichi a lungo termine può essere ridotta limitando opportunamente le tensioni di esercizio nel composito.

I materiali CFRP sono meno suscettibili di rotture per carichi di lunga durata; i materiali AFRP lo sono moderatamente; quelli GFRP sono i più esposti a tale tipo di rottura.

(3) Effetti di fatica. Le prestazioni dei materiali FRP in condizioni di fatica sono generalmente soddisfacenti. Esse dipendono dalla composizione della matrice e, marginalmente, dal tipo di fibre. Queste ultime contrastano infatti in modo efficace la formazione di fessure e ne ostacolano la propagazione.

(4) Per evitare la rottura dei materiali FRP (sistemi FRP preformati, prepreg e impregnati in sito utilizzati per la tecnica EBR) sotto carichi di lungo termine o ciclici è possibile contenerne opportunamente lo stato di tensione in condizioni di esercizio, riducendo il valore di progetto mediante un fattore di conversione, η_1 , i cui valori sono suggeriti nella Tabella 3-5.

In caso di barre in FRP applicate in intagli riempiti di resina come rinforzo esterno (tecnica NSM) o per il confinamento di elementi in calcestruzzo armato o muratura, il fattore di conversione η_1 deve essere valutato sulla base di quanto indicato nelle Istruzioni CNR DT 203 e successive modifiche.

Tabella 3-5 – Fattore di conversione per effetti di lunga durata η_l per vari materiali FRP (carichi di esercizio).

Modalità di carico	Tipo di fibra / resina	η_l
Carico di lungo termine	Vetro / Epossidica	0.30
	Arammidica / Epossidica	0.50
	Carbonio / Epossidica	0.80
Ciclico	Tutte	0.50

3.5.3 Resistenza alle azioni causate da impatto ed esplosione

(1) Prove sperimentali, condotte sia in laboratorio che su porzioni di strutture *in situ* soggette all'azione di esplosioni, hanno dimostrato la maggiore efficacia dei compositi AFRP rispetto a quelli CFRP e GFRP. Prove su edifici in scala reale hanno anche evidenziato come la tecnica di alternare strati di AFRP a diverso modulo elastico, impregnati con matrici epossidiche, con strati di resine elastomeriche (poliuria) ad elevatissima deformazione e tenacità consenta di dissipare l'energia sviluppata da un impatto o esplosione, contenendo l'effetto devastante della deflagrazione ed ostacolando la penetrazione di detriti all'interno delle strutture.

3.5.4 Resistenza alle azioni causate da atti vandalici

(1) I materiali FRP sono particolarmente sensibili all'incisione ed alla lacerazione prodotte da strumenti da taglio.

(2) Nel caso di applicazioni di materiali FRP su elementi strutturali ubicati in ambienti aperti al pubblico, si suggerisce l'adozione di adeguate misure di protezione nei riguardi degli atti vandalici. Va comunque verificata la sicurezza degli elementi strutturali nella situazione successiva all'evento vandalico, in assenza di rinforzo. La verifica va eseguita allo SLU adottando la *combinazione di azioni quasi permanente* con i valori dei fattori parziali dei materiali per *situazioni eccezionali*.

3.6 LIMITI DEL RINFORZO NEL CASO DI ESPOSIZIONE AL FUOCO

(1) I materiali FRP realizzati con matrici polimeriche sono particolarmente sensibili all'esposizione alle alte temperature, come ad esempio quelle che possono prodursi in caso di incendio. Quando la temperatura di esercizio supera quella di transizione vetrosa della resina (o della temperatura di fusione nel caso di materiali semicristallini) la resistenza e la rigidezza dei materiali FRP diminuiscono drasticamente. Inoltre, se i materiali FRP sono applicati esternamente agli elementi rinforzati, l'esposizione ad elevate temperature produce un rapido deterioramento dell'aderenza FRP/supporto, con conseguente distacco del composito dal substrato e perdita di efficacia dell'intervento stesso di rinforzo.

(2) In condizioni di incendio le proprietà meccaniche dei materiali FRP applicati all'esterno possono essere notevolmente migliorate adottando adeguati spessori di rivestimento protettivo. Si suggerisce l'impiego di rivestimenti opportunamente certificati secondo le vigenti normative. Ulteriori specifiche sull'applicazione di sistemi protettivi sono contenute nei §§ 4.9.2.3 e 5.9.2.3.

(3) Per le costruzioni in cui sia necessario limitare il rischio d'incendio per la salvaguardia dell'individuo e della collettività, nonché delle proprietà limitrofe e dei beni direttamente esposti al fuoco, devono essere eseguite verifiche specifiche del livello di prestazione strutturale antincendio.

Nei casi in cui è richiesta la verifica di sicurezza strutturale antincendio, la struttura rinforzata deve essere verificata nelle situazioni di seguito elencate, nelle quali il simbolo $E_{fi,d,t}$ indica il valore di

calcolo delle sollecitazioni per la combinazione di carico eccezionale in condizioni di incendio, come definita dalle Norme Tecniche per le Costruzioni vigenti. Le capacità degli elementi $R_{fi,d,t}$, opportunamente ridotte per tener conto del tempo t di esposizione al fuoco, devono essere calcolate con valori unitari dei fattori parziali dei materiali.

È possibile ricadere in una delle seguenti condizioni:

- Verifica in presenza di rinforzo, da prendere in considerazione nel caso in cui si voglia considerare il rinforzo collaborante in condizioni di incendio, che deve pertanto essere progettato per un prefissato tempo di esposizione al fuoco. Qualora, per il soddisfacimento della verifica, fosse necessario progettare un opportuno sistema di protezione antincendio del rinforzo, deve tenere conto delle indicazioni contenute in §§ 4.9.2.3 e 5.9.2.3.
- Verifica in assenza di rinforzo. In questo caso il rinforzo non si considera collaborante in condizioni di incendio e, pertanto, è necessario condurre la verifica di sicurezza antincendio della struttura esistente trascurando la presenza del rinforzo.

4 RINFORZO DI STRUTTURE DI C.A. E DI C.A.P.

4.1 VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA NEI CONFRONTI DEL DISTACCO DAL SUPPORTO

In questo capitolo si forniscono formule predittive per il distacco dal supporto di sistemi di rinforzo applicati all'esterno dell'elemento rinforzato (sistemi EBR, *Externally Bonded Reinforcement*, §4.1), ovvero di sistemi applicati in appositi intagli predisposti sul supporto (sistemi NSM, *Near Surface Mounted*, §4.2).

Sono inoltre fornite formule predittive per il rinforzo a flessione, §4.3, a taglio, §4.4, a torsione, §4.5, di elementi di conglomerato cementizio, ovvero ancora per il confinamento di colonne di conglomerato cementizio, §4.6.

4.1.1 Meccanismi di rottura per distacco dal supporto di sistemi EBR

(1) Negli interventi di rinforzo di elementi di calcestruzzo mediante sistemi di rinforzo EBR il ruolo dell'aderenza tra calcestruzzo e composito assume grande importanza in quanto il meccanismo di rottura per distacco dal supporto è di tipo fragile. Nello spirito del criterio di gerarchia delle resistenze tale meccanismo di crisi non deve precedere il collasso per flessione o per taglio dell'elemento rinforzato.

(2) La perdita di aderenza tra composito e calcestruzzo può riguardare sia il sistema di rinforzo applicato all'intradosso di travi di c.a., nel caso di rinforzo a flessione, che quello applicato sulle facce laterali (usualmente tessuti), nel caso di rinforzo a taglio. In linea di principio (Figura 4-1) il distacco del composito dal supporto può prodursi all'interno dell'adesivo, tra calcestruzzo ed adesivo, nel calcestruzzo o all'interno del rinforzo (ad esempio tra strati sovrapposti di composito). Nel caso di rinforzi posti correttamente in opera, poiché la resistenza a taglio dell'adesivo è in genere molto più elevata di quella del calcestruzzo, la rottura si produce all'interno di quest'ultimo con asportazione di uno strato di materiale di spessore variabile da pochi millimetri fino ad interessare l'intero copriferro.

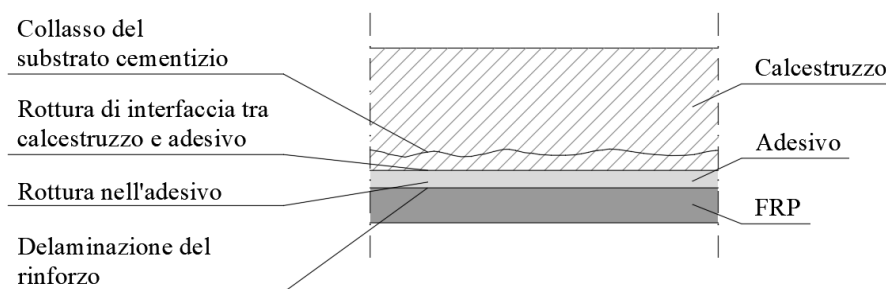


Figura 4-1 – Perdita di aderenza tra rinforzo e calcestruzzo.

(3) Il collasso per distacco dal supporto del rinforzo a flessione applicato all'intradosso di una trave può avvenire in uno dei seguenti quattro modi, rappresentati schematicamente nella Figura 4-2, in cui g denota il carico da peso proprio, q quello variabile.

- Modo 1 (Distacco di estremità);
- Modo 2 (Distacco intermedio, causato da fessure per flessione nella trave);
- Modo 3 (Distacco causato da fessure diagonali da taglio nella trave);
- Modo 4 (Distacco causato da irregolarità e rugosità della superficie di calcestruzzo).

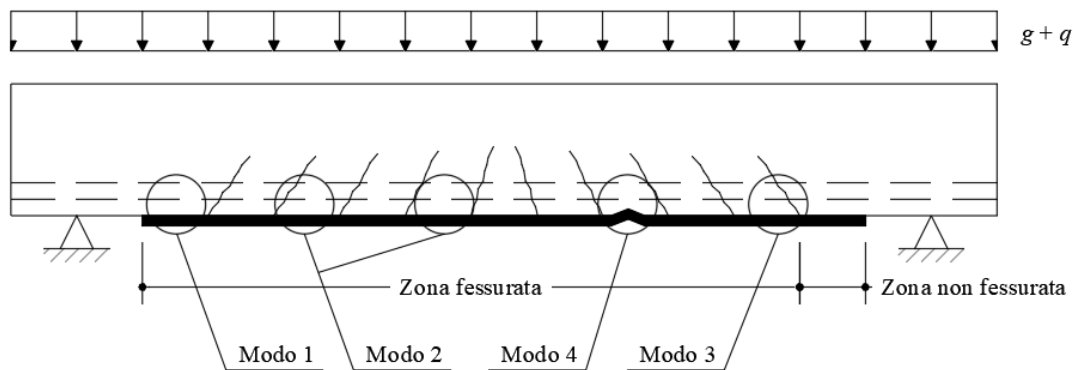


Figura 4-2 – Trave rinforzata a flessione con lamina di FRP: modi di rottura per distacco dal supporto.

- (4) In quanto più frequenti, nel prosieguo si farà riferimento esclusivamente ai modi 1 e 2. Per mitigare il rischio di evenienza degli altri due modi di crisi possono essere attuate le indicazioni riportate nel § 4.9 delle presenti Istruzioni, relative all'accertamento preventivo delle condizioni del supporto nonché alla preparazione del substrato.
- (5) Per approfondimenti sui modi 1 e 2 di crisi per distacco dal supporto e sui relativi criteri di verifica si rinvia all'Appendice D.

4.1.2 Verifiche di sicurezza nei confronti del distacco dal supporto di sistemi EBR

- (1) La verifica di sicurezza nei confronti della crisi per distacco dal supporto richiede la valutazione della massima forza trasmissibile dall'elemento di calcestruzzo al rinforzo, nonché la stima delle tensioni, sia tangenziali che normali, mobilitate all'interfaccia calcestruzzo-FRP. La prima richiesta risulta necessaria per la verifica allo SLU; la seconda per quella allo SLE. Le regole esposte in questo documento conseguono all'assunzione di una legge di interfaccia, o legame di aderenza, di tipo coesivo, che correla la tensione tangenziale mobilitata all'interfaccia tra supporto e rinforzo ed il competente scorrimento relativo, di tipo bilineare, il cui grafico comprende un primo ramo elastico-lineare seguito da un ulteriore ramo ad andamento *softening*. Per le verifiche agli SLU è lecito limitarsi al solo secondo ramo (per maggiori dettagli e chiarimenti sulla derivazione delle formule esposte si rinvia all'Appendice D).
- (2) Con riferimento ad una tipica prova di aderenza, come quella rappresentata schematicamente in Figura 4-3, il valore ultimo della forza sopportabile dal rinforzo di FRP, prima che subentri il distacco dal supporto (distacco di estremità), dipende, a parità di tutte le altre condizioni, dalla lunghezza, ℓ_b , della zona incollata. Tale valore cresce con ℓ_b fino ad attingere un massimo corrispondente ad una ben definita lunghezza, ℓ_e : ulteriori allungamenti della zona di incollaggio non comportano incrementi della forza trasmessa.
- La lunghezza ℓ_e viene definita "*lunghezza ottimale di ancoraggio*". Essa corrisponde alla lunghezza minima di ancoraggio che assicura la trasmissione del massimo sforzo di aderenza (essa consente lo sviluppo dell'intero legame di aderenza).

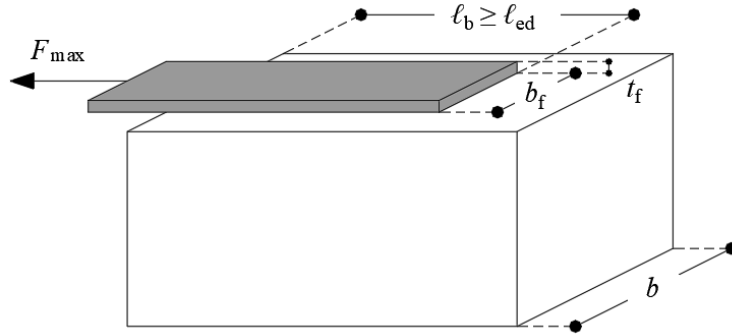


Figura 4-3 – Forza massima trasmissibile da un rinforzo di FRP.

(3) La lunghezza ottimale di ancoraggio di progetto, ℓ_{ed} , può essere stimata mediante la seguente formula:

$$\ell_{ed} = \max \left\{ \ell_{ed,min}; \gamma_{Rd} \frac{1}{f_{bm}} \sqrt{\frac{\pi^2 E_f t_f \Gamma_{Fm}}{2}} \right\} = \max \left\{ \ell_{ed,min}; \gamma_{Rd} \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{E_f t_f \cdot s_u}{f_{bm}}} \right\} \quad (4.1)$$

dove:

- E_f e t_f sono, rispettivamente, il modulo di elasticità normale del rinforzo di FRP nella direzione della forza e lo spessore di quest'ultimo, supposti costanti lungo il rinforzo;
- f_{bm} è il valore medio della tensione massima di aderenza all'interfaccia substrato-rinforzo di FRP;
- Γ_{Fm} è il valore medio dell'energia specifica di frattura (*energy strain release rate*), cioè dell'energia richiesta per separare due superfici unitarie affacciate (coincidente con l'area sottesa dal legame di aderenza);
- $\gamma_{Rd} = 1.20$ è un fattore parziale di modello;
- $\ell_{ed,min}$ è un valore minimo della lunghezza ottimale di ancoraggio, pari a 100 mm per i compositi impregnati *in situ* e 250 mm per i compositi preformati.

Il valore medio della tensione tangenziale massima di aderenza è assunto pari a:

$$f_{bm} = k_{Gm} \cdot \frac{\sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm}}}{2 \cdot FC} \quad (4.2)$$

dove:

- f_{cm} e f_{ctm} sono, rispettivamente, i valori medi delle resistenze a compressione ed a trazione del calcestruzzo valutate per l'elemento da verificare secondo la Normativa vigente; la resistenza media a trazione del calcestruzzo è data dal valore minimo tra la resistenza valutata sperimentalmente (se disponibile) ed il valore dedotto dalla f_{cm} in accordo con quanto indicato nella Normativa vigente;
- k_{Gm} è il valore medio di un coefficiente adimensionale calibrato su base sperimentale e pari a 0.80 per i compositi preformati e 1.25 per i sistemi compositi FRP impregnati *in situ* (vedere Appendice D);

- FC è il fattore di confidenza che tiene conto del livello di conoscenza per il substrato e valutato con riferimento a normative di comprovata validità.

Il valore medio dell'energia specifica di frattura, in ipotesi di legame di aderenza bilineare, può essere assunto pari a:

$$\Gamma_{Fm} = \frac{1}{2} f_{bm} s_u = \frac{k_{Gm}}{4} \frac{\sqrt{f_{cm} f_{ctm}}}{FC} s_u \quad (4.3)$$

in cui s_u è il valore medio dello scorrimento ultimo del legame di aderenza da assumersi pari a 0.25 mm.

4.1.3 Resistenza allo stato limite ultimo per distacco di estremità (modo 1) di sistemi EBR

(1) Nell'ipotesi che il distacco coinvolga i primi strati di calcestruzzo e che la lunghezza incollata sia maggiore o uguale di quella ottimale di ancoraggio, i valori medi e di progetto della massima forza di trazione, $F_{max,m}$ e $F_{max,d}$ e, quindi, della massima tensione, f_{fdm} e f_{fdd} , alla quale il composito può essere soggetto senza che si verifichi il distacco di estremità (Figura 4-3), sono forniti dalle seguenti relazioni:

$$F_{max,m} = k_b b_f \cdot \sqrt{2E_f t_f \Gamma_{Fm}} \quad (4.4)$$

$$F_{max,d} = \frac{k_b b_f}{\gamma_{f2}} \cdot \sqrt{2E_f t_f \Gamma_{Fk}} \quad (4.5)$$

$$f_{fdm} = k_b \cdot \sqrt{\frac{2E_f \Gamma_{Fm}}{t_f}} \quad (4.6)$$

$$f_{fdd} = \frac{k_b}{\gamma_{f2}} \cdot \sqrt{\frac{2E_f \Gamma_{Fk}}{t_f}} \quad (4.7)$$

In queste formule ed in quelle che seguono i simboli utilizzati hanno il seguente significato (Figura 4-3):

- b_f e t_f sono, rispettivamente, la larghezza e lo spessore del rinforzo FRP, grandezze supposte entrambe costanti;
- γ_{f2} il fattore parziale pari a 1.3 per SLU di distacco dal supporto come indicato nel § 3.4.1;
- k_b un coefficiente correttivo di tipo geometrico per il quale si ammette la seguente espressione in funzione del rapporto b_f / b tra la larghezza del rinforzo e quella dell'elemento rinforzato:

$$k_b = \sqrt{\frac{2 - b_f/b}{1 + b_f/b}} \geq 1 \quad (4.8)$$

semprech  risulti $b_f/b \geq 0.25$ (per $b_f/b < 0.25$ al coefficiente k_b viene attribuito il valore 1.18, corrispondente a $b_f/b = 0.25$). Nel caso di rinforzo a flessione di una soletta, realizzato con pi  strisce affiancate di FRP, ciascuna di larghezza b_f , il fattore di forma k_b pu  essere calcolato per il tramite della relazione (4.8) assumendo come larghezza b l'interasse tra due strisce affiancate di rinforzo;

- Γ_{Fk} il valore caratteristico dell'energia specifica di frattura da calcolarsi come segue, in accordo con la (4.2) e (4.3):

$$\Gamma_{Fk} = \frac{1}{2} f_{bk} s_u = \frac{k_{Gk}}{4} \frac{\sqrt{f_{cm} f_{ctm}}}{FC} \cdot s_u \quad (4.9)$$

$$f_{bk} = k_{Gk} \cdot \frac{\sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm}}}{2 \cdot FC} \quad (4.10)$$

in cui k_{Gk}   il valore caratteristico (frattile 5%) del coefficiente adimensionale calibrato (vedere Appendice D) su base sperimentale e pari a 0.35 per i compositi preformati e 0.60 per i sistemi compositi FRP impregnati *in situ*, mentre gli altri simboli hanno il significato precedentemente introdotto.

- (2) Nel caso di lunghezze di ancoraggio, ℓ_b , minori di quella ottimale di progetto, ℓ_{ed} , la tensione di progetto per distacco di estremit  deve essere opportunamente ridotta in accordo con la relazione:

$$f_{fdd,rid} = f_{fdd} \cdot \frac{\ell_b}{\ell_{ed}} \cdot \left(2 - \frac{\ell_b}{\ell_{ed}} \right) \quad (4.11)$$

essendo la f_{fdd} data dalla (4.7).

- (3) In caso di utilizzo di connettori sfioccati a ventaglio come dispositivi di ancoraggio, valgono le indicazioni riportate nel §4.1.5.

- (4) In caso di utilizzo di ancoranti meccanici post-installati come dispositivi di ancoraggio, valgono le indicazioni riportate nel §4.1.6.

- (5) Qualora si intenda ricorrere a particolari dispositivi di ancoraggio (barre trasversali di composito, fasciatura dell'estremit  mediante tessuti, ecc.) per evitare il distacco di estremit  o per poter contare su valori pi  elevati della tensione f_{fdd} ,   necessaria la certificazione dei materiali impiegati (adesivi e rinforzi) e degli specifici sistemi utilizzati per migliorare l'ancoraggio, nonch  l'indicazione della successione delle fasi per la preparazione delle superfici, dei tempi di esecuzione e delle condizioni ambientali per l'applicazione. In particolare, la valutazione dell'incremento della tensione f_{fdd} rispetto al valore dato dalla (4.7) deve essere condotta per il tramite di specifiche indagini sperimentali e seguendo l'approccio suggerito in EN1990 – Annex D (*Design assisted by testing*).

4.1.4 Resistenza allo stato limite ultimo per distacco intermedio (modo 2) di sistemi EBR

- (1) Allo scopo di prevenire il meccanismo di distacco secondo il modo 2, si può verificare che la variazione di tensione, $\Delta\sigma_f$ nel rinforzo di FRP tra due fessure consecutive non superi un opportuno valore limite, $\Delta\sigma_r$. Quest'ultimo dipende, in generale, dalle caratteristiche del legame di aderenza (come definito nell'Appendice D), dalla distanza tra le fessure e dal livello di tensione, σ_f , nel rinforzo e può essere valutato in accordo con normative e/o indicazioni di comprovata validità.
- (2) In alternativa, è possibile ricorrere ad una procedura semplificata consistente nel verificare che allo SLU la tensione massima nel composito fibrorinforzato non ecceda il valore di progetto, $f_{dd,2}$, fornito dalla seguente relazione:

$$f_{dd,2} = \frac{k_q k_b}{\gamma_{f2}} \sqrt{\frac{2E_f}{4FC} \frac{k_{Gk,2}}{t_f} \sqrt{f_{cm} f_{ctm}} \cdot S_u} \quad (4.12)$$

nella quale i simboli già introdotti in precedenza hanno lo stesso significato sopra specificato ed inoltre:

- $k_{Gk,2}$ è il valore caratteristico (frattile 5%) di un coefficiente correttivo calibrato (vedere Appendice D) sulla base di risultati sperimentali, da assumersi $k_{Gk,2} = 1.6$ indipendentemente dal tipo del rinforzo;
- k_q è un coefficiente che tiene conto della condizione di carico, da assumersi pari a 1.25 per prevalenti carichi distribuiti e 1.00 in tutti gli altri casi;
- γ_{f2} il fattore parziale pari a 1.3 per SLU di distacco dal supporto come indicato nel § 3.4.1.

Conseguentemente, il massimo valore attribuibile alla deformazione del composito in sede progettuale affinché non si verifichi il distacco intermedio è:

$$\varepsilon_{dd,2} = \frac{f_{dd,2}}{E_f} \geq \varepsilon_{sy} - \varepsilon_0 \quad (4.13)$$

dove ε_{sy} è la deformazione di calcolo dell'armatura interna in acciaio in corrispondenza dello snervamento, ed ε_0 è la deformazione preesistente all'applicazione del rinforzo in corrispondenza dell'estremo lembo teso, calcolata in accordo con quanto indicato nel § 4.3.2.2.

- (3) Il valore medio della tensione massima nel composito fibrorinforzato, $f_{dm,2}$, è fornito dalla seguente relazione:

$$f_{dm,2} = k_q k_b \sqrt{\frac{2E_f}{4FC} \frac{k_{Gm,2}}{t_f} \sqrt{f_{cm} f_{ctm}} \cdot S_u} \quad (4.14)$$

in cui $k_{Gm,2}$ è il valore medio del coefficiente correttivo calibrato (vedere Appendice D) sulla base di risultati sperimentali, da assumersi $k_{Gm,2} = 5.1$, indipendentemente dal tipo del rinforzo.

4.1.5 Dispositivi di ancoraggio mediante connettori sfioccati per sistemi EBR

(1) Le zone di estremità di strisce di rinforzo FRP possono essere rinforzate con connettori sfioccati a ventaglio (SOFS o *Splays Of Fiber Spikes*), detti nel seguito ‘fiocchi’, composti da una parte (gambo) ancorata all’interno di fori eseguiti nel substrato dell’elemento da rinforzare, ed in genere composta da fibre pre-impregnate di resina, e da fibre non impregnate che vengono aperte a ventaglio ed incollate al di sopra della striscia FRP (Figura 4-4c). L’ancoraggio dei fiocchi nel substrato avviene realizzando i fori con un angolo di inclinazione ψ_a rispetto al piano di posa del rinforzo. È possibile realizzare ‘fiocchi in linea’ quando, come accade in alcune applicazioni, il fiocco è ancorato in un elemento in calcestruzzo ortogonale a quello dove è applicato il rinforzo (Figura 4-4 a, ‘*straight anchor*’) ed in tal caso $\psi_a = 180^\circ$. Si realizzano, invece, ‘fiocchi inclinati’ quando il fiocco è ancorato nello stesso elemento di calcestruzzo su cui è applicato il rinforzo; in tal caso ψ_a può essere $\neq 180^\circ$ ed è consigliato che sia compreso tra 90° e 135° (Figura 4-4 a-b, ‘*bent anchor*’).

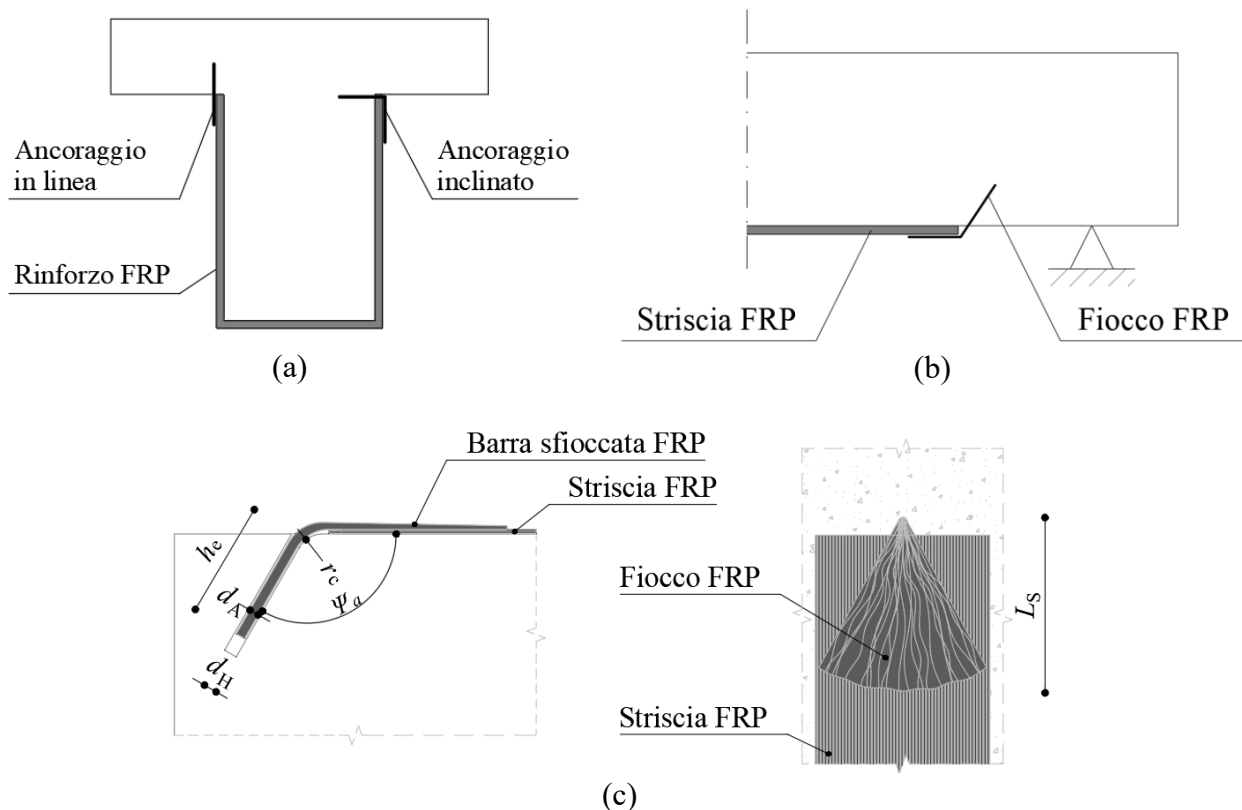


Figura 4-4 – a) Possibili posizionamenti del fiocco in caso di ancoraggio di estremità di un rinforzo a taglio; b) Possibile posizionamento del fiocco in caso di ancoraggio di un rinforzo a flessione; c) Parametri che definiscono la geometria dei fiocchi di ancoraggio.

(2) In assenza di sperimentazioni dirette, che dimostrino l’efficienza della soluzione adottata, i parametri geometrici dei fiocchi di ancoraggio (Figura 4-4 c) devono rispettare i seguenti limiti:

- il diametro nominale del fiocco impregnato, d_a , dichiarato dal Fabbrikante tenendo conto anche della presenza della resina di impregnazione, deve essere compreso tra 6 e 20 mm. La percentuale di volume occupato dalla resina di impregnazione è di norma compresa tra il 55% ed il

75% del volume complessivo del fiocco impregnato. Si definisce, invece, come A_{fc} l'area effettiva del fiocco non impregnato, al netto, quindi, della resina e dello spessore di eventuali trattamenti superficiali aggiuntivi (ad esempio sabbiatura); tale area deve essere calcolata dal Fabbrikante attraverso pesatura di una parte del fiocco non impregnato di lunghezza predeterminata seguendo procedure di prova nazionali o internazionali di comprovata validità ed essendo nota la densità delle fibre. Il Fabbrikante deve riportare nella scheda tecnica del prodotto, oltre al diametro nominale d_a e l'area A_{fc} , anche la tipologia, le caratteristiche fisico-meccaniche (consistenza superfluida) ed il volume della resina di impregnazione presente nei campioni utilizzati per la definizione delle prestazioni meccaniche e da utilizzarsi poi in opera nel rispetto dei limiti sopradetti (55%-75%);

- in caso di fiocchi inclinati (*'bent anchor'*), ovvero quando il fiocco è ancorato nello stesso elemento su cui è applicato il rinforzo:
 - l'angolo di piegatura ψ_a della parte infissa del connettore deve essere compreso tra 90° e 135° ;
 - il raggio di curvatura da realizzarsi in corrispondenza dello spigolo, r_c , deve essere maggiore di 25 mm;
- la profondità minima di ancoraggio h_e del gambo del fiocco deve essere almeno pari a:
 - per fiocchi inclinati (*'bent anchor'*): $h_e \geq \frac{2\psi_a}{180^\circ} \max\{80\text{mm}, 8d_a\}$,
 - per fiocchi in linea (*'straight anchor'*): $h_e \geq \max\{120\text{mm}, 12d_a\}$;
- il diametro del foro d_h deve essere almeno pari a $1.20 d_a$ con un limite inferiore pari a $d_a + 3.0$ mm;
- la lunghezza complessiva del foro in cui inserire il fiocco deve essere pari a $h_e + 10$ mm per consentire la completa penetrazione della resina all'interno del foro;
- l'angolo di semi-apertura delle fibre λ deve essere compreso tra 22.5° e 30° ;
- la lunghezza del tratto del fiocco aperto a ventaglio al di sopra del rinforzo, L_s , deve essere non inferiore a $15 d_a$;
- la larghezza di apertura del ventaglio deve coprire almeno l'80% della larghezza della striscia FRP che viene ancorata in caso essa sia realizzata con un tessuto unidirezionale, mentre nel caso di tessuto quadri-assiale la percentuale di copertura si può ridurre al 50% della larghezza della striscia; tali prescrizioni si applicano anche al caso di più fiocchi applicati ad una singola striscia con l'ulteriore indicazione che la distanza tra le parti infisse dei fiocchi sia tale che le parti aperte a ventaglio non si sovrappongano; a parità di area complessiva resistente fiocchi, si consiglia l'utilizzo di un numero maggiore di fiocchi di piccolo diametro rispetto ad un numero ridotto di fiocchi con diametro più grande, nel rispetto delle indicazioni soprariportate.

La validità delle formule riportate nel seguito è limitata a fiocchi che rispettino i suddetti requisiti e che siano applicati su supporti in calcestruzzo. Qualora si vogliano usare fiocchi con caratteristiche geometriche diverse, è necessario dimostrarne l'efficacia attraverso specifiche prove sperimentali e, in particolare, è possibile utilizzare valori di resistenza alternativi a quelli calcolati con le formulazioni riportate nel seguito purché valutati seguendo l'approccio suggerito in EN1990 – Annex D (*Design assisted by testing*). Analogamente, qualora si vogliano usare connettori sfioccati per applicazioni su supporti in muratura, è necessario ricalibrare le formulazioni proposte nel seguito tramite procedure basate sul *'Design assisted by testing'*.

Per fiocchi di ancoraggio in cui il tratto da inserire nel substrato sia già pre-impregnato, in genere realizzato tramite processi di pultrusione (sistemi *'linker'*), il Fabbrikante deve indicare tutti i parametri dimensionali e meccanici (diametro nominale, area effettiva al netto della resina, volume occupato dalla resina, ecc...) sia per la parte pre-impregnata (gambo pultruso) sia per la parte del fiocco impregnata in opera e aperta a ventaglio.

(3) La crisi dei fiocchi di ancoraggio può avvenire secondo differenti modalità di rottura, ognuna caratterizzata da un proprio valore di resistenza limite (Figura 4-5). In particolare, si distinguono:

- a) distacco del fiocco dal substrato con asportazione di un cuneo di calcestruzzo, che può interessare l'intera profondità di ancoraggio del gambo del fiocco o una sua parte (crisi per *pull-out*, PO, Figura 4-5 a e Figura 4-5 e), eventualmente accompagnato da un parziale scorrimento del gambo del fiocco lungo le pareti del foro nella parte terminale della lunghezza di ancoraggio (crisi *mista*);
- b) scorrimento del gambo del fiocco per rottura coesiva nella resina o nel calcestruzzo nell'intorno del foro (crisi per *scorrimento*, S, (Figura 4-5 b e Figura 4-5 f);
- c) distacco della parte sfioccata all'interfaccia con il tessuto di rinforzo (*debonding*, DB, (Figura 4-5 c e Figura 4-5 g);
- d) rottura del fiocco per crisi a taglio e/o tensoflessione delle fibre della corda (*crisi delle fibre*, FR, (Figura 4-5 d e Figura 4-5 h).

A causa del comportamento anisotropo delle fibre del fiocco, la *crisi delle fibre* (FR) avviene per valori di resistenza diversi a seconda dell'inclinazione del gambo, con valori tanto più bassi quanto minore è l'angolo ψ_a , a causa della predominanza di sollecitazioni di taglio piuttosto che di tensoflessione nelle fibre nel fiocco nella sezione di massima curvatura.

Le crisi per *pull-out* (PO) e per *scorrimento* (S) avvengono in genere nei soli fiocchi in linea e più raramente in quelli inclinati con angoli $90^\circ < \psi_a \leq 135^\circ$.

Per i fiocchi in linea ($\psi_a = 180^\circ$) e per quelli inclinati con angoli $90^\circ < \psi_a \leq 135^\circ$, la possibilità che una crisi per *pull-out* (PO) o per *scorrimento* (S) o una crisi mista che le contemperi entrambe si inneschi prima della crisi delle fibre dipende dalla lunghezza di infissione, dalla resistenza del calcestruzzo, dal diametro e dalla resistenza a trazione del fiocco, dalla resistenza della resina. In particolare, la crisi per *scorrimento* avviene per rottura coesiva nella resina solo in caso di utilizzo di resine con resistenze molto basse. Per evitare tale crisi, i valori della resistenza a compressione, f_{Rcm} , e a trazione, f_{Rtm} , della resina utilizzata per incollare i fiocchi devono essere almeno il 20% maggiori delle corrispondenti resistenze del calcestruzzo. La crisi per *scorrimento* con rottura coesiva nel calcestruzzo, invece, può essere condizionante nella verifica, in caso di applicazioni in calcestruzzi con resistenze basse o per lunghezze di ancoraggio dei fiocchi ridotte.

Pertanto, per i fiocchi in linea ($\psi_a = 180^\circ$) e per quelli inclinati con angoli $90^\circ < \psi_a \leq 135^\circ$, è necessario considerare tutte le modalità di crisi riportate in Figura 4.5, secondo l'Eq. (4.15) e le formulazioni descritte nel seguito.

Nei fiocchi inclinati con $\psi_a = 90^\circ$, poiché la forza sollecitante il rinforzo a trazione è una sollecitazione prevalentemente tagliente per il gambo del fiocco, le crisi per *pull-out* (PO) e per *scorrimento* (S) non avvengono, a meno che non si inneschi una rottura localizzata nel calcestruzzo circostante il gambo, come evidenziato in Figura 4-5e; tale eventualità può essere, in genere, scongiurata adottando per la profondità di ancoraggio il valore minimo suggerito al punto (2). Pertanto, per i fiocchi inclinati con $\psi_a = 90^\circ$, nell'Eq. (4.15), si considererà il minimo valore tra le sole resistenze associate al meccanismo per *debonding* (DB, Figura 4-5g) e per rottura a taglio delle fibre del fiocco (FR, Figura 4-5h), secondo le formulazioni descritte nel seguito.

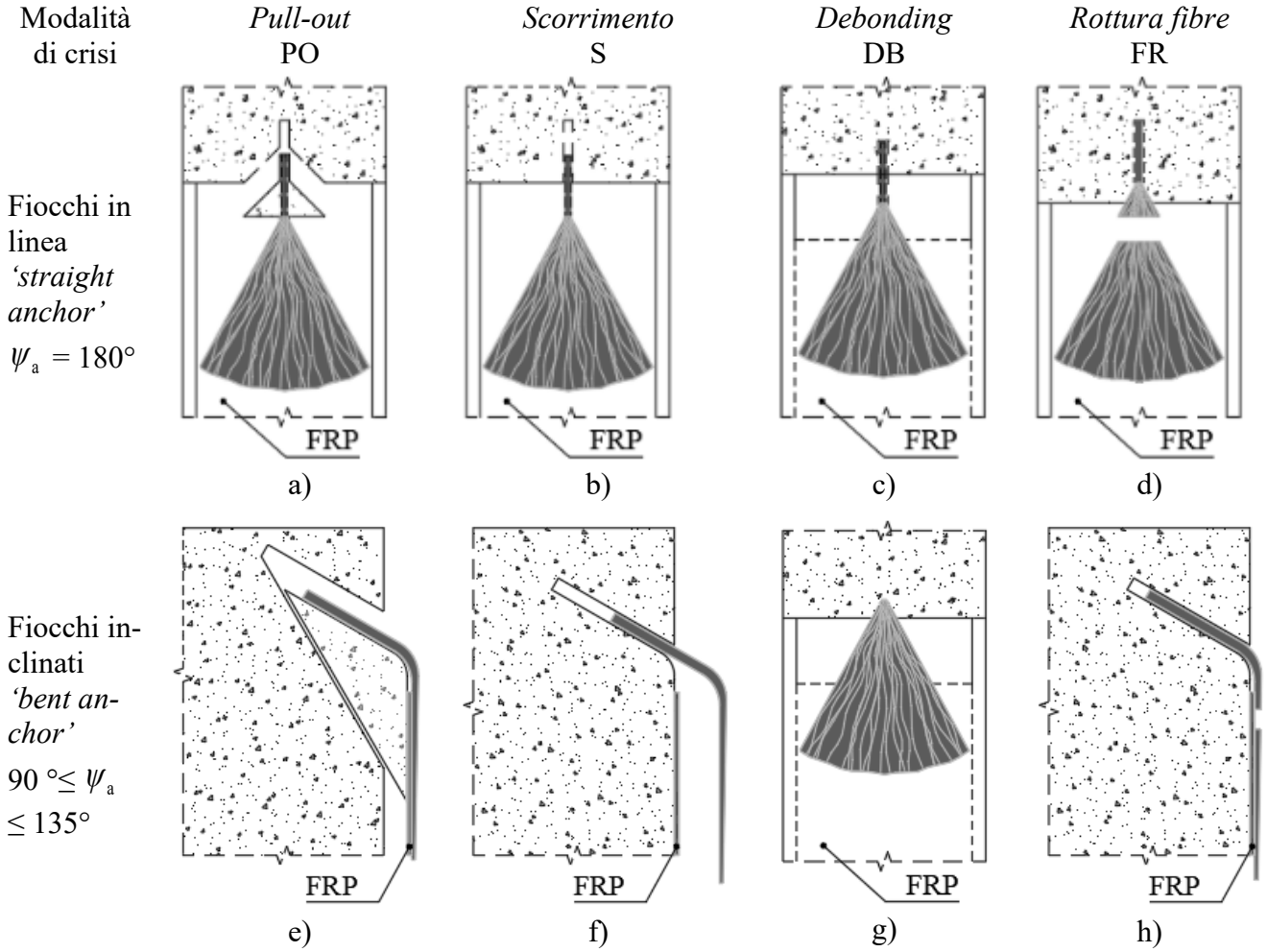


Figura 4-5 – Modalità di rottura dei connettori sfioccati.

(4) Lo sforzo massimo di trazione in una striscia FRP adeguatamente ancorata con fiocchi può essere calcolato in ogni sezione posta a distanza z dall'estremità del rinforzo sommando la forza di distacco di estremità della striscia di rinforzo con la forza di ancoraggio fornita dai connettori presenti nel tratto compreso tra la sezione di estremità del rinforzo e la sezione considerata come segue:

$$F_{\text{anc,d}}(z) = \min \left(k_k \cdot \frac{f_{\text{f dm}} \cdot b_f \cdot t_f + [n_z \cdot \min\{N_{\text{PO,m}}, N_{\text{S,m}}, N_{\text{DB,k}}, N_{\text{FR,k}}\}]}{\gamma_{\text{f2}}}, \frac{\eta_a \cdot f_{\text{fk}}}{\gamma_{\text{f1}}} b_f \cdot t_f \right) \quad (4.15)$$

dove:

- k_k è un coefficiente, calibrato su base sperimentale (Appendice D), pari a 0.7 che restituisce il valore caratteristico dello sforzo normale massimo in presenza di connettori sfioccati. Qualora siano disponibili specifiche prove sperimentali su alcuni sistemi di ancoraggio o su sistemi di ancoraggio caratterizzati da parametri geometrici diversi da quelli indicati precedentemente e tali prove evidenzino una resistenza diversa da quella predetta dall'Eq. (4.15), è possibile adottare un valore diverso per il coefficiente k_k calibrandolo seguendo l'approccio suggerito in EN1990 – Annex D (*Design assisted by testing*);

- f_{dm} è il valore medio della resistenza al distacco d'estremità della striscia FRP data dalla (4.6) in caso di rinforzo a flessione e dalla (4.83) nel caso di rinforzo a taglio, in cui si usi f_{dm} al posto di f_{dd} ;
- n_z è il numero di connettori applicati sulla striscia in FRP fino all'ascissa z valutata a partire dall'estremità del rinforzo, comprensivo di eventuali connettori affiancati;
- γ_{f2} è il fattore parziale da assumersi pari a 1.30 per Stato Limite Ultimo per distacco di estremità in presenza di ancoraggi, come indicato nel § 3.4.1;
- b_f and t_f sono la larghezza e lo spessore del rinforzo nel caso di rinforzo a flessione e taglio;
- f_{fk} il valore caratteristico della resistenza a trazione delle fibre del rinforzo;
- η_a è il fattore di conversione ambientale del rinforzo FRP e γ_{f1} è il fattore parziale per Stato Limite Ultimo per rottura a trazione delle fibre del rinforzo, come indicato nel § 3.4.1.

I termini $N_{\text{PO,m}}, N_{\text{S,m}}, N_{\text{DB,k}}, N_{\text{FR,k}}$ sono descritti nel seguito e si riferiscono alle crisi per pull-out del fiocco dal substrato (PO), scorrimento (S), *debonding* del fiocco dal rinforzo FRP oggetto dell'ancoraggio (DB), rottura a trazione delle fibre del fiocco (FR), secondo le modalità mostrate in Figura 4-5.

A partire dalla (4.15), i corrispondenti valori di progetto della tensione e della deformazione di trazione nella striscia di rinforzo sono, quindi:

$$f_{\text{dd,anc}}(z) = \frac{F_{\text{anc,d}}(z)}{b_f \cdot t_f} \quad (4.16)$$

$$\varepsilon_{\text{dd,anc}}(z) = \frac{F_{\text{anc,d}}(z)}{E_f \cdot b_f \cdot t_f} \geq \varepsilon_{\text{sy}} - \varepsilon_0 \quad (4.17)$$

(5) Per i fiocchi in linea ($\psi_a = 180^\circ$) e per quelli inclinati con angoli $90^\circ < \psi_a \leq 135^\circ$, è necessario considerare la crisi per *pull-out* e calcolare la corrispondente forza $N_{\text{PO,m}}$, da usare nella (4.15), che dipende dalla profondità di ancoraggio e dalla resistenza del calcestruzzo in cui il fiocco è ancorato come segue:

$$N_{\text{PO,m}} = k_{\text{eff}} \sqrt{\frac{f_{\text{cm}}}{FC}} \cdot \min(120\text{mm}, h_e)^{1.5} \frac{1}{\cos(180^\circ - \psi_a)} \quad (4.18)$$

essendo:

- f_{cm} il valore medio della resistenza a compressione del calcestruzzo in cui è inserito il fiocco da valutare secondo le indicazioni della Normativa esistente;
- FC il fattore di confidenza che tiene conto del livello di conoscenza per il substrato e valutato con riferimento a normative di comprovata validità;
- k_{eff} un coefficiente calibrato su base sperimentale su fiocchi in linea da assumersi pari a 8.5. Qualora siano disponibili specifiche prove sperimentali su alcuni sistemi di ancoraggio o su sistemi di ancoraggio caratterizzati da parametri geometrici diversi da quelli indicati precedentemente e tali prove evidenzino una resistenza media diversa da quella predetta dall'Eq. (4.18), è possibile adottare un valore diverso per il coefficiente k_{eff} calibrandolo seguendo l'approccio suggerito in EN1990 – Annex D (*Design assisted by testing*).

Detta c la minima distanza del gambo del fiocco dal bordo dell'elemento in calcestruzzo, se risulta $c < 0.7h_e$, la forza $N_{po,m}$ data dalla (4.18) deve essere ridotta del coefficiente $\psi_c = \frac{c}{0.7h_e} \leq 1$. In tal modo, si tiene conto del fatto che il cono di calcestruzzo possa non essere completamente sviluppato. Per fiocchi inclinati con $\psi = 90^\circ$, la forza corrispondente alla crisi per *pull-out* non deve essere calcolata, ma occorre verificare che $c \geq 0.7h_e$.

(6) Per i fiocchi in linea ($\psi_a = 180^\circ$) e per i fiocchi inclinati con $90^\circ < \psi_a < 135^\circ$, è necessario considerare la crisi per *scorrimento* (S), assumendo che la crisi possa essere di tipo coesivo nel calcestruzzo e calcolare la corrispondente forza $N_{s,m}$, da usare nella (4.15), che è proporzionale alla superficie del foro bagnata dalla resina $\pi d_h h_e$ e alla coesione del calcestruzzo $\frac{\sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm}}}{2}$, come segue:

$$N_{s,m} = \pi d_h h_e \cdot k_c \cdot \frac{\sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm}}}{2FC} \frac{1}{\cos(180^\circ - \psi_a)} \quad (4.19)$$

essendo k_c un coefficiente calibrato su base sperimentale e da assumersi pari a 2.0. Qualora siano disponibili specifiche prove sperimentali su alcuni sistemi di ancoraggio o su sistemi di ancoraggio caratterizzati da parametri geometrici diversi da quelli indicati precedentemente e le prove evidenzino un valore medio della forza sensibilmente differente da quello predetto dall'Eq. (4.19), è possibile adottare un valore diverso per il coefficiente k_c o per l'intero prodotto $k_c \cdot \frac{\sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm}}}{2FC}$, purchè si adotti per la calibrazione l'approccio suggerito in EN1990 – Annex D (*Design assisted by testing*). Per fiocchi inclinati con $\psi_a = 90^\circ$, la forza corrispondente alla crisi per scorrimento non deve essere calcolata.

(7) Per tutte le tipologie di connettori sfioccati, sia in configurazione in linea che inclinata, con riferimento alla crisi per *debonding* del ventaglio di fibre sfioccate dal rinforzo, si assume che la forza N_{DB} , da usare nella (4.15), dipenda dalla resistenza a taglio per scorrimento della resina utilizzata per applicare i fiocchi sulla striscia di FRP. Le fibre sfioccate del ventaglio realizzano l'equilibrio in direzione longitudinale della striscia FRP, ma introducono anche forze parassite di trazione ortogonali all'asse della striscia stessa. Le componenti longitudinale e trasversale della forza di adesione del ventaglio di fibre $F_{DB,k}$ dipendono dall'apertura 2λ del ventaglio stesso ed i valori caratteristici delle due componenti possono essere calcolati come:

$$N_{DB,k} = F_{DB,k} \cdot \left(\frac{\sin \lambda}{\lambda} \right) \quad (4.20)$$

$$H_{DB,k} = F_{DB,k} \cdot \left(\frac{1 - \cos \lambda}{2\lambda} \right) \quad (4.21)$$

La forza complessiva che attiva la crisi per *debonding* può essere calcolata in funzione della superficie di connessione del ventaglio sfioccato e della resistenza a taglio-scorrimento della resina:

$$F_{DB,k} = \lambda L_s^2 \cdot \tau_{Rb,k} \quad (4.22)$$

dove la resistenza a distacco della resina può essere assunta pari alla coesione della stessa:

$$\tau_{Rb,k} = \frac{1}{2} \sqrt{f_{Rck} f_{Rtk}} \quad (4.23)$$

essendo f_{Rck} e f_{Rtk} i valori caratteristici della resistenza a compressione e trazione della resina utilizzata per l'incollaggio.

(8) Per tutte le tipologie di connettori sfioccati, sia in configurazione in linea che inclinata, con riferimento alla rottura a trazione delle fibre del fiocco (FR), detta A_{fc} l'area nominale della sezione trasversale del fiocco, il valore caratteristico della massima forza N_{FR} , da usare nella (4.15), che produce la rottura delle fibre è pari a:

$$N_{FR,k} = k_{FAN} \cdot \frac{\psi_a}{180^\circ} A_{fc} \cdot \eta_a \cdot f_{fak} \quad (4.24)$$

dove:

- η_a è il fattore di conversione ambientale del materiale FRP, come indicato nel § 3.4.1;
- f_{fak} è la resistenza caratteristica a trazione del fiocco di ancoraggio, ottenuta da prove di trazione su fiocchi impregnati con resina epossidica secondo quanto indicato al punto (2) e valutata con riferimento all'area A_{fc} , definita al punto (2), secondo procedure di prova nazionali o internazionali di comprovata validità. Qualora non sia disponibile la resistenza a trazione del fiocco impregnato, è possibile usare nella Eq. (4.24) la resistenza a trazione del fiocco non impregnato, valutata secondo procedure di prova nazionali o internazionali di comprovata validità; si sottolinea, tuttavia, che tale resistenza potrebbe sottostimare la resistenza a trazione del fiocco impregnato e comportare, pertanto, un sovradimensionamento del numero o del diametro dei fiocchi necessari per soddisfare le verifiche.
- k_{FAN} è un coefficiente correttivo pari a 0.5 per tener conto di una riduzione di efficienza nelle fibre a causa della sfioccatura, la cui apertura può essere comunque al massimo pari a $\lambda = 30^\circ$. Qualora siano disponibili specifiche prove sperimentali su alcuni sistemi di ancoraggio o su sistemi di ancoraggio caratterizzati da parametri geometrici diversi da quelli indicati precedentemente e le prove evidenzino una resistenza caratteristica diversa da quella predetta dall'Eq. (4.24), è possibile adottare un valore diverso per il coefficiente k_{FAN} calibrandolo seguendo l'approccio suggerito in EN1990 – Annex D (*Design assisted by testing*).
- Per fiocchi di ancoraggio in cui la lunghezza da inserire nel substrato sia già pre-impregnata (sistemi 'linker'), la resistenza f_{fak} è da intendersi come la minima ottenuta da prove di trazione realizzate secondo procedure di prova nazionali o internazionali di comprovata validità sulla parte pre-impregnata e sulla parte impregnata in opera e aperta a ventaglio, in accordo con quanto già indicato al punto (2).

(9) Nel caso di applicazione dei fiocchi a tessuti utilizzati per il rinforzo taglio-trazione di nodi trave-pilastro, nella (4.15) il prodotto $b_f \cdot t_f$ deve essere sostituito dall'area A_f data dalle (4.111), (4.112), (4.113), (4.114) che, per tessuti bi-assiali o quadri-assiali, può essere decurtata del contributo delle fibre disposte lungo l'asse del pilastro dato dalla (4.112) per $\beta=90^\circ$.

Inoltre, nel caso del rinforzo a taglio-trazione di nodi trave-pilastro, il numero di ancoraggi da installare sulla trave necessario a garantire l'attingimento della deformazione di progetto può essere determinato verificando che sia soddisfatta la relazione: $F_{anc,d}(z) \geq \varepsilon_{fd} \cdot A_f \cdot E_f$, ove $F_{anc,d}(z)$ è la resistenza del tessuto FRP ancorato data dalla (4.15), E_f è il modulo elastico del rinforzo FRP applicato nel nodo, ε_{fd} è data dalla (4.117), l'area A_f è data dalle (4.111), (4.112), (4.113), (4.114).

Su ogni faccia del pilastro va applicato un numero di ancoraggi pari alla metà di quello della trave.

4.1.6 Dispositivi di ancoraggio mediante ancoranti meccanici post-installati per sistemi EBR

(1) Gli elementi di rinforzo FRP possono essere ancorati in modo discontinuo esclusivamente su elementi in calcestruzzo mediante piastre metalliche incollate con resina al di sopra del rinforzo e fissate al calcestruzzo con ancoranti meccanici post-installati (Figura 4-6) ottenendo in questo modo un sistema di rinforzo ibrido, che funziona per attrito nello spazio presente tra piastra metallica e rinforzo FRP e per semplice adesione tra supporto e rinforzo FRP nelle zone dove non sono presenti i dispositivi di ancoraggio.

(2) Gli ancoranti possono essere sia di tipo meccanico ad espansione sia di tipo chimico. Le piastre possono essere in acciaio o alluminio. Il serraggio delle viti degli ancoraggi post-installati dovrà avvenire solo dopo che la resina usata per l'incollaggio del rinforzo FRP al substrato e alla piastra metallica sia perfettamente polimerizzata e indurita.

(3) Ai fini della qualificazione del dispositivo di ancoraggio valgono le indicazioni fornite dalla Normativa vigente o da indicazioni di comprovata validità per gli ancoranti ad uso strutturale.

(4) I dispositivi di ancoraggio devono essere progettati in modo che la loro resistenza sia garantita fino alla rottura a trazione del rinforzo FRP oggetto dell'ancoraggio. Tutti gli elementi che compongono il dispositivo di ancoraggio (piastra, ancoranti) devono essere progettati e verificati secondo le indicazioni fornite dalla Normativa vigente o da indicazioni di comprovata validità relative ad ancoranti per uso strutturale.

(5) Per dettagli costruttivi sul posizionamento degli ancoranti meccanici post-installati occorre seguire le indicazioni date dalla Normativa vigente o da indicazioni di comprovata validità relative ad ancoranti per uso strutturale.

(6) L'applicazione di dispositivi di ancoraggio basati sull'utilizzo di ancoranti meccanici post-installati richiede che l'integrità del substrato sia valutata secondo quanto riportato nel paragrafo 4.9.

(7) L'analisi strutturale di elementi con rinforzi FRP ancorati meccanicamente può essere effettuata con i modelli usuali basati sulla teoria tecnica della trave (planarità del diagramma delle deformazioni di ciascuna sezione) solo fino alla tensione di delaminazione intermedia del rinforzo FRP. Dopo tale stato, l'analisi strutturale deve essere sviluppata considerando il rinforzo scollegato dall'elemento strutturale e la sua deformazione costante a tratti tra ciascuna coppia di ancoraggi meccanici.

(8) Gli ancoraggi meccanici possono avere tre modalità di collasso: scorrimento tra rinforzo e ancoraggio (FS "*Fiber Slip*"), rottura dell'interfaccia con l'elemento strutturale (ID "*Interface Debonding*") e plasticizzazione degli elementi metallici dell'ancoraggio (DF "*Device Failure*").

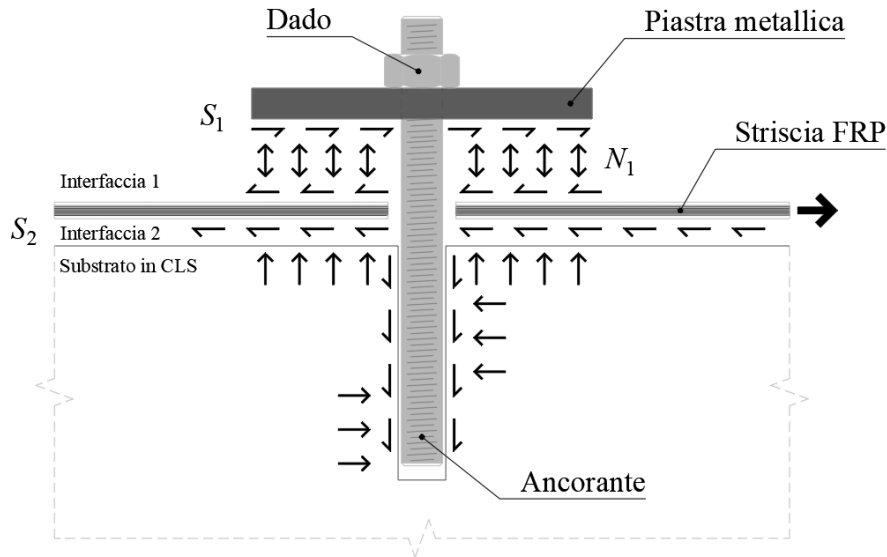


Figura 4-6 – Modello di sviluppo delle tensioni locali nel dispositivo di ancoraggio costituito da piastra ed ancoranti meccanici post-installati.

(9) La pressione di esercizio dell'ancoraggio, che viene ottenuta mediante il serraggio degli ancoranti meccanici post-installati, deve essere progettata in modo da impedire la crisi per scorrimento del rinforzo (FS). La superficie di adesione del rinforzo alla connessione risulta essere pari a $B_f B_p$, essendo B_f la larghezza del rinforzo ancorato e B_p la larghezza della piastra di ancoraggio (Figura 4.7). Su tale superficie si esercita una forza di compressione $N_M = n_b N_1$ essendo N_1 il carico derivante dal serraggio del singolo ancorante e n_b il numero di ancoranti che fissano la piastra di ancoraggio al substrato.

La forza N_1 può essere calcolata come $N_1 = \frac{T_s}{0.15d}$, essendo T_s la coppia di serraggio e d il diametro nominale dell'ancorante. Occorre verificare che la forza N_1 sia inferiore alla resistenza di progetto dell'ancorante, da valutarsi secondo le indicazioni fornite dalla Normativa vigente o da indicazioni di comprovata validità.

La superficie del dado di serraggio deve essere lubrificata con antiattrito.

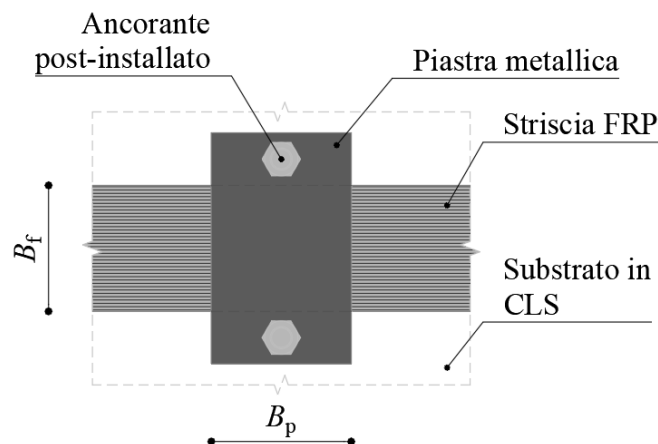


Figura 4-7 – Schema in pianta del dispositivo di ancoraggio costituito dalla piastra metallica e dagli ancoranti meccanici post-installati.

L'aliquota di forza attritiva che si produce tra resina e rinforzo FRP per effetto della compressione N_M deve essere più grande della resistenza a rottura delle fibre del rinforzo FRP:

$$\mu_R N_M \geq B_f t_f \cdot \eta_a \cdot f_{fk} \quad (4.25)$$

dove f_{fk} è il valore caratteristico della resistenza a trazione del materiale FRP ed η_a è il fattore di conversione ambientale del rinforzo FRP.

Il coefficiente d'attrito μ_R può essere determinato in base alle proprietà meccaniche della resina. In assenza di determinazioni più precise, esso può essere calcolato come segue:

$$\phi_R = \arcsin \frac{f_{Rck} - f_{Rtk}}{f_{Rck} + f_{Rtk}}, \quad \mu_R = \min \{ \tan \phi_R; 0.5 \} \quad (4.26)$$

(10) Con riferimento alla crisi per scorrimento all'interfaccia con l'elemento strutturale (ID), la resistenza a taglio-scorrimento dell'area $B_f B_p$ dell'interfaccia resina-calcestruzzo al di sotto della piastra di ancoraggio deve essere pari ad almeno la metà della resistenza a rottura del composito FRP, ovvero deve valere la seguente disuguaglianza:

$$(f_{v0m} + 0.4\sigma_N) B_f B_p \geq \frac{1}{2} B_f t_f \eta_a \cdot f_{fk} \quad (4.27)$$

essendo:

- $\sigma_N = \frac{N_M}{B_f B_p}$ la tensione normale agente sull'area $B_f B_p$ prodotta dal serraggio dei bulloni;
- f_{v0m} il valore medio della resistenza a taglio in assenza di compressione del calcestruzzo al di sotto della piastra di ancoraggio da calcolarsi come:

$$f_{v0m} = \frac{f_{cm} f_{ctm}}{(f_{cm} + f_{ctm}) FC} \quad (4.28)$$

dove f_{cm} e f_{ctm} sono, rispettivamente, i valori medi delle resistenze a compressione ed a trazione del calcestruzzo valutate per l'elemento esistente secondo la Normativa vigente; la resistenza media a trazione del calcestruzzo è data dal valore minimo tra la resistenza valutata sperimentalmente (se disponibile) ed il valore dedotto dalla f_{cm} in accordo con quanto indicato nella Normativa vigente.

(11) Se le condizioni precedenti sono verificate, in particolare se le disuguaglianze espresse dalla (4.25) e (4.27) sono soddisfatte, la tensione di progetto del rinforzo può essere assunta pari alla resistenza a trazione del composito FRP, da calcolarsi come:

$$f_{fd} = \eta_a \frac{f_{fk}}{\gamma_{f1}} \quad (4.29)$$

essendo:

- f_{fk} il valore caratteristico della resistenza a trazione delle fibre del rinforzo;
- η_a il fattore di conversione ambientale del rinforzo FRP;
- γ_{fl} il fattore parziale per Stato Limite Ultimo per rottura a trazione delle fibre del rinforzo, come indicato nel § 3.4.1.

(12) Il diagramma carico–allungamento del rinforzo di FRP con dispositivi di ancoraggio discontinui presenta un comportamento incrudente a rigidezza ridotta successivamente al raggiungimento della resistenza a distacco intermedia del composito (Figura 4-8).

(13) Nel calcolo di elementi inflessi con un rinforzo esterno FRP ancorato meccanicamente in modo discontinuo, si deve considerare la perdita della linearità del diagramma delle deformazioni tra coppie successive di dispositivi di ancoraggio, causata dalla differenza di deformazione tra l'interfaccia dell'elemento strutturale e il rinforzo.

Più precisamente, quando nella sezione inflessa si produce nel rinforzo la forza di distacco $P_1 = A_f f_{fd}$ (punto A), essendo la f_{fd} data dalla (4.7), cade l'ipotesi di conservazione della sezione piana, e la striscia di rinforzo inizia ad allungarsi come un tirante a deformazione costante a tratti per ciascuna coppia di vincoli successivi (le piastre di ancoraggio), in maniera non più coerente con la deformazione per flessione della sezione in calcestruzzo. Tale allungamento continua fino alla rottura del rinforzo (punto C), quando quest'ultimo raggiunge la tensione di rottura delle fibre f_{fd} data dalla (4.29).

Gli allungamenti δ_0 e δ_u possono essere rispettivamente calcolati come $\varepsilon_{fd} \cdot \Delta_A$ e $\varepsilon_{fd} \cdot \Delta_A$, essendo Δ_A la distanza tra due dispositivi di ancoraggio successivi e $\varepsilon_{fd} = f_{fd}/E_f$.

Se la distanza Δ_A è maggiore della lunghezza d'ancoraggio ottimale ℓ_{ed} , può essere presente anche un tratto di rigidezza tangente nulla (tratto A-B) nel quale la delaminazione evolve a tensione costante, mentre l'elemento in calcestruzzo aumenta la sua curvatura.

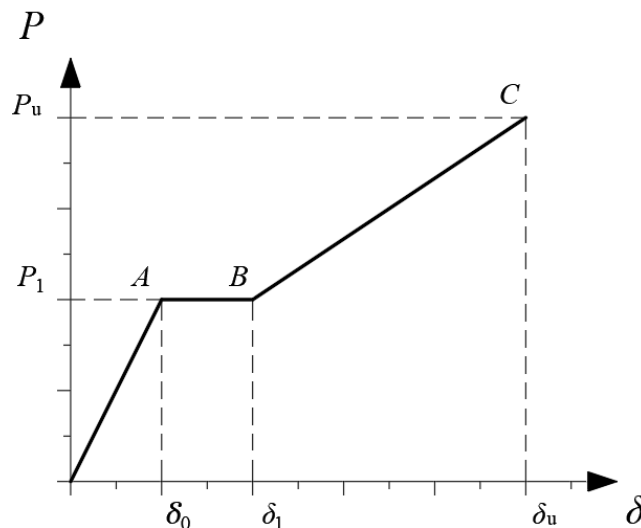


Figura 4-8 – Diagramma carico – allungamento di un rinforzo FRP con dispositivi di ancoraggio discontinui.

4.1.7 Verifica delle tensioni di interfaccia allo stato limite di esercizio per sistemi EBR

(1) In una trave rinforzata con FRP, all'interfaccia tra calcestruzzo e rinforzo, si verificano concentrazioni tensionali (tangenziali e normali) localizzate in corrispondenza di fessure trasversali presenti nel calcestruzzo, soprattutto alle estremità del rinforzo. Tali concentrazioni possono provocare la fessurazione dell'interfaccia favorendo il distacco tra i due materiali.

(2) È opportuno che, in condizioni di esercizio, per le combinazioni di carico non sismiche, non si verifichi l'apertura delle suddette fessure, soprattutto in presenza di cicli di carico e di cicli di gelo/disgelo. La competente verifica può essere eseguita mediante un calcolo delle tensioni di interfaccia utilizzando modelli elastici lineari.

(3) Si deve controllare che, all'interfaccia adesivo-calcestruzzo, sia per la combinazione di carico caratteristica (o rara), la tensione tangenziale “equivalente”, $\tau_{b,e}$, appresso definita, sia inferiore alla resistenza di adesione tra il rinforzo ed il substrato di calcestruzzo, f_{bd} :

$$\tau_{b,e} \leq f_{bd} \quad (4.30)$$

(4) Il valore di progetto della resistenza di adesione tra rinforzo e calcestruzzo, f_{bd} , è data da:

$$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_{f0}} \quad (4.31)$$

dove f_{bk} è data dalla (4.10) e γ_{f0} è il coefficiente di sicurezza per verifiche in esercizio da assumersi pari a 1.0, come indicato nel § 3.4.1.

(5) La tensione tangenziale “equivalente” $\tau_{b,e}$ è definita a partire dalla tensione tangenziale media, τ_m , valutata in corrispondenza della corda sulla quale si interfacciano adesivo e calcestruzzo:

$$\tau_{b,e} = k_{id} \cdot \tau_m \quad (4.32)$$

Il coefficiente $k_{id} (\geq 1)$, che tiene conto della concentrazione di tensioni tangenziali e normali nelle zone terminali (Appendice D), è fornito dalla seguente relazione:

$$k_{id} = \left(k_{\sigma}^{1.5} + 1.15 \cdot k_{\tau}^{1.5} \right)^{2/3} \quad (4.33)$$

essendo:

- $k_{\sigma} = k_{\tau} \cdot \beta_1 \cdot t_f$,
- $k_{\tau} = 1 + \alpha \cdot a \cdot \frac{M_{(z=a)}}{V_{(z=a)} \cdot a}$,
- $M_{(z=a)}$ il momento flettente agente nella sezione di interruzione del rinforzo (Figura 4-9, in cui

- g denota il carico da peso proprio, q quello variabile.),
- $V_{(z=a)}$ il taglio agente nella sezione di interruzione del rinforzo, posta a distanza $z=a$ dall'estremità della trave,
- $\alpha = \sqrt{\frac{K_1}{E_f \cdot t_f}}$,
- $\beta_1 = \left(\frac{b_f \cdot 2.30 \cdot K_1}{4 \cdot E_f \cdot I_f} \right)^{1/4}$,
- $K_1 = \frac{1}{t_a/G_a + t_c/G_c}$,
- G_a e G_c moduli di elasticità tangenziale dell'adesivo e del calcestruzzo,
- t_a spessore nominale dell'adesivo,
- t_c spessore dello strato di calcestruzzo partecipante alla deformabilità dell'interfaccia (in genere si può assumere $t_c = 20 \div 30$ mm).

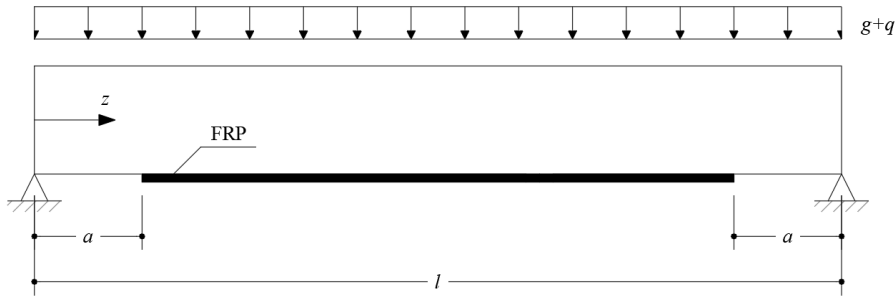


Figura 4-9 – Definizione dei parametri geometrici.

La tensione tangenziale media, τ_m , è calcolata nello spirito dell'approssimazione di Jourawski come segue:

$$\tau_m = \frac{V_{(z=a)} \cdot t_f \cdot (h-x)}{I_{2r}} \cdot \alpha_f \quad (4.34)$$

essendo:

- h altezza della sezione,
- I_{2r} il momento di inerzia e x_{2r} la corrispondente distanza dell'asse neutro dall'estremo lembo compresso della sezione parzializzata ed omogeneizzata tenendo conto sia dell'armatura in acciaio sia del rinforzo esterno in FRP. Qualora le sollecitazioni siano tali che la sezione non risulti parzializzata per effetto della fessurazione, nella (4.34) va considerato il momento d'inerzia della sezione omogeneizzata non parzializzata, I_{1r} e la corrispondente distanza dell'asse neutro x_{1r} ;
- E_c modulo di elasticità normale del calcestruzzo;
- $\alpha_f = E_f/E_c$ coefficiente di omogeneizzazione, in cui si tenga eventualmente conto dei fenomeni viscosi nel calcestruzzo attraverso un opportuno valore del coefficiente di viscosità, come definito nel §4.3.3.2.

(6) Qualora sia previsto un ancoraggio terminale, realizzato mediante fasciatura ad U o connettori sfioccati, l'effetto delle tensioni normali ai fini della verifica dell'interfaccia può essere trascurato e, pertanto, il coefficiente k_σ può essere assunto pari a zero.

(7) Per il calcolo delle tensioni di ancoraggio allo SLE vanno tenuti in conto i soli incrementi delle caratteristiche della sollecitazione dovuti ai carichi applicati dopo l'intervento di rinforzo.

4.2 VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA NEI CONFRONTI DEL DISTACCO DAL SUPPORTO DI RINFORZI INSERITI ALL'INTERNO DI INTAGLI (NSM)

4.2.1 Generalità

(1) Il rinforzo di strutture in calcestruzzo può essere effettuato eseguendo scanalature longitudinali o trasversali di opportuna lunghezza sulla superficie degli elementi da rinforzare, ed incollando all'interno degli intagli lamine o barre a sezione circolare o prismatica di FRP. I rinforzi così realizzati si indicano con l'acronimo NSM (*Near Surface Mounted*), oppure FRP-NSM.

(2) I rinforzi NSM devono essere installati in intagli irruviditi con scarifica superficiale di dimensioni appropriate al rinforzo che viene posto internamente. L'installazione può avvenire solo con resina di resistenza con proprietà meccaniche superiori a quelle del calcestruzzo in cui è applicato il rinforzo.

(3) Le dimensioni minime degli intagli sono funzione delle dimensioni del rinforzo che viene installato, e comunque devono essere maggiori di quelle del rinforzo di almeno 2.0 mm su ogni lato. La Figura 4-10 riporta alcune indicazioni sulle dimensioni delle scanalature, d_G e w_G , in cui inserire i rinforzi, avendo indicato con d_F il diametro della barra a sezione circolare o il lato della barra a sezione quadra e con t_F e b_F spessore e altezza della lamina a sezione rettangolare.

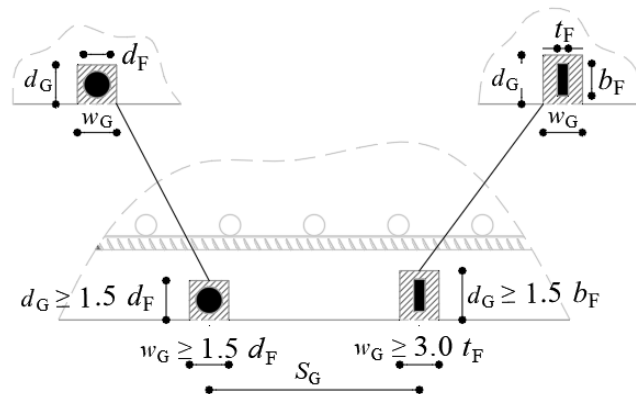


Figura 4-10 – Definizione dei parametri geometrici in rinforzi NSM.

(4) La crisi dell'elemento rinforzato con sistemi FRP-NSM può avvenire per distacco del rinforzo dal substrato che in genere produce una frattura nell'interfaccia dell'intaglio, con parte di calcestruzzo che rimane adeso alla resina utilizzata per il riempimento. Il calcolo della forza di distacco può essere condotto assumendo un modello di frattura basato su un legame di aderenza τ - s trilineare (Figura 4-11), caratterizzato da due tratti lineari (tratto ascendente fino alla tensione tangenziale di picco e tratto di *softening* dopo il picco, in analogia a quanto si assume per i sistemi FRP-EBR), e da un tratto costante definito da una resistenza tangenziale residua dovuta all'attrito che si genera all'interfaccia tra la superficie di rottura ed il calcestruzzo integro. Tale legame interpreta con buona approssimazione i legami di aderenza ottenuti per via sperimentale. Ai fini tecnici, esso può essere approssimato con una legge di tipo rigido-*softening*, trascurando cioè il ramo ascendente e facendo seguire quello discendente da un ramo costante, rappresentativo di una resistenza tangenziale residua (per dettagli ed approfondimenti si veda l'Appendice D).

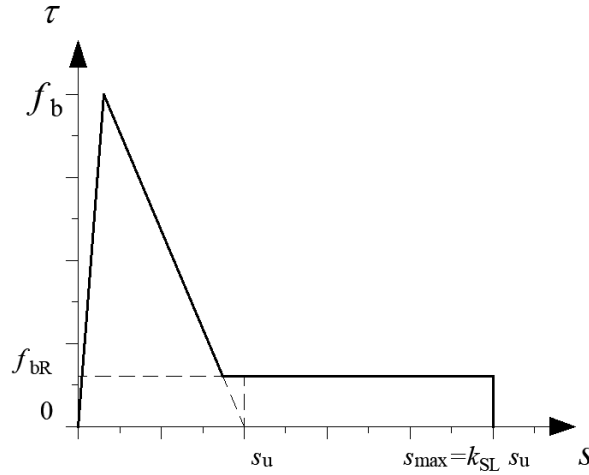


Figura 4-11 – Definizione del diagramma tensione tangenziale-scorrimento.

Il valore medio della tensione tangenziale di picco, f_{bm} , può essere assunto pari alla coesione del substrato in calcestruzzo:

$$f_{bm} = \frac{\sqrt{f_{cm} f_{ctm}}}{2 \cdot FC} \quad (4.35)$$

dove f_{cm} e f_{ctm} sono, rispettivamente, i valori medi delle resistenze a compressione ed a trazione del calcestruzzo valutate *in situ*; la resistenza media a trazione del calcestruzzo è data dal valore minimo tra la resistenza valutata sperimentalmente (se disponibile) ed il valore dedotto dalla f_{cm} in accordo con quanto indicato nella Normativa vigente.

L'area sottesa dal ramo rigido-*softening* del legame di aderenza (variabile s compresa tra 0 e s_u) corrisponde ad un'aliquota dell'energia di frattura associata al distacco dal calcestruzzo il cui valore medio può essere espresso come:

$$\Gamma_{F1,m} = \frac{1}{2} \cdot s_u f_{bm} \quad (4.36)$$

in cui, in assenza di specifiche determinazioni sperimentali per un dato sistema di rinforzo NSM, si assume s_u pari a 1.20 mm.

In assenza di specifiche determinazioni sperimentali per un dato sistema di rinforzo NSM, il valore medio della tensione tangenziale residua, f_{bRm} , può essere assunto pari a $f_{bRm} = k_{FR} f_{bm}$, in cui si può adottare $k_{FR} = 0.05$, e lo spostamento massimo del legame di aderenza si può assumere $s_{max} = k_{SL} s_u$, in cui si può adottare $k_{SL} = 4.0$

4.2.2 Calcolo della forza limite d'estremità

(1) Si introduce il seguente modulo elastico omogeneizzato del sistema FRP-NSM composto dalla resina e dal rinforzo FRP inserito all'interno della scanalatura:

$$E_H = \frac{E_F A_F + E_R A_R}{w_G d_G} \quad , \quad A_H = w_G d_G \quad , \quad A_R = w_G d_G - A_F \quad , \quad p_G = w_G + 2d_G \quad (4.37)$$

dove E_R e A_R sono modulo elastico e area della resina, E_F e A_F sono modulo elastico e area del rinforzo FRP-NSM, w_G e d_G sono larghezza e profondità dell'intaglio come definite in precedenza, p_G è il perimetro dell'intaglio bagnato dalla resina (Figura 4-10).

In assenza di indicazioni specifiche fornite dal produttore, per il modulo elastico della resina si può assumere $E_R = 50 f_{Rm}$, essendo f_{Rm} il valore medio della resistenza a compressione della resina.

(2) Si definiscono i valori di progetto delle seguenti due lunghezze 'ottimali di ancoraggio', $\ell_{e1,d}$ e $\ell_{e2,d}$, che corrispondono, rispettivamente, al raggiungimento degli scorrimenti s_u e s_{max} precedentemente definiti nel legame di aderenza dei rinforzi FRP-NSM:

$$\ell_{e1,d} = \gamma_{Rd} \cdot \ell_{e1} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{E_H A_H s_u}{p_G f_{bm}}} \quad (4.38)$$

$$\ell_{e2,d} = \gamma_{Rd} \cdot \ell_{e2} = \gamma_{Rd} \cdot \left(\ell_{e1} + \frac{F_{l,max,m}}{f_{bm} \cdot p_G \cdot k_{FR}} \left[\sqrt{1 + 2k_{FR} (k_{SL} - 1)} - 1 \right] \right) \quad (4.39)$$

dove ℓ_{e1} e ℓ_{e2} sono le lunghezze ottimali di ancoraggio associate al legame di aderenza (si veda Appendice D), $\gamma_{Rd} = 1.20$ è un fattore parziale di modello, gli altri simboli hanno il significato introdotto in precedenza e $F_{l,max,m}$ è la previsione media della massima forza di trazione che può essere applicata ad un rinforzo FRP-NSM in caso di lunghezza aderente $\ell_b = \ell_{e1}$ ed è data dalla seguente relazione:

$$F_{l,max,m} = k_1 \sqrt{2E_H A_H \cdot p_G \cdot \Gamma_{F1,m}} = k_1 \sqrt{E_H A_H \cdot p_G \cdot f_{bm} \cdot s_u} \quad (4.40)$$

dove:

- $\Gamma_{F1,m}$ è l'energia di frattura sottesa dal solo ramo rigido-*softening*, del legame di aderenza del rinforzo FRP-NSM, già introdotta in precedenza e data dalla (4.36);
- k_1 è un coefficiente di intensificazione della forza di distacco, che, in assenza di più precise determinazioni, può essere assunto pari a:

$$k_1 = \left(\frac{p_F}{p_G} \right)^{0.25} \cdot \left(\frac{f_{Rm}}{f_{cm}} \right)^{0.5} \quad (4.41)$$

in cui p_F e p_G sono il perimetro del rinforzo FRP-NSM ed il perimetro dell'intaglio bagnati dalla resina, rispettivamente, f_{Rm} e f_{cm} sono i valori medi delle resistenze a compressione della resina e del calcestruzzo, rispettivamente.

(3) Il valore medio della forza di trazione che può essere applicata ad un rinforzo FRP-NSM per una lunghezza aderente $\ell_b \geq \ell_{e2}$ risulta:

$$F_{2,\max,m} = F_{1,\max,m} \cdot \sqrt{1 + 2k_{FR} (k_{SL} - 1)} \quad (4.42)$$

(4) In funzione del valore assunto dalla lunghezza aderente ℓ_b del rinforzo FRP-NSM, i valori di progetto delle massime forze di trazione applicabili al rinforzo si calcolano come segue:

- per $\ell_b < \ell_{e1,d}$:

$$F_{1,d}(\ell_b) = \frac{k_{\ell_b} \cdot k_I \cdot k_{k,NSM}}{\gamma_f} \sqrt{E_H A_H \cdot p_G \cdot f_{bm} \cdot s_u} \quad k_{\ell_b} = \frac{2\ell_b}{\ell_b + \ell_{e1,d}} \quad (4.43)$$

- per $\ell_b = \ell_{e1,d}$:

$$F_{1,\max,d} = \frac{k_I \cdot k_{k,NSM}}{\gamma_f} \sqrt{E_H A_H \cdot p_G \cdot f_{bm} \cdot s_u} \quad (4.44)$$

- per $\ell_{e1,d} < \ell_b < \ell_{e2,d}$:

$$F_{2,d}(\ell_b) = F_{1,\max,d} + (\ell_b - \ell_{e1,d}) \cdot \left(\frac{F_{2,\max,d} - F_{1,\max,d}}{\ell_{e2,d} - \ell_{e1,d}} \right) \quad (4.45)$$

- per $\ell_b \geq \ell_{e2,d}$:

$$F_{2,\max,d} = F_{1,\max,d} \cdot \sqrt{1 + 2k_{FR} \cdot (k_{SL} - 1)} \quad (4.46)$$

dove:

- $k_{k,NSM} = 0.7$ è un coefficiente che fornisce il valore caratteristico (frattile 5%) della forza massima a partire dalla previsione media data dalla (4.40), valutato sulla base delle indicazioni riportate in EN1990 – Annex D - *Design assisted by testing* (si veda Appendice D),
- γ_{f3} è il fattore parziale del rinforzo FRP-NSM per lo Stato Limite Ultimo di distacco dal supporto, da assumersi pari a 1.30 per sistemi NSM costituiti da barre di FRP nervate (*ribbed*), dentellate (*indented*) o con avvolgimento a spirale (*helically wrapped*) ed eventuale sabbiatura (*sand-coated helically wrapped*), e pari a 1.70 per lamine o barre di FRP con superficie liscia o dotata di sabbiatura (*sand-coated*).

(5) La tensione massima nel rinforzo per distacco dal substrato deve essere inferiore alla resistenza a trazione di progetto dell'elemento FRP inserito nell'intaglio e, calcolando il valore massimo della forza $F_{i,d}(\ell_b)$ in base alla (4.43) o (4.45) in funzione della lunghezza aderente ℓ_b , è pari a:

$$f_{\max,d}(\ell_b) = \frac{F_{i,d}(\ell_b)}{A_F} \leq \eta_a \frac{f_{fk}}{\gamma_{f1}} \quad (4.47)$$

dove η_a e γ_{f1} sono definiti al paragrafo § 3.4.1, $i = 1$ per $\ell_b < \ell_{e1,d}$, $i = 2$ per $\ell_{e1,d} < \ell_b < \ell_{e2,d}$.

La corrispondente deformazione massima nel rinforzo FRP-NSM è pari a:

$$\varepsilon_{\text{fdd}}(\ell_b) = \frac{F_{i,d}(\ell_b)}{E_F A_F} \geq \varepsilon_{\text{sy}} - \varepsilon_0 \quad (4.48)$$

Per $\ell_b = \ell_{e1,d}$ o $\ell_b \geq \ell_{e2,d}$ la forza $F_{i,d}(\ell_b)$ è sostituita nella (4.47) e (4.48) da $F_{1,\text{max},d}$ o $F_{2,\text{max},d}$, rispettivamente.

(6) I valori medi della forza massima nel rinforzo FRP-NSM per lunghezze incollate $\ell_b < \ell_{e1}$ o $\ell_{e1} < \ell_b < \ell_{e2}$, possono essere calcolati con correlazioni analoghe alla (4.43) e (4.45), rispettivamente, utilizzando i valori medi $F_{1,\text{max},m}$ e $F_{2,\text{max},m}$ al posto di $F_{1,\text{max},d}$ e $F_{2,\text{max},d}$, e le lunghezze ℓ_{e1}, ℓ_{e2} al posto di $\ell_{e1,d}, \ell_{e2,d}$.

(7) Per garantire che la resistenza di distacco dal substrato del rinforzo FRP-NSM sia superiore alla resistenza al distacco dell'interfaccia dell'intaglio deve valere la seguente disuguaglianza:

$$\sqrt{\frac{f_{\text{Rck}} f_{\text{Rtk}}}{f_{\text{cm}} f_{\text{ctm}}}} \geq \frac{E_H A_H p_G}{E_F A_F p_F} \quad (4.49)$$

dove f_{Rck} e f_{Rtk} sono i valori caratteristici delle resistenze a compressione e trazione della resina.

4.3 RINFORZO A FLESSIONE

4.3.1 Generalità

(1) Il rinforzo a flessione si rende necessario per elementi strutturali soggetti ad un momento flettente di progetto maggiore della corrispondente resistenza. A scopo esemplificativo, di seguito è trattato il caso di flessione retta, che si verifica quando l'asse di sollecitazione coincide con un asse di simmetria della sezione trasversale dell'elemento rinforzato.

(2) Il rinforzo a flessione con materiali compositi può essere realizzato applicando al lembo teso dell'elemento da rinforzare una o più lamine composite preformate, ovvero uno o più strati di tessuti FRP o SFRP impregnati *in situ*. Gli strati di compositi FRP e SFRP impregnati *in situ* possono essere anche ancorati con una o più file di connettori sfioccati disposti simmetricamente (Figura 4-12) rispetto alla sezione di massimo momento.

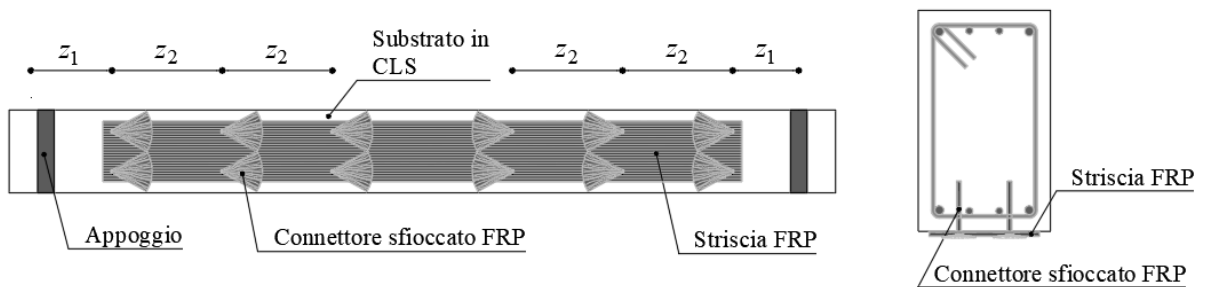


Figura 4-12 – Vista dell'intradosso di trave con strisce EBR rinforzate con corde sfiocate.

(3) Sia i compositi FRP preformati, sia i compositi FRP impregnati *in situ* possono essere ancorati

con piastre metalliche fissate al substrato mediante ancoranti meccanici post-installati. Anche in questo caso i dispositivi di ancoraggio dovranno essere posti ad un passo assegnato e simmetricamente rispetto al punto di massimo momento flettente.

(4) Il rinforzo a flessione può anche essere eseguito con la tecnica NSM, realizzando cioè una o più scanalature nella faccia in tensione delle travi, ed inserendo al loro interno elementi di FRP a sezione tonda o prismatica. La spaziatura dei rinforzi che vengono introdotti deve rispettare il limite $s_G \geq 3 w_G$. La distanza dell'intaglio più esterno dal bordo deve rispettare il limite $b_G \geq 3 w_G$ (si veda Figura 4-13 per le caratteristiche geometriche).

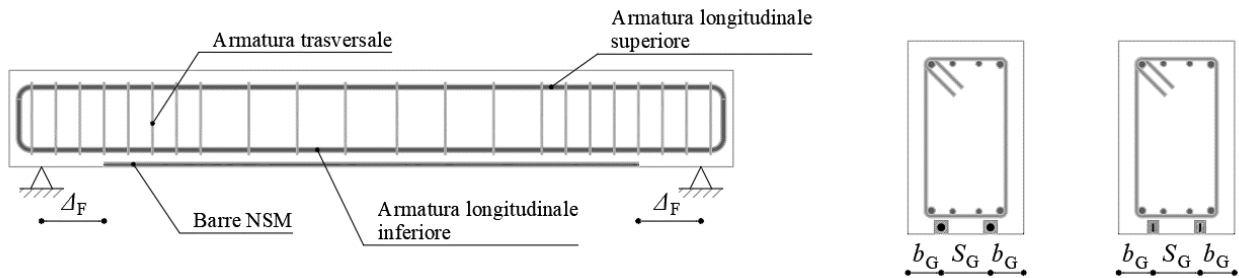


Figura 4-13 – Vista della sezione retta di una trave rinforzata con sistemi NSM.

4.3.2 Analisi del comportamento allo stato limite ultimo

4.3.2.1 Generalità

(1) Il progetto allo SLU richiede il dimensionamento del rinforzo di FRP in modo che il momento resistente di progetto della sezione rinforzata, M_{Rd} , maggiori quello sollecitante di progetto, M_{Sd} :

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad (4.50)$$

(2) Le ipotesi fondamentali su cui si basa l'analisi allo SLU delle sezioni di c.a. rinforzate con FRP sono le seguenti:

- Calcestruzzo non reagente a trazione;
- conservazione della planarità delle sezioni rette fino a rottura, in modo che il diagramma delle deformazioni normali agenti nel calcestruzzo compresso, nelle armature interne in acciaio e nel rinforzo esterno in FRP sia lineare;
- perfetta aderenza tra calcestruzzo ed armature in acciaio in zona compressa;
- legami costitutivi del calcestruzzo e dell'acciaio conformi alla Normativa vigente;
- legame costitutivo del composito FRP elastico lineare fino a rottura.

(3) L'intervento di rinforzo è consigliato per sezioni a debole armatura. Le regole appresso riportate si riferiscono in genere a tale situazione ovvero nei casi in cui le armature interne in acciaio in trazione attingono lo snervamento.

(4) Si ipotizza che la rottura per flessione si manifesti in concomitanza con una delle seguenti condizioni:

- raggiungimento della massima deformazione plastica nel calcestruzzo compresso, ε_{cu} , come definita dalla Normativa vigente;

- raggiungimento di una deformazione massima nel rinforzo di FRP, ε_{fd} , calcolata come:

$$\varepsilon_{fd} = \min \left\{ \eta_a \cdot \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_{fl}}, \varepsilon_{fdd} \right\} \quad (4.51)$$

dove ε_{fk} è la deformazione caratteristica a rottura per trazione del rinforzo, γ_{fl} e η_a sono i fattori definiti rispettivamente nella Tabella 3-2 e nella Tabella 3-3, e ε_{fdd} è la deformazione massima nel rinforzo FRP, definita come segue:

- rinforzi EBR: per la verifica di sezioni soggette a delaminazione intermedia, si assume $\varepsilon_{fdd} = \varepsilon_{fdd,2}$, essendo $\varepsilon_{fdd,2}$ data dalla (4.13) (distacco dal supporto in modo 2), mentre per la verifica di sezioni soggette a delaminazione di estremità, si assume $\varepsilon_{fdd} = \frac{f_{fdd}}{E_f}$, essendo f_{fdd} data dalla (4.7) (distacco dal supporto in modo 1);
- rinforzi NSM: la deformazione ε_{fd} è data dalla (4.48), in funzione della distanza della sezione di verifica dall'estremità del rinforzo;

- in tutti i casi, la tensione massima nel rinforzo FRP è pari a $f_{fd} = \varepsilon_{fd} \cdot E_f$.

(5) Nel caso di rinforzi esterni FRP provvisti di n_z fiocchi di ancoraggio all'estremità, in particolare posizionati tra l'estremità del rinforzo e la sezione di ascissa z nella quale si svolge la verifica, la tensione massima del rinforzo, con riferimento alla verifica per distacco dal supporto di estremità, risulta definita dalla relazione (4.16) e la corrispondente deformazione, data dalla (4.17), può essere usata al posto della ε_{fdd} nella (4.51). Ai fini della verifica nei riguardi del distacco dal supporto per delaminazione intermedia (distacco dal supporto in modo 2), la deformazione massima nel rinforzo FRP continua ad essere data dalla $\varepsilon_{fdd,2}$ calcolata secondo la (4.13), in quanto tale modalità di crisi non risulta influenzata dalla presenza dei fiocchi alle estremità.

(6) Nel caso di rinforzi esterni FRP provvisti di $2 n_A$ connettori sfioccati del tipo '*bent anchor*' posizionati lungo tutta la striscia FRP ad un passo costante $\Delta z = L / (2 n_A - 1)$ ed in modo simmetrico rispetto alla sezione di massima sollecitazione (in generale la mezzeria), la forza di distacco cresce dall'estremità alla sezione di ascissa z in relazione al numero di connettori n_z che si trovano in tale tratto. Tuttavia, per ragioni di equilibrio locale, tale forza non può superare quella che si calcola nella restante parte di trave (dalla sezione di ascissa z fino alla mezzeria), sommando alla tensione di distacco per delaminazione intermedia il contributo dei rimanenti $n_A - n_z$ connettori.

Pertanto, la massima forza che è in grado di sostenere il rinforzo FRP grazie alla distribuzione di n_A connettori tra l'estremità e la mezzeria si ottiene in corrispondenza della sezione z_{crit} , nella quale la forza di distacco di estremità, calcolata tenendo conto della tensione f_{fdm} data dalla (4.6) e del contributo aggiuntivo dei n_z connettori secondo la (4.15), è uguale alla forza per distacco intermedio, calcolata in mezzeria tenendo conto del contributo dei rimanenti $n_A - n_z$ connettori secondo la (4.15) in cui la tensione f_{fdm} è sostituita dalla tensione $f_{fdm,2}$ data dalla (4.14). La ricerca della sezione z_{crit} equivale a trovare il numero di connettori a partire dalla sezione di estremità (numero di connettori efficaci, $n_{A,eff} < n_A$) che determinano l'uguaglianza tra le due forze, essendo z_{crit} la coordinata della sezione immediatamente dopo la posizione del connettore $n_{A,eff}$.

Pertanto, la forza massima che può trasmettere una striscia di FRP ancorata con n_A fiocchi del tipo ‘bent anchor’ tra l’estremità del rinforzo e la mezzeria può essere valutata determinando il numero dei connettori efficaci $n_{A,eff}$ a partire dall’estremità del rinforzo come segue:

$$n_{A,eff} = \frac{1}{2} \left[n_A + \frac{A_f \cdot (f_{fdm,2} - f_{fdm})}{F_{A,1}} \right] \quad (4.52)$$

$$F_{A,1} = \min \{ N_{PO,m}, N_{S,m}, N_{FD,k}, N_{FR,k} \} \quad (4.53)$$

in cui i termini $N_{PO,m}, N_{S,m}, N_{FD,k}, N_{FR,k}$ sono definiti nel §4.1.5 dalle Eq. (4.18), (4.19), (4.20) e (4.24), rispettivamente.

Noto il numero dei connettori effettivamente collaboranti $n_{A,eff}$, il valore della forza massima nella sezione posta a distanza z_{crit} dall’estremità del rinforzo può essere ottenuto inserendo $n_{A,eff}$ al posto di n_z nella formula (4.15), in cui il contributo degli $n_{A,eff}$ fiocchi si somma alla tensione per distacco di estremità, f_{fdm} , data dalla (4.6), come segue:

$$F_{anc,d} = k_k \cdot \frac{f_{fdm} \cdot b_f \cdot t_f + \left[n_{A,eff} \cdot \min \{ N_{PO,m}, N_{S,m}, N_{FD,k}, N_{FR,k} \} \right]}{\gamma_{f2}} \leq \frac{\eta_a \cdot f_{fk} \cdot b_f \cdot t_f}{\gamma_{f1}} \quad (4.54)$$

La forza massima resistente data dalla (4.54) può essere considerata agente in tutto il tratto centrale tra z_{crit} e $L/2$ poiché la forza applicata al rinforzo nella sezione più sollecitata, può aumentare fino a che non si arriva al distacco nella sezione critica.

La deformazione di progetto da utilizzarsi nella (4.51) al posto della ε_{fdd} nella sezione z_{crit} per la verifica a flessione di una trave con rinforzo di FRP ancorato con più file di connettori del tipo ‘bent anchor’ viene calcolata come segue:

$$\varepsilon_{fdd,anc} = \frac{F_{anc,d}}{E_f \cdot b_f \cdot t_f} \quad (4.55)$$

(7) Nel caso di rinforzi esterni FRP provvisti di dispositivi di ancoraggio meccanico alle sole estremità, con riferimento alla verifica per distacco dal supporto di estremità (distacco in modo 1), la tensione di progetto del rinforzo in estremità risulta pari alla resistenza a rottura per trazione del composito FRP sulla base della (4.29). Ai fini della verifica nei riguardi del distacco dal supporto del delaminazione intermedia, la deformazione massima nel rinforzo FRP continua ad essere limitata al valore $\varepsilon_{fdd,2}$ relativo al distacco dal supporto in modo 2 e data dalla (4.13).

(8) Nel caso di rinforzi esterni FRP provvisti di dispositivi di ancoraggio meccanico distribuiti lungo tutto il rinforzo, si potrà considerare la tensione del composito costante a tratti tra coppie contigue di ancoranti, definita dalle condizioni locali di equilibrio e congruenza, ed al massimo pari al valore di rottura per trazione del rinforzo FRP data dalla (4.29), come specificato al punto (11) del §4.1.6.

(9) È importante verificare che il taglio resistente dell’elemento rinforzato sia superiore a quello associato al diagramma del momento flettente di progetto per il quale si è reso necessario l’intervento

di rinforzo a flessione. L'incremento del taglio resistente, eventualmente necessario, deve essere conseguito in accordo con le prescrizioni fornite nel § 4.4.

4.3.2.2 Stato della struttura all'atto del rinforzo

- (1) Poiché il rinforzo di FRP viene di solito applicato su una struttura già sollecitata, si deve tenere conto dello stato di deformazione della struttura all'atto del rinforzo.
- (2) Se il momento flettente preesistente all'applicazione del rinforzo, M_0 , è inferiore a quello di fessurazione lo stato deformativo iniziale può essere trascurato.
- (3) Lo stato di deformazione della struttura all'atto del rinforzo può essere valutato ipotizzando il comportamento elastico lineare dei due materiali costituenti la trave (calcestruzzo ed acciaio) e, in particolare, l'incapacità del calcestruzzo a sopportare sforzi di trazione.

4.3.2.3 Resistenza di progetto a flessione dell'elemento rinforzato con FRP

(1) La valutazione della resistenza flessionale della sezione rinforzata si effettua in accordo con le ipotesi specificate nel § 4.3.2.1, utilizzando l'equazione di equilibrio alla traslazione nella direzione dell'asse della trave e quella alla rotazione intorno all'asse passante per il baricentro delle armature tese, parallelamente all'asse neutro.

(2) Con riferimento alla situazione esemplificativa rappresentata in Figura 4-14, si possono distinguere due tipi di rottura, a seconda che si raggiunga la massima dilatazione del rinforzo di FRP (zona 1) o la massima contrazione del calcestruzzo (zona 2).

(3) Nella zona 1 la rottura si attinge per raggiungimento della deformazione (dilatazione) elastica limite di progetto nel composito: un qualunque diagramma delle deformazioni corrispondente a tale modalità di rottura ha come punto fisso il valore limite della deformazione del composito, ε_{fd} , definito dalla relazione (4.51).

Le deformazioni normali che competono alle diverse fibre della sezione retta, distese parallelamente all'asse neutro, possono essere calcolate invocando la linearità del diagramma attraverso le seguenti relazioni:

- (FRP) $\varepsilon_f = \varepsilon_{fd}$,
- (calcestruzzo al lembo compresso) $\varepsilon_c = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_0) \cdot \frac{x}{(h-x)} \leq \varepsilon_{cu}$,
- (acciaio in compressione) $\varepsilon_{s2} = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_0) \cdot \frac{x-d_2}{(h-x)}$,
- (acciaio in trazione) $\varepsilon_{s1} = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_0) \cdot \frac{d-x}{(h-x)}$,

nelle quali si è utilizzata la simbologia di Figura 4-14. In particolare x è la distanza dell'asse neutro dall'estremo lembo compresso della sezione retta; ε_{fd} è fornita dalla (4.51); ε_{cu} è la deformazione limite che il calcestruzzo può attingere a compressione (deformazione di progetto) secondo la Normativa vigente; ε_0 è la deformazione preesistente all'applicazione del rinforzo in corrispondenza dell'estremo lembo teso, calcolata in accordo con quanto indicato nel § 4.3.2.2.

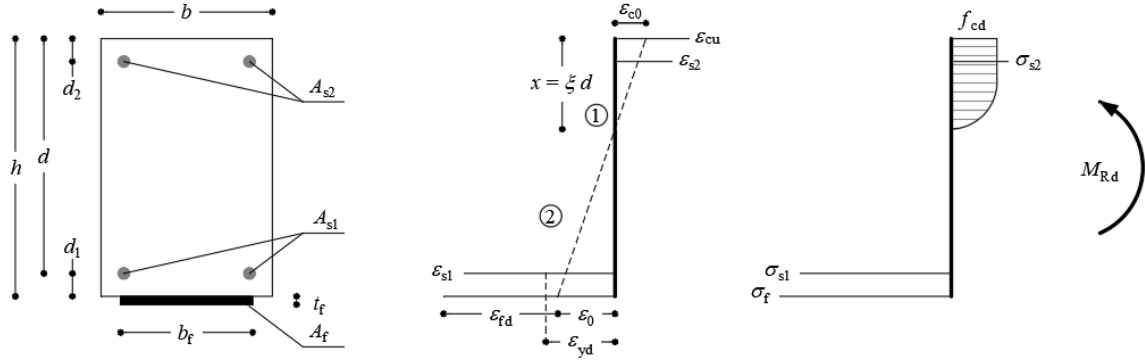


Figura 4-14 – Modalità di rottura di una sezione di c.a. rinforzata esternamente con FRP.

Nel caso in cui il legame costitutivo assunto per le barre di acciaio sia bilineare con incrudimento, è generalmente superfluo verificare l'entità della deformazione esibita dalle armature metalliche tese allo SLU, in quanto, per i valori usuali della deformazione limite delle fibre, ε_{fd} , e del calcestruzzo, ε_{cu} , il valore di progetto della suddetta deformazione non viene mai attinto. Nel caso in cui la deformazione ultima dell'acciaio stabilita dalla Normativa vigente dovesse essere superata, se ne deve tenere conto nel calcolo della posizione dell'asse neutro e conseguentemente in quello del momento resistente.

(4) Nella zona 2 la rottura avviene per schiacciamento del calcestruzzo con acciaio teso snervato, mentre la deformazione del composito non eccede la deformazione limite: in tal caso resta fissata la deformazione massima di progetto del calcestruzzo compresso, ε_{cu} , in funzione della quale si ricavano, per linearità, le deformazioni normali negli altri materiali. Le relazioni da utilizzare sono le seguenti con il significato dei simboli già introdotto:

- (FRP) $\varepsilon_f = \frac{\varepsilon_{cu}}{x} \cdot (h - x) - \varepsilon_0 \leq \varepsilon_{fd}$,
- (calcestruzzo al lembo compresso) $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$,
- (acciaio in compressione) $\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{x - d_2}{x}$,
- (acciaio in trazione) $\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{d - x}{x}$.

(5) Per entrambi i tipi di rottura (asse neutro in zona 1 o in zona 2), la posizione, x , dell'asse neutro è determinata a partire dall'equazione di equilibrio alla traslazione lungo l'asse della trave:

$$0 = \psi \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} - A_{s1} \cdot \sigma_{s1} - A_f \cdot \sigma_f \quad (4.56)$$

in cui f_{cd} è il valore di progetto della resistenza a compressione del calcestruzzo preesistente calcolato come indicato al § 3.3.3(6), σ_f , σ_{s1} e σ_{s2} sono le tensioni normali agenti nel rinforzo di FRP e nelle armature di acciaio tese e compresse, da valutarsi sulla base dei valori delle deformazioni calcolate secondo quanto indicato al punto (3) o (4). Nel caso di interventi su calcestruzzi giovani va valutata l'opportunità di applicare un coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata.

Il valore del momento resistente, M_{Rd} , può essere determinato a partire dall'equazione di equilibrio alla rotazione intorno all'asse passante per il baricentro delle armature tese e parallelo all'asse neutro:

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot [\psi \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot (d - \lambda \cdot x) + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \cdot (d - d_2) + A_f \cdot \sigma_f \cdot d_1] \quad (4.57)$$

dove il fattore parziale di modello γ_{Rd} deve essere assunto pari a 1.00 (Tabella 3-2, § 3.4.2).

Nelle equazioni (4.56) e (4.57), i coefficienti adimensionali ψ e λ rappresentano, rispettivamente, l'intensità del risultante degli sforzi di compressione e la distanza di quest'ultimo dall'estremo lembo compresso rapportati, nell'ordine, a $b \cdot x \cdot f_{cd}$ ed a x . In caso di rottura in zona 2, tali coefficienti assumono i valori fissi $\psi = 0.8095$ e $\lambda = 0.4160$, essendo il legame costitutivo del calcestruzzo compresso tutto sviluppato ($\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$)

4.3.2.4 Resistenza di progetto a flessione dell'elemento rinforzato con FRP in presenza di forza assiale (pressoflessione)

(1) Valgono i principi e le regole di applicazione introdotti nel § 4.3.2.1, dal punto (1) al punto (5), tenendo altresì conto della dipendenza del valore di progetto del momento resistente della sezione rinforzata, M_{Rd} , da quello dello sforzo normale sollecitante, N_{Sd} .

(2) L'efficacia dell'azione del rinforzo in corrispondenza delle zone nodali deve essere assicurata attraverso l'adozione di idonee soluzioni costruttive atte a garantire sia un adeguato ancoraggio del composito, sia la trasmissione degli sforzi di trazione da quest'ultimo al nodo. Inoltre, il sistema di rinforzo a pressoflessione deve garantire che il collasso avvenga per rottura del composito, la quale deve perciò precedere il distacco dal supporto. Tale condizione può essere ottenuta, ad esempio, ricorrendo ad un confinamento trasversale. Conseguentemente, è lecito adottare per la ε_{fd} il valore fornito dal primo termine in parentesi nella (4.51).

Il raggiungimento degli obiettivi costruttivi sopra indicati deve essere validato mediante adeguate indagini sperimentali.

(3) Valgono le regole di applicazione introdotte nel § 4.3.2.3, dal punto (2) al punto (5), con l'unica variante che al primo membro della (4.56) deve figurare lo sforzo normale sollecitante di progetto, N_{Sd} e nella (4.57) deve figurare il contributo di N_{Sd} in termini di momento.

(4) In alternativa a quanto previsto nel punto (5) del precedente § 4.3.2.3, è possibile valutare la resistenza di progetto a pressoflessione dell'elemento rinforzato con FRP seguendo il procedimento semplificato descritto nell'Appendice E.

4.3.2.5 Individuazione della sezione di ancoraggio del rinforzo FRP

(1) Il distacco di estremità dipende da una serie di fattori quali l'ubicazione della zona di formazione delle fessure, la tipologia di queste ultime (fessure taglienti e/o flessionali), la presenza di irregolarità sulla superficie di applicazione del rinforzo e la concentrazione tensionale nelle zone di ancoraggio.

(2) Nel caso di elementi inflessi in c.a. rinforzati con sistemi EBR, individuata la sezione a partire dalla quale è necessario il rinforzo di FRP per incrementare il momento resistente (definita sezione di ancoraggio del rinforzo), si deve verificare che in tale sezione la tensione a cui il rinforzo è soggetto a causa del momento agente nella combinazione di carico allo SLU non superi la tensione massima per distacco di estremità (distacco dal supporto in modo 1), f_{idd} , data dalla (4.7). In alternativa, si deve verificare che il momento agente in tale sezione nella combinazione di carico allo SLU, M_{Sd} , sia maggiorato dal momento resistente M_{Rd} della sezione rinforzata calcolato adottando per il rinforzo

FRP nella (4.51) il valore di deformazione corrispondente al distacco di estremità, $\varepsilon_{fdd} = \frac{f_{fdd}}{E_f}$.

Qualora la verifica nella sezione individuata come sezione di ancoraggio del rinforzo non risulti soddisfatta, essa deve essere traslata in una sezione caratterizzata da un minore momento sollecitante. In alternativa, è possibile prevedere sistemi di ancoraggio di estremità in maniera da amplificare il valore della tensione massima nel rinforzo per distacco di estremità secondo la (4.16) in caso di connettori sfioccati o la (4.29) in caso di ancoranti meccanici post-installati.

(3) Per i sistemi FRP-EBR, oltre la sezione di ancoraggio, individuata sulla base delle verifiche condotte al punto (2), è necessario prevedere una ulteriore lunghezza aderente del rinforzo pari almeno alla lunghezza ottimale di ancoraggio di progetto, ℓ_{ed} , definita dalla (4.1), in maniera tale da poter utilizzare per le suddette verifiche nella sezione di ancoraggio (distante, quindi, almeno ℓ_{ed} dall'estremità del rinforzo) la tensione f_{fdd} , data dalla (4.7) o dalla (4.16) in caso di connettori sfioccati o dalla (4.29) in caso di ancoranti meccanici. Qualora si adottino lunghezze minori di ℓ_{ed} , la verifica della sezione di ancoraggio va eseguita introducendo nelle formule la tensione $f_{fdd,rid}$ data dalla (4.11) al posto della f_{fdd} .

(4) Per i sistemi FRP-EBR, qualora non si effettuino le verifiche nella sezione di ancoraggio del rinforzo FRP secondo quanto riportato al punto (2), in caso di travi continue, la sezione di ancoraggio del rinforzo dovrà coincidere con la sezione di momento nullo, mentre, in caso di travi appoggiate, la sezione di ancoraggio del rinforzo dovrà coincidere con la sezione in cui sotto la combinazione di carico allo SLU si raggiunge il momento di fessurazione della sezione. In entrambi i casi, oltre tali sezioni, è comunque necessario prevedere una ulteriore lunghezza aderente del rinforzo pari almeno alla lunghezza ottimale di ancoraggio di progetto, ℓ_{ed} , definita dalla (4.1).

(5) Nel caso di rinforzo a flessione con sistemi FRP-NSM, i valori massimi di tensione nel rinforzo per cui si verifica la crisi per distacco dal supporto sono dati dalla (4.47), che fornisce i valori massimi di tensione in funzione di una qualunque distanza, ℓ_b nella (4.47), della sezione di verifica dall'estremità del rinforzo. Pertanto, è possibile in ogni sezione della trave calcolare il momento resistente della sezione rinforzata con NSM utilizzando per il rinforzo la tensione data dalla (4.47) e verificare che esso risulti maggiore del momento sollecitante nella stessa sezione. Si suggerisce, una volta individuata la sezione di ancoraggio del rinforzo FRP-NSM, di considerare una lunghezza aderente del rinforzo oltre tale sezione almeno pari alla lunghezza ottimale di progetto $\ell_{ed,l}$.

(6) Qualora la sezione terminale del rinforzo si trovi in una zona soggetta a prevalenti sollecitazioni taglienti, che possono indurre fessure inclinate, il momento agente nella sezione di ancoraggio deve essere calcolato considerando un'opportuna traslazione del diagramma del momento flettente, di entità $a_1 = \frac{0.9d \cot \theta}{2}$, essendo θ l'inclinazione delle fessure nel modello a traliccio e d l'altezza utile della sezione. Tale traslazione deve avvenire nel verso che dà luogo ad un aumento del valore assoluto del momento flettente (Figura 4-15).

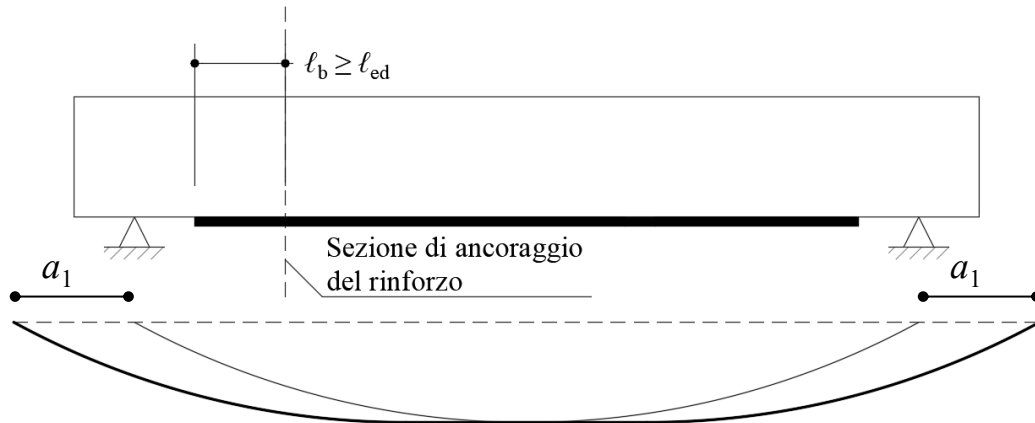


Figura 4-15 – Traslazione del diagramma del momento flettente.

4.3.3 Analisi del comportamento agli stati limite di esercizio

4.3.3.1 Basi del calcolo

Nel presente paragrafo sono presi in considerazione i seguenti Stati Limite di Esercizio:

- limitazione delle tensioni (§4.3.3.2);
- controllo dell'inflessione (§4.3.3.3);
- controllo della fessurazione (§4.3.3.4).

In situazioni particolari possono risultare importanti altri SLE non espressamente elencati nelle presenti Istruzioni.

(1) Sotto i carichi di esercizio è necessario verificare che:

- i livelli tensionali nei materiali siano opportunamente limitati allo scopo di evitare lo snervamento dell'acciaio e mitigare i fenomeni di viscosità nel calcestruzzo e nel rinforzo esterno;
- le deformazioni e le frecce non attingano valori eccessivi, tali da inficiare il normale uso della struttura, produrre danni ad elementi non portanti, arrecare disturbo psicologico agli utenti;
- i fenomeni fessurativi risultino opportunamente contenuti, in quanto fessure troppo numerose e/o aperte potrebbero ridurre notevolmente la durabilità e la funzionalità delle strutture, nonché compromettere il loro aspetto e l'integrità del legame di aderenza all'interfaccia FRP-calcestruzzo.

(2) Le verifiche in condizioni di esercizio devono essere svolte tenendo conto dell'eventuale deformazione preesistente al momento dell'applicazione del rinforzo. Le ipotesi alla base del calcolo sono:

- conservazione della planarità delle sezioni rette con diagramma lineare delle deformazioni normali nel calcestruzzo compresso, nelle barre di acciaio compresse e tese, nel rinforzo FRP;
- comportamento elastico lineare dell'armatura metallica e del rinforzo;
- comportamento elastico lineare a compressione del calcestruzzo e limitata capacità di quest'ultimo a resistere a sforzi di trazione, eventualmente tenendo conto dell'effetto di *tension stiffening*.

(3) Le suddette ipotesi consentono di definire un rapporto di proporzionalità tra la tensione nelle armature in acciaio e nel rinforzo di FRP e quella nella fibra di calcestruzzo più compresso, σ_c , attraverso i coefficienti di omogeneizzazione $\alpha_s = E_s / E_c$ e $\alpha_f = E_f / E_c$ e la geometria della sezione: $\sigma_s = \alpha_s \sigma_c \frac{d-x}{x}$ e $\sigma_f = \alpha_f \sigma_c \frac{h-x}{x}$, essendo x la posizione dell'asse neutro della sezione nella condizione di verifica.

I valori dei coefficienti di omogeneizzazione devono essere stabiliti tenendo conto dell'evoluzione delle deformazioni differite nel calcestruzzo e, quindi, facendo eventualmente riferimento a situazioni di verifica a breve ed a lungo termine in funzione della combinazione di carichi in esercizio assunta (ad esempio combinazione rara o quasi-permanente). Nel calcolo delle tensioni e delle frecce, se del caso, è, necessario considerare, oltre agli effetti dei carichi, anche quelli delle variazioni termiche, della viscosità, del ritiro e di eventuali altre distorsioni.

4.3.3.2 Verifica delle tensioni

(1) Per la *combinazione di carico caratteristica (o rara)*, le tensioni nei materiali devono soddisfare e seguenti limitazioni:

$$\begin{aligned}\sigma_c &\leq 0.60 f_{ck} \\ \sigma_s &\leq 0.80 f_{yk} \\ \sigma_f &\leq 0.80 f_{yk} \cdot \frac{E_f}{E_s}\end{aligned}\tag{4.58}$$

(2) Per la *combinazione di carico quasi permanente*, le tensioni nel composito fibrorinforzato devono soddisfare la seguente limitazione:

$$\sigma_f \leq \eta \cdot f_{fk}\tag{4.59}$$

essendo f_{fk} la tensione caratteristica di rottura del rinforzo ed η il fattore di conversione, i cui valori sono suggeriti nel §3.5.

Sotto tale combinazione si deve anche verificare che la tensione massima di compressione nel calcestruzzo sia:

$$\sigma_c \leq 0.45 f_{ck}\tag{4.60}$$

(3) In presenza di un momento M_0 agente sulla sezione all'atto dell'applicazione del rinforzo, con M_0 che abbia già indotto fessurazione nella sezione, e di un momento ΔM dovuto ai carichi applicati dopo l'intervento di rinforzo, le tensioni indotte dal momento complessivo $M=M_0 + \Delta M$ possono essere valutate additivamente come segue:

- tensione nel calcestruzzo all'estremo compresso:

$$\sigma_c = \sigma_{c0} + \Delta\sigma_c, \quad \sigma_{c0} = \frac{M_0}{I_2} x_2, \quad \Delta\sigma_c = \frac{\Delta M}{I_{2r}} x_{2r}\tag{4.61}$$

- tensione nell'acciaio teso:

$$\sigma_s = \sigma_{s0} + \Delta\sigma_s, \quad \sigma_{s0} = \frac{\alpha_s \cdot M_0}{I_2} (d - x_2), \quad \Delta\sigma_s = \frac{\alpha_s \cdot \Delta M}{I_{2r}} (d - x_{2r}) \quad (4.62)$$

- tensione nel rinforzo FRP:

$$\sigma_f = \frac{\alpha_f \cdot \Delta M}{I_{2r}} (h - x_{2r}) \quad (4.63)$$

Con riferimento alla Figura 4-14, nelle relazioni sopra riportate:

- I_2 è il momento di inerzia della sezione in c.a. fessurata senza il rinforzo esterno in FRP e con le armature in acciaio omogeneizzate attraverso α_s ; x_2 è la corrispondente distanza dell'asse neutro dall'estremo lembo compresso;
- I_{2r} è il momento di inerzia della sezione in c.a. fessurata con le armature in acciaio ed il rinforzo esterno in FRP omogeneizzati attraverso α_s e α_f , rispettivamente; x_{2r} è la corrispondente distanza dell'asse neutro dall'estremo lembo compresso;
- h è l'altezza complessiva della sezione e d è la sua altezza utile;
- α_s e α_f sono i coefficienti di omogeneizzazione, rispettivamente pari a: $\alpha_s = \frac{E_s}{E_c}$, $\alpha_f = \frac{E_f}{E_c}$, in

cui il modulo elastico del calcestruzzo E_c , in funzione della combinazione di carichi in esercizio considerata per la verifica, può essere eventualmente assunto pari ad un valore 'efficace' per tener conto dello sviluppo nel tempo di deformazioni differite attraverso la relazione

$$E_{c,eff} = \frac{E_c}{1 + \varphi(t, t_0)}, \text{ essendo } \varphi(t, t_0) \text{ il coefficiente di viscosità del calcestruzzo da definirsi in}$$

base alla Normativa vigente o ad indicazioni di comprovata validità. Secondo un approccio semplificato, per il calcolo delle tensioni, si può assumere $\varphi(t, t_0) = 1$ per valutare i coefficienti α_s e α_f da utilizzarsi nel calcolo delle inerzie e nelle Eq. (4.63) e (4.64).

Se il momento flettente M_0 è minore del momento che induce fessurazione nella sezione, M_{cr} , le tensioni σ_{c0} e σ_{s0} vanno calcolate con riferimento all'inerzia I_1 della sezione in c.a. non fessurata e senza il rinforzo in FRP ed alla corrispondente distanza x_1 dell'asse neutro dal bordo compresso.

4.3.3.3 Verifica delle frecce

- (1) Le deformazioni esibite dalle strutture rinforzate con FRP devono rispettare le limitazioni imposte dalla Normativa vigente.
- (2) Il modello meccanico adottato deve simulare il comportamento reale della struttura con un livello di accuratezza adeguato agli obiettivi del calcolo. In particolare, deve tenere conto dell'eventuale presenza della fessurazione per gli effetti da essa prodotti sulla deformazione del corrente teso e di quello compresso.
- (3) Se risulta appropriato, il modello meccanico adottato deve consentire di tenere in conto:
 - gli effetti della viscosità e del ritiro;
 - l'effetto irrigidente del calcestruzzo teso tra le fessure;
 - la fessurazione preesistente, provocata da carichi antecedenti all'applicazione del rinforzo;

- l'influenza di distorsioni eventualmente agenti, quali ad esempio quelle di origine termica;
- la modalità di applicazione del carico, sia essa statica o dinamica;
- il valore più appropriato del modulo di elasticità normale del calcestruzzo in funzione anche della maturazione al momento della messa in carico.

(4) Il calcolo della freccia per travi di c.a. rinforzate con FRP può essere effettuato mediante integrazione del diagramma delle curvature. Queste ultime possono essere valutate attraverso un'analisi non lineare che tenga conto della fessurazione e dell'effetto irrigidente del calcestruzzo teso. In caso di calcolo non lineare delle frecce, non vale il principio di sovrapposizione degli effetti.

(5) In alternativa, sono possibili analisi semplificate, del tipo di quelle in uso per gli elementi in c.a. inflessi, tra cui la seguente espressione:

$$f = f_1 \cdot (1 - \gamma) + f_2 \cdot \gamma$$

$$\gamma = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^2 \quad (4.64)$$

in cui:

- f_1 e f_2 sono i valori delle frecce calcolati nell'ipotesi di sezione non fessurata e fessurata, rispettivamente, con riferimento alla combinazione di carichi in esercizio assunta nella verifica;
- γ è il coefficiente di *tension-stiffening*, in cui:
- β tiene conto del tipo di carico ed è pari a 1.0 per carichi di breve durata, 0.5 per carichi di lunga durata o per carichi caratterizzati da molti cicli ripetuti;
- M_{cr} è il momento di prima fessurazione della sezione trasversale dell'elemento in c.a.;
- M_{max} è il momento agente nella sezione più sollecitata dell'elemento, da valutarsi con riferimento alla combinazione di carico caratteristica (in quanto fornisce il massimo momento che è stato presente nell'elemento in condizioni di esercizio durante la sua storia di carico).

In presenza di un momento M_0 agente sulla sezione all'atto dell'applicazione del rinforzo e di un momento ΔM dovuto ai carichi applicati dopo l'intervento di rinforzo, le frecce f_1 e f_2 indotte dal momento complessivo $M = M_0 + \Delta M$, calcolato nella sezione più sollecitata nella combinazione di carico in esercizio assunta per la verifica, possono essere valutate attraverso un'analisi elastica della sezione considerando:

- per f_1 , i carichi corrispondenti a M_0 applicati alla sezione non fessurata senza il rinforzo esterno in FRP (momento di inerzia I_1) ed i carichi corrispondenti a ΔM applicati alla sezione non fessurata con il rinforzo esterno in FRP (momento di inerzia I_{1r}). Si osserva che sia per il calcolo di I_1 che di I_{1r} è possibile trascurare il contributo del rinforzo interno in acciaio e di quello esterno in FRP;
- per f_2 , i carichi corrispondenti a M_0 applicati alla sezione fessurata senza il rinforzo esterno in FRP (ovvero il momento di inerzia I_2 definito in precedenza) ed i carichi corrispondenti a ΔM applicati alla sezione fessurata con il rinforzo esterno di FRP (ovvero il momento di inerzia I_{2r} definito in precedenza).

A titolo di esempio, con riferimento ad una trave appoggiata con carico concentrato in mezzzeria o con carico uniformemente distribuito, i valori delle frecce f_1 e f_2 , indotte dal momento complessivo $M = M_0 + \Delta M$, si particolarizzano come segue:

$$\begin{aligned}
 f_1 &= k \cdot l^2 \left(\frac{M_0}{E_c I_1} + \frac{\Delta M}{E_c I_{1r}} \right) \\
 f_2 &= k \cdot l^2 \left(\frac{M_0}{E_c I_2} + \frac{\Delta M}{E_c I_{2r}} \right)
 \end{aligned}
 \tag{4.65}$$

in cui:

- $k = 1/12$ per carico concentrato e $k = 40/384$ per carico distribuito;
- E_c è il modulo elastico del calcestruzzo, eventualmente da porsi uguale a $E_{c,eff} = \frac{E_c}{1 + \varphi(t, t_0)}$ per tener conto, in funzione della combinazione di carico in esercizio assunta per la verifica, dei fenomeni di viscosità del calcestruzzo attraverso il coefficiente $\varphi(t, t_0)$ da definirsi in base alla Normativa vigente o ad indicazioni di comprovata validità;
- l è la lunghezza della trave.

(6) A vantaggio di sicurezza, adottando un approccio ancora più semplificato della (4.65), è possibile assumere $f = f_2$.

4.3.3.4 Verifica dell'apertura delle fessure

(1) Per proteggere l'armatura metallica interna e garantire la funzionalità degli elementi strutturali, occorre prevedere, in condizioni di esercizio, opportune limitazioni sui valori dell'apertura delle fessure in essi presenti. Le combinazioni di carico per il calcolo dell'apertura delle fessure ed i corrispondenti valori limite possono essere assunti analoghi a quelli forniti dalla Normativa vigente o da indicazioni di comprovata validità per le strutture di calcestruzzo armato.

(2) In letteratura sono reperibili alcune formulazioni calibrate su base sperimentale che modificano opportunamente le espressioni in uso per le ordinarie sezioni di c.a. tenendo conto della presenza del rinforzo esterno. In particolare, in analogia con le formulazioni previste per gli elementi in c.a. e rimuovendo l'ipotesi di uguaglianza delle deformazioni tra calcestruzzo ed armature in acciaio e rinforzo in FRP in zona tesa, il valore di progetto dell'apertura delle fessure in un elemento in c.a. rinforzato esternamente con sistemi di rinforzo FRP può calcolarsi come segue:

$$w_k = k_{1/r} \cdot s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \tag{4.66}$$

dove $k_{1/r} = \frac{h - x_{2r}}{d - x_{2r}}$ è un fattore che tiene conto dell'effetto della curvatura della trave sull'apertura

delle fessure, essendo h l'altezza della sezione, d l'altezza utile e x_{2r} la distanza dal bordo compresso dell'asse neutro della sezione fessurata con le armature in acciaio ed il rinforzo esterno in FRP opportunamente omogeneizzate, come definito in precedenza.

Nella (4.67), la distanza massima tra le fessure, in presenza di un rinforzo esterno in FRP, si può calcolare come:

$$s_{r,max} = \beta_w \cdot \left(k_c c + k_{\phi/\rho} \cdot k_{fl} \cdot k_b \cdot \frac{f_{ctm} \cdot \phi_s}{\tau_{bms} \cdot \rho_{s+FRP,ef}} \right) \tag{4.67}$$

in cui:

- β_w è un coefficiente che permette di passare dal valore medio al valore massimo della distanza tra le fessure e che si può assumere pari a 1.7 in condizioni di fessurazione stabilizzata;
- k_c è un coefficiente di natura empirica da assumersi pari a 1.5;
- c è il valore massimo tra il copriferro geometrico (al netto del diametro delle barre) verticale e quello orizzontale dell'armatura interna in acciaio;
- $k_{\phi/p}$ è un coefficiente che dipende dalla distribuzione delle tensioni tangenziali ed, in ipotesi di tensioni costanti, è pari a 0.25;
- k_{fl} è un fattore che tiene conto della distribuzione delle tensioni prima della fessurazione. Per sezioni rettangolari soggette a flessione, può essere calcolato come: $k_{fl} = \frac{h-h_{c,ef}}{h}$, essendo $h_{c,ef}$ l'altezza dell'area di calcestruzzo efficace in trazione definita nel seguito. Per sezioni soggette a trazione pura, k_{fl} è pari a 1.00;
- k_b è un fattore che tiene conto dell'effetto della posizione delle barre in acciaio durante il getto, da assumersi pari a 0.9 in caso di barre posizionate in basso (condizione di migliore aderenza che determina fessure più ravvicinate) e 1.2 in caso di rinforzo posizionate in alto (condizione di peggiore aderenza che determina fessure più distanziate);
- f_{ctm} è la resistenza media a trazione del calcestruzzo;
- ϕ_s è il diametro delle barre di armatura interna in acciaio. In caso di barre di armature con diversi diametri è necessario definire un diametro equivalente; per n_1 barre di diametro ϕ_1 e n_2 barre di diametro ϕ_2 il diametro equivalente da inserire nella (4.68) al posto di ϕ_s è:

$$\phi_{eq} = \frac{n_1\phi_1^2 + n_2\phi_2^2}{n_1\phi_1 + n_2\phi_2} \quad (4.68)$$

- τ_{bms} è la tensione media di aderenza agente all'interfaccia tra le barre interne in acciaio ed il calcestruzzo, da calcolarsi come $\tau_{bms} = 1.8 \cdot f_{ctm}$;
- $\rho_{s+FRP,ef}$ è la percentuale efficace di rinforzo, da calcolarsi come segue:

$$\rho_{s+FRP,ef} = \frac{A_s + \xi_1^2 \cdot A_f}{A_{c,ef}} \quad (4.69)$$

in cui A_s è l'area del rinforzo interno in acciaio, A_f è l'area del rinforzo esterno in FRP, ξ_1^2 è un coefficiente adimensionale definito come:

$$\xi_1^2 = \frac{\tau_{bmf}}{\tau_{bms}} \cdot \frac{A_s}{u_s} \cdot \frac{u_f}{A_f} \quad (4.70)$$

dove u_s e u_f sono i perimetri a contatto con il calcestruzzo delle armature interne in acciaio e del rinforzo esterno in FRP.

- In particolare, nel caso di sistemi EBR, essendo $A_f = b_f \cdot t_f$, $u_f = b_f$, si ha:

$$\xi_1^2 = \frac{\tau_{bmf}}{\tau_{bms}} \cdot \frac{\phi_s}{4t_f} \quad (4.71)$$

in cui t_f è lo spessore complessivo del sistema di rinforzo FRP, dato dalla somma degli spessori di più strati di rinforzo, qualora presenti e τ_{bmf} è la tensione media di aderenza agente all'interfaccia tra il rinforzo esterno in FRP ed il calcestruzzo, appresso definita.

- Nel caso di sistemi NSM in forma di lamine, essendo $A_f = n_f \cdot b_f \cdot t_f$, $u_f = n_f \cdot 2b_f$, con b_f , t_f e n_f larghezza, spessore e numero delle lamine NSM complessivamente applicate nella sezione, si ha:

$$\xi_1^2 = \frac{\tau_{bmf}}{\tau_{bms}} \cdot \frac{\phi_s}{2t_f} \quad (4.72)$$

- Nel caso di sistemi NSM in forma di barre, essendo $A_f = n_f \cdot \frac{\pi \phi_f^2}{4}$, $u_f = n_f \cdot \pi \phi_f$, con ϕ_f e n_f diametro e numero delle barre in FRP utilizzate come rinforzo NSM, si ha:

$$\xi_1^2 = \frac{\tau_{bmf}}{\tau_{bms}} \cdot \frac{\phi_s}{\phi_f} \quad (4.73)$$

- Per quanto attiene alla τ_{bmf} , si assume:

$$\tau_{bmf} = 1.8 f_{ctm} \quad \text{per sistemi NSM} \quad (4.74)$$

$$\tau_{bmf} = 1.0 f_{ctm} \quad \text{per sistemi EBR} \quad (4.75)$$

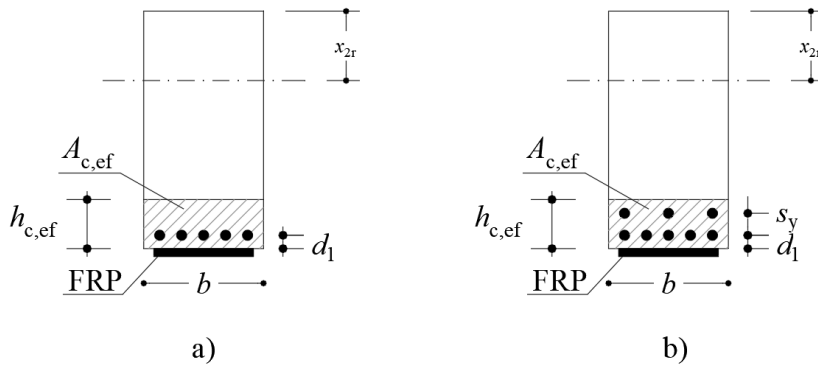


Figura 4-16 – Definizione dell'area di calcestruzzo efficace in trazione:
a) un solo strato di barre; b) n strati di barre.

Nella (4.70), l'area di calcestruzzo efficace in trazione (Figura 4-16) è pari a:

$$A_{c,ef} = b \cdot h_{c,ef} \quad (4.76)$$

in cui, l'altezza efficace, $h_{c,ef}$, si calcola come:

- per un solo strato di barre (Figura 4-16.a):

$$h_{c,ef} = \min \{d_1 + 5\phi_s; 10\phi_s; 3.5d_1; h - x_{2r}; h/2\} \quad (4.77)$$

- per n strati di barre distanti s_y in verticale e che compongono l'armatura interna in zona tesa (Figura 4-16.b):

$$h_{c,ef} = \min \{ \min(d_1 + 5\phi_s; 10\phi_s; 3.5d_1) + (n-1)s_y; h - x_{2r}; h/2 \} \quad (4.78)$$

in cui d_1 è il copriferro meccanico misurato in direzione verticale dal centro delle barre dell'armatura interna al bordo inferiore della sezione.

Nella (4.67) la differenza tra le deformazioni medie nell'armatura interna in acciaio ed il calcestruzzo teso nel concio tra due fessure consecutive si può calcolare come segue:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \left(\frac{\sigma_s}{E_s} - k_t \frac{f_{ctm}}{E_s \cdot \rho_{s+FRP,ef}} + k_t \frac{f_{ctm}}{E_c} \right) \geq \frac{\sigma_s}{E_s} (1 - k_t) \quad (4.79)$$

in cui:

- σ_s è la tensione agente nell'armatura interna in acciaio sotto le azioni corrispondenti alla combinazione di carichi in esercizio assunta per la verifica e da calcolarsi in ipotesi di sezione fessurata e secondo quanto riportato nel paragrafo §4.3.3.2; nel calcolo della tensione σ_s , dell'inerzia I_{2r} e dell'asse neutro x_{2r} si può assumere, per tener conto in via semplificata dei fenomeni viscosi nel calcestruzzo, $\varphi(t, t_0) = 1$.
- E_s è il modulo elastico delle armature interne in acciaio;
- E_c è il modulo elastico del calcestruzzo non affetto da fenomeni viscosi;
- k_t è un coefficiente che dipende dalla durata e dalla natura del carico applicato ed è pari a:
 $k_t = 0.6$ per carichi di breve durata o carichi istantanei,
 $k_t = 0.4$ per carichi di lunga durata o per carichi ripetuti.

(3) È possibile adottare modellazioni più complesse ed accurate purché supportate da adeguate sperimentazioni.

4.3.4 Duttilità

(1) La duttilità degli elementi inflessi, intesa come capacità di deformazione in campo plastico, dipende sia dal comportamento della sezione che dalle modalità effettive di collasso dell'elemento strutturale nel suo complesso. Si ottiene un comportamento tanto più duttile quanto più l'armatura metallica tesa è snervata e quanto più è elevata la curvatura dell'elemento rinforzato nella condizione di crisi incipiente.

La duttilità può ritenersi del tutto assente nel caso in cui il fenomeno di distacco del rinforzo di FRP dal supporto preceda lo snervamento dell'armatura metallica tesa.

4.4 RINFORZO A TAGLIO

4.4.1 Generalità

(1) Il rinforzo a taglio si rende necessario nel caso di elementi strutturali per i quali il taglio di

calcolo, eventualmente valutato con i criteri della gerarchia delle resistenze, sia superiore alla corrispondente resistenza di calcolo. Quest'ultima deve essere determinata considerando i contributi del calcestruzzo e dell'eventuale armatura trasversale metallica presente.

(2) Il rinforzo a taglio va verificato per i soli SLU.

(3) Il rinforzo a taglio può essere realizzato secondo diverse configurazioni, ma sempre con tipologie di rinforzo omogeneo all'interno di ogni elemento strutturale. Il rinforzo a taglio può essere realizzato con lamine e tessuti di FRP applicati esternamente (tecnica EBR) o con barre e lamine di FRP inseriti in intagli realizzati sulla superficie esterna dell'elemento strutturale e riempiti di resina (tecnica NSM).

Nota: A tutt'oggi gli interventi di consolidamento di elementi di c.a. e di c.a.p. nei confronti del taglio con rinforzi SFRP sono meno diffusi, così come la letteratura tecnica e scientifica non è esaustiva sull'argomento.

4.4.2 Configurazioni per il rinforzo a taglio

(1) Il rinforzo a taglio con materiali compositi EBR si realizza applicando in aderenza sulla superficie esterna della membratura da rinforzare (Figura 4-17) elementi mono o bidimensionali di composito (comunemente tessuti), costituiti da uno o più strati di materiale. Nel caso di applicazioni di elementi monodimensionali, le strisce di composito possono essere applicate in adiacenza le une alle altre, ovvero in maniera discontinua. La stessa geometria può essere adottata per rinforzi NSM (Figura 4-18) posti in intagli realizzati sulle superfici esterne dell'elemento strutturale, o inseriti in fori praticati nel piano medio del volume strutturale.

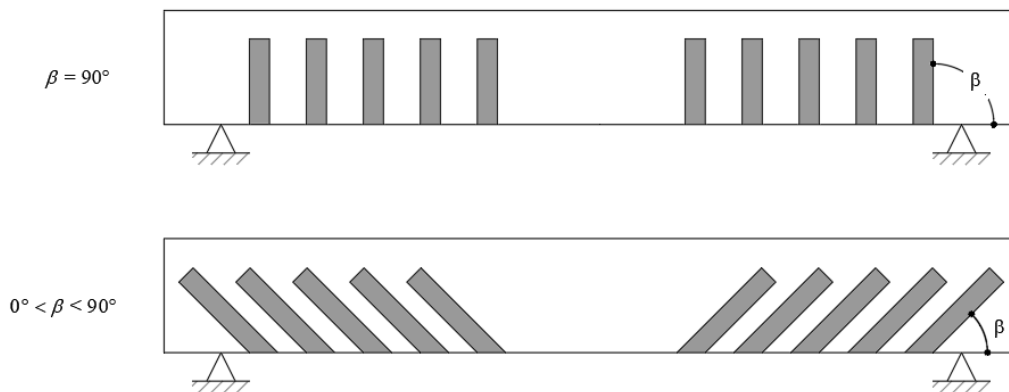


Figura 4-17 – Orientamenti del rinforzo a taglio in forma di strisce FRP-EBR.

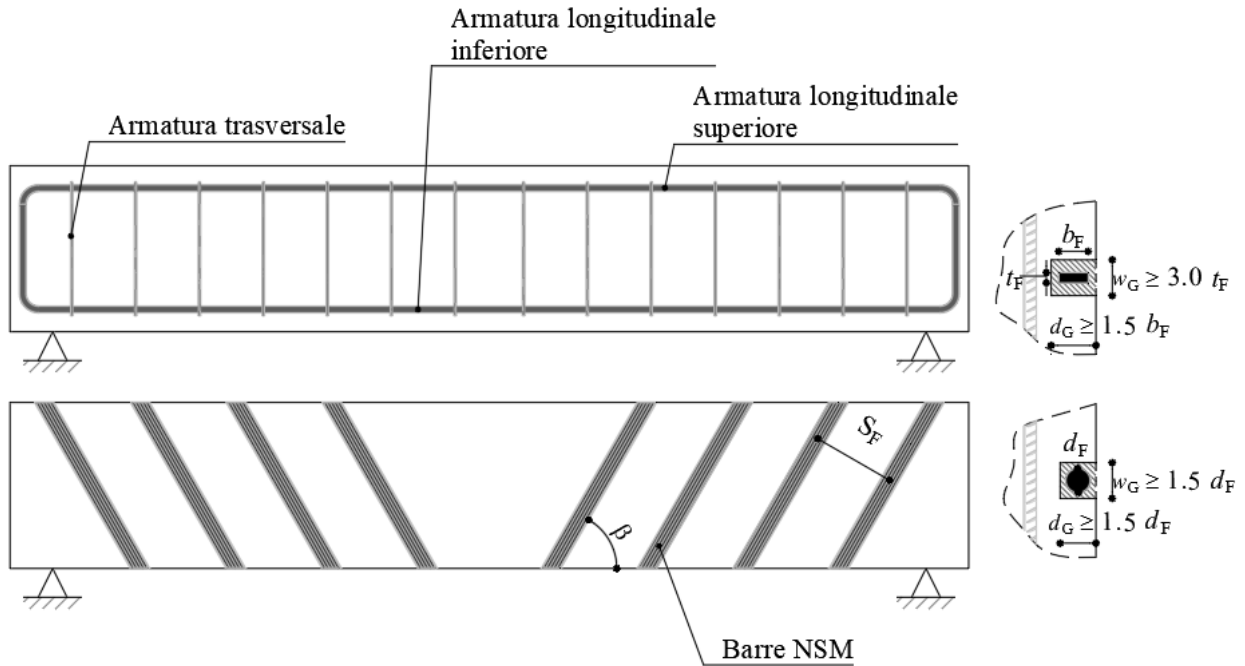


Figura 4-18 – Rinforzo a taglio mediante rinforzo FRP-NSM applicati sulle facce verticali.

- (2) Elementi distintivi del sistema di rinforzo sono: la geometria (spessore, larghezza, passo) delle strisce di composito adese alla membratura rinforzata e l'angolo di inclinazione delle fibre rispetto all'asse longitudinale di quest'ultima.
- (3) La disposizione del sistema di rinforzo attorno alla sezione nel caso di sistemi FRP-EBR può avvenire nei seguenti modi: ad U o in avvolgimento (Figura 4-19).

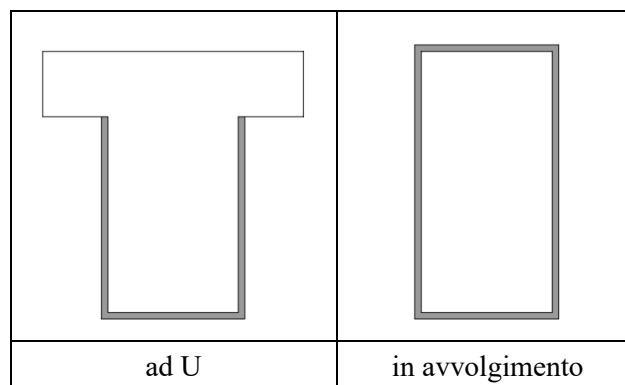


Figura 4-19 – Disposizione del rinforzo a taglio attorno alla sezione per sistemi FRP-EBR.

- (4) Nel caso di sistemi di rinforzo ad U su sezioni rettangolari o a T, è possibile migliorare le condizioni di vincolo delle estremità libere dei compositi EBR (non avvolte completamente attorno agli angoli delle sezioni), mediante l'applicazione di connettori sfioccati o ancoranti meccanici. In tale eventualità, se è dimostrata l'efficacia del vincolo offerto dai suddetti dispositivi, il comportamento del sistema di rinforzo ad U può considerarsi equivalente a quello del rinforzo in avvolgimento oppure è possibile considerare la presenza dei connettori sfioccati tramite la (4.16).

4.4.3 Resistenza di progetto a taglio dell'elemento rinforzato con FRP

4.4.3.1 Resistenza di progetto

(1) La resistenza di progetto a taglio dell'elemento rinforzato con FRP, V_{Rd} , può essere calcolata tenendo conto nella capacità a taglio dell'elemento non rinforzato, valutata in accordo alla Normativa vigente e del contributo del rinforzo a taglio del composito FRP, calcolato come indicato nei successivi punti (2) e (4). In particolare, tenendo conto correttamente della duttilità dei materiali, la capacità a 'taglio-trazione' del rinforzo di FRP espressa dalla (4.81) o dalla (4.82) deve essere sommata alla capacità a 'taglio-trazione' dell'armatura trasversale esistente in acciaio; la somma dei contributi delle due armature non può, comunque, essere superiore alla capacità a 'taglio-compressione' del calcestruzzo d'anima, valutata in accordo alla Normativa vigente.

(2) Nel caso di disposizione ad U o in avvolgimento su una sezione rettangolare, il contributo del sistema di rinforzo FRP, $V_{Rd,f}$, può essere valutato in base al meccanismo a traliccio di Mörsch mediante la seguente formula:

$$\begin{aligned} V_{Rd,f} &= \frac{1}{\gamma_{Rd}} f_{fed} A_{fv} \frac{0.9d}{\bar{p}_f} (\cot \theta + \cot \beta) \sin \beta = \\ &= \frac{1}{\gamma_{Rd}} f_{fed} A_{fv} \frac{0.9d}{p_f} (\cot \theta + \cot \beta) \sin^2 \beta \end{aligned} \quad (4.80)$$

dove (Figura 4-20):

- d è l'altezza utile della sezione,
- f_{fed} è la resistenza efficace di calcolo del sistema di rinforzo, da valutarsi come indicato nel § 4.4.3.2,
- A_{fv} è l'area della staffa di fibra resistente a taglio, pari a $2t_f b_f$ nel caso di strisce applicate esternamente, e $2 A_f$ nel caso di barre incluse in intagli esterni,
- p_f è il passo delle strisce o delle barre, misurato ortogonalmente alla direzione delle fibre (nel caso di strisce in continuità o di elementi di rinforzo bidimensionali si assume $b_f / p_f = 1.0$),
- γ_{Rd} è coefficiente parziale fornito in Tabella 3-2, § 3.4.2,
- β è l'angolo di inclinazione delle fibre rispetto all'asse della trave.
- θ è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento.

Sulla base del predetto richiamo alla duttilità dei materiali, l'angolo θ può essere assunto, in maniera cautelativa, pari a 45° per il calcolo della capacità a 'taglio-trazione' sia delle armature trasversali esistenti in acciaio sia del rinforzo a taglio di FRP e, eventualmente, è possibile portare in conto anche il contributo dei meccanismi resistenti del calcestruzzo, secondo indicazioni di comprovata validità. Anche in presenza di una sollecitazione di compressione, come nel caso di pilastri, l'angolo θ può essere assunto, in maniera cautelativa, pari a 45° ed è eventualmente possibile tener conto del contributo della sollecitazione di compressione secondo indicazioni di comprovata validità. In alternativa, l'angolo θ può essere valutato tenendo conto della sollecitazione di sforzo normale agente nell'elemento e può risultare, quindi, inferiore a 45° .

Nella relazione (4.81) è possibile introdurre il passo p_f misurato ortogonalmente alle fibre al posto del passo delle strisce $\bar{p}_f$ misurato lungo l'asse dell'elemento (Figura 4-20), tenendo presente che

$$\bar{p}_f = p_f / \sin \beta.$$

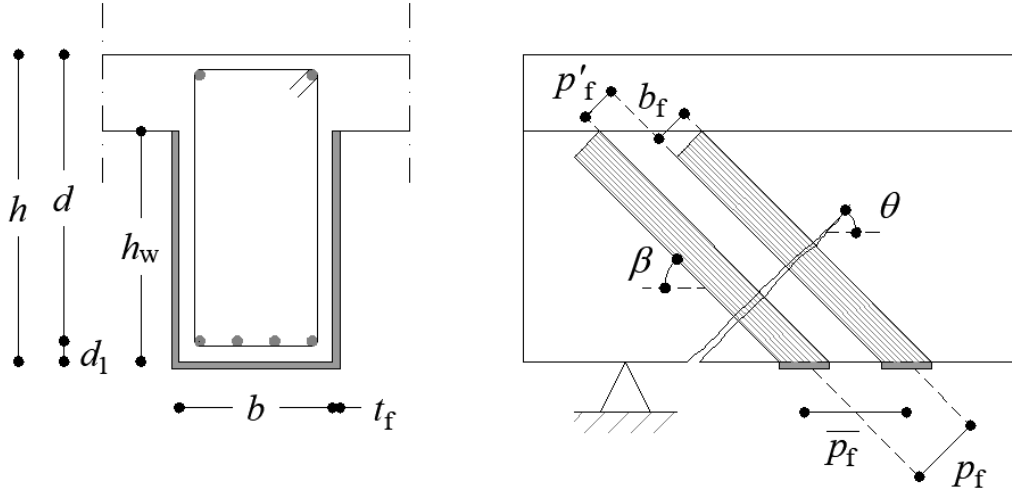


Figura 4-20 – Elementi distintivi di un rinforzo a taglio sotto forma di strisce.

- (3) Nel caso di sistemi di rinforzo discontinui costituiti da strisce di materiale composito, la larghezza, b_f , ed il passo, p_f , delle strisce, misurati (in mm) ortogonalmente alla direzione delle fibre, devono rispettare limitazioni: $50 \text{ mm} \leq b_f \leq 250 \text{ mm}$ e $b_f \leq p_f \leq \min\{0.5 \cdot d, 3 \cdot b_f, b_f + 200 \text{ mm}\}$. Nell'eventualità in cui dovesse risultare $p_f > \min\{0.5 \cdot d, 3 \cdot b_f, b_f + 200 \text{ mm}\}$, con tutte le grandezze in mm, si deve ricorrere ad un sistema di rinforzo differente (per geometria o per caratteristiche meccaniche).
- (4) Nel caso di disposizione in avvolgimento continuo su elementi con sezione circolare (diametro D), qualora le fibre siano orientate ortogonalmente all'asse dell'elemento da rinforzare ($\beta = 90^\circ$), il contributo del sistema di rinforzo FRP, $V_{Rd,f}$, è fornito dalla relazione:

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot D \cdot f_{fed} \cdot \frac{\pi}{2} \cdot t_f \cdot \cot \theta \quad (4.81)$$

4.4.3.2 Resistenza efficace

- (1) In corrispondenza delle fessure da taglio si manifestano concentrazioni tensionali all'interfaccia calcestruzzo-FRP che possono innescare il distacco del composito dal supporto secondo il modo I (§ 4.1.3).

In assenza di una valutazione più rigorosa dello stato tensionale responsabile del fenomeno, è possibile avvalersi della procedura semplificata di seguito suggerita. Essa si basa sulla definizione convenzionale di "tensione efficace" del sistema di rinforzo, intesa come la tensione di trazione attesa in condizioni di incipiente distacco dal supporto.

- (2) Nel caso di disposizione ad U su una sezione rettangolare, la tensione efficace di calcolo del sistema di rinforzo, f_{fed} , è fornita dalla relazione:

$$f_{fed} = f_{fdd} \cdot \left[1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{\ell_{ed} \cdot \sin \beta}{\min \{0.9 \cdot d, h_w\}} \right] \quad (4.82)$$

dove f_{fdd} è la tensione di progetto del sistema di rinforzo per distacco di estremità, da valutarsi mediante la (4.7) tenendo eventualmente anche conto della presenza di dispositivi di ancoraggio, ℓ_{ed} è la lunghezza efficace di ancoraggio, fornita dalla (4.1), β è l'angolo di inclinazione delle fibre rispetto all'asse longitudinale dell'elemento, d è l'altezza utile della sezione e h_w è l'altezza dell'anima della trave, che deve essere interamente impegnata dal rinforzo ad U.

Particolare attenzione deve essere riposta nei casi in cui la zona compressa è localizzata inferiormente alla trave, come ad esempio accade per uno schema di mensola. In questi casi la lesione da taglio va ad allargarsi verso l'alto (Figura 4-21). In tali situazioni deve essere ben valutata l'opportunità di ricorrere a idonei presidi per garantire un adeguato ancoraggio del rinforzo ad U, ivi compreso il ricorso a dispositivi meccanici.

Qualora si inseriscano dispositivi di ancoraggio, per il calcolo della resistenza f_{fed} si deve sempre far ricorso alla (4.83) in cui la tensione f_{fdd} data dalla (4.7) può essere sostituita dalla (4.16) che tiene conto della presenza di tali dispositivi. Anche in presenza di dispositivi di ancoraggio la configurazione così ottenuta non si ritiene equivalente alla disposizione in avvolgimento descritta al successivo punto (3).

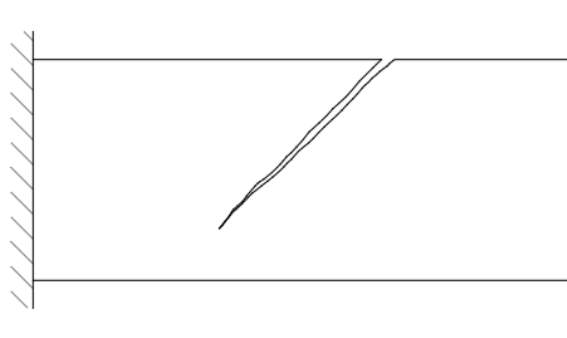


Figura 4-21 – Situazione tipo di zona compressa localizzata inferiormente alla trave.

(3) Nel caso di disposizione in avvolgimento su una sezione rettangolare, la tensione efficace di calcolo del sistema di rinforzo è fornita dalla relazione:

$$f_{fed} = f_{fdd} \cdot \left[1 - \frac{1}{6} \cdot \frac{\ell_{ed} \cdot \sin \beta}{\min \{0.9 \cdot d, h_w\}} \right] + \frac{1}{2} (\phi_R \cdot f_{fd} - f_{fdd}) \cdot \left[1 - \frac{\ell_{ed} \cdot \sin \beta}{\min \{0.9 \cdot d, h_w\}} \right] \quad (4.83)$$

dove f_{fdd} è ancora una volta la tensione di progetto del sistema di rinforzo FRP per distacco di estremità, da valutarsi mediante la (4.7), mentre f_{fd} è la tensione di progetto nel rinforzo FRP pari a

$f_{fd} = \varepsilon_{fd} \cdot E_f$, dove ε_{fd} è da valutarsi come $\varepsilon_{fd} = \eta_a \cdot \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_{fl}}$, ed inoltre:

$$\phi_R = 0.2 + 1.6 \cdot \frac{r_c}{b}, \quad 0 \leq \frac{r_c}{b} \leq 0.5 \quad (4.84)$$

essendo r_c il raggio di curvatura realizzato in corrispondenza dello spigolo della sezione rinforzata, b la larghezza dell'anima della sezione.

Nell'equazione (4.83) il contributo del secondo termine va considerato solo se positivo.

(4) Per la valutazione del fattore geometrico k_b fornito dalla (4.8), con il significato già specificato dei simboli utilizzati, si deve assumere:

- $b = p_f$ nel caso di sistemi di rinforzo discontinui sotto forma di strisce,
- $k_b = 1$ in caso di rinforzo continuo.

(5) Se si adottano dispositivi atti a vincolare le estremità libere di rinforzi ad U, la tensione efficace di calcolo del sistema di rinforzo è fornita dalla (4.83) in cui la f_{fd} può essere sostituita dalla (4.16) in caso di connettori sfioccati e dalla (4.29) in caso di ancoranti meccanici.

(6) Nel caso di avvolgimento continuo su elementi a sezione circolare di diametro D , con $\beta = 90^\circ$, la tensione efficace di calcolo del sistema di rinforzo è fornita dalla relazione:

$$f_{fed} = E_f \cdot \varepsilon_{f,max} \quad (4.85)$$

dove E_f è il modulo di elasticità normale del composito nella direzione delle fibre e $\varepsilon_{f,max}$ è un opportuno valore limite della deformazione nel composito da assumersi, in mancanza di una determinazione più accurata, pari a $5 \cdot 10^{-3}$.

4.5 RINFORZO A TORSIONE

4.5.1 Generalità

(1) Il rinforzo a torsione si rende necessario nel caso di elementi strutturali per i quali il momento torcente di calcolo, eventualmente valutato con i criteri della gerarchia delle resistenze, sia superiore alla corrispondente resistenza di calcolo. Quest'ultima deve essere determinata considerando i contributi del calcestruzzo e dell'eventuale armatura metallica trasversale presente.

(2) Il rinforzo a torsione va verificato per i soli SLU.

(3) In aggiunta ai tipi appresso elencati, se ne possono adottare altri non contemplati in queste Istruzioni, purché sia dimostrata la loro efficacia e sia quantificato il loro contributo resistente a torsione.

Nota: A tutt'oggi gli interventi di consolidamento di elementi di c.a. e di c.a.p. nei confronti della torsione con rinforzi SFRP sono meno diffusi, così come la letteratura tecnica e scientifica non è esaustiva sull'argomento.

4.5.2 Configurazioni per il rinforzo a torsione

(1) Il rinforzo a torsione con materiali compositi EBR si realizza applicando in aderenza alla superficie esterna della membratura da rinforzare (Figura 4-17) elementi mono o bidimensionali di composito (comunemente tessuti), costituiti da uno o più strati di materiale. Nel caso di applicazioni di elementi monodimensionali, le strisce di composito possono essere applicate in adiacenza le une

alle altre, ovvero in maniera discontinua.

- (2) Le fibre devono essere disposte con un angolo di inclinazione $\beta=90^\circ$ rispetto all'asse longitudinale.
- (3) L'unica disposizione prevista per il rinforzo a torsione è quella in avvolgimento (Figura 4-19).
- (4) Il rinforzo a torsione può anche essere realizzato mediante l'inserimento di barre o lamine di materiale composito in apposite fessure praticate sulle facce esterne dell'elemento (sistemi NSM). Tale rinforzo non è oggetto delle presenti Istruzioni; qualora fosse adottato, la sua efficacia deve essere supportata da evidenze sperimentali.

4.5.3 Resistenza di progetto a torsione dell'elemento rinforzato con FRP

- (1) Le Istruzioni che seguono si applicano agli elementi prismatici in cui si possa individuare una sezione anulare fittizia resistente e per i quali l'insufficiente resistenza torsionale, da sopperire con FRP, non derivi da un difetto di armatura metallica longitudinale. Tali elementi devono pertanto soddisfare la condizione:

$$T_{Rd,l} > \min \{ T_{Rd,s}, T_{Rd,c} \} \quad (4.86)$$

dove $T_{Rd,s}$, $T_{Rd,l}$, $T_{Rd,c}$ sono, rispettivamente, le resistenze ascrivibili all'armatura trasversale di acciaio, all'armatura longitudinale ed alla biella compressa di calcestruzzo, da valutarsi in accordo con la Normativa vigente.

4.5.3.1 Resistenza di progetto a torsione

- (1) La resistenza di progetto a torsione dell'elemento rinforzato può essere valutata mediante la seguente relazione:

$$T_{Rd} = \min \{ T_{Rd,s} + T_{Rd,f}, T_{Rd,l}, T_{Rd,c} \} \quad (4.87)$$

dove le quantità $T_{Rd,s}$, $T_{Rd,l}$, $T_{Rd,c}$ hanno il significato già sopra richiamato. La quantità $T_{Rd,f}$ rappresenta invece la resistenza torsionale ascrivibile al sistema di rinforzo FRP, da valutarsi come di seguito indicato.

- (2) Sempre che dalla 4.53 risulti $T_{Rd} = T_{Rd,s}$, la resistenza $T_{Rd,f}$ è fornita da:

$$T_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot 2 \cdot f_{fed} \cdot t_f \cdot b \cdot h \cdot \frac{b_f}{p_f} \cdot \cot \theta \quad (4.88)$$

dove:

- il coefficiente parziale γ_{Rd} deve essere assunto pari a 1.20 (Tabella 3-2, § 3.4.2),
- f_{fed} è la resistenza efficace di calcolo del rinforzo, da valutarsi come indicato nel § 4.4.3.2,

ovvero tramite la (4.84),

- t_f è lo spessore della striscia o del foglio di FRP,
- b ed h sono, rispettivamente, la base e l'altezza della sezione,
- θ è l'angolo di inclinazione delle bielle compresse rispetto all'asse dell'elemento; in assenza di specifiche indicazioni, si può assumere pari a 45° ,
- b_f e p_f sono, nell'ordine, la larghezza ed il passo delle strisce, misurati ortogonalmente alla direzione delle fibre. Nel caso di strisce applicate in adiacenza o di rinforzi continui, il rapporto b_f / p_f è posto uguale ad 1.0.

(3) Nei rinforzi eseguiti con strisce di materiale composito, la larghezza b_f ed il passo p_f di queste ultime, misurati (in mm) ortogonalmente alla direzione delle fibre, dovranno rispettare le seguenti limitazioni: $50 \text{ mm} \leq b_f \leq 250 \text{ mm}$, e $b_f \leq p_f \leq \min\{0.5 \cdot d, 3 \cdot b_f, b_f + 200 \text{ mm}\}$.

Nell'eventualità in cui dovesse risultare $p_f > \min\{0.5 \cdot d, 3 \cdot b_f, b_f + 200 \text{ mm}\}$, con tutte le grandezze in mm, si deve ricorrere ad un sistema di rinforzo differente (per geometria o per caratteristiche meccaniche).

(4) Nel caso di sollecitazione combinata di torsione, T_{sd} , e taglio, V_{sd} , deve essere soddisfatta la limitazione:

$$\frac{T_{sd}}{T_{Rd}} + \frac{V_{sd}}{V_{Rd}} \leq 1 \quad (4.89)$$

con il significato già precisato dei simboli T_{Rd} e V_{Rd} .

Il progetto del sistema di rinforzo FRP a torsione deve essere eseguito indipendentemente da quello a taglio: l'area complessiva di composito da applicare è la somma delle singole aree competenti ai due interventi. A tal riguardo, l'inclinazione θ attribuita alle bielle compresse di conglomerato cementizio per la verifica ed il progetto a taglio e a torsione deve essere la medesima ed assunta pari a 45° .

4.6 CONFINAMENTO

4.6.1 Generalità

(1) Un adeguato confinamento degli elementi di c.a. può determinare un miglioramento delle prestazioni dell'elemento strutturale, consentendo di incrementare:

- la resistenza ultima e la corrispondente deformazione ultima di elementi sollecitati da sforzo normale centrato o con piccola eccentricità;
- la duttilità e, congiuntamente all'impiego di rinforzi longitudinali (§ 4.3.2.4 e Appendice F), la resistenza ultima di elementi pressoinflessi.

(2) Il confinamento di elementi di c.a. può essere realizzato con tessuti o lamine di FRP disposti sul contorno in modo da costituire una fasciatura esterna continua o discontinua.

Nota: A tutt'oggi gli interventi di confinamento di colonne di c.a. con rinforzi SFRP sono meno diffusi, così come la letteratura tecnica e scientifica non è esaustiva sull'argomento.

- (3) L'incremento della resistenza a compressione e della corrispondente deformazione ultima del calcestruzzo confinato con FRP dipendono dalla pressione di confinamento applicata. Quest'ultima è funzione della rigidità del sistema di rinforzo e della forma della sezione trasversale dell'elemento confinato.
- (4) Per la ridistribuzione dei carichi verticali non è consentito fare affidamento sulla duttilità di elementi soggetti a sforzo normale centrato o con piccola eccentricità.
- (5) Un sistema confinante realizzato con FRP (elastico fino a rottura), a differenza di uno realizzato con acciaio (elasto-plastico), esercita una pressione laterale strettamente crescente all'aumentare della dilatazione trasversale dell'elemento confinato.
- (6) Un tipico legame " $\sigma_c - \varepsilon_c$ " (tensione-deformazione) esibito da provini compressi, confinati con FRP, è riportato in Figura 4-22.

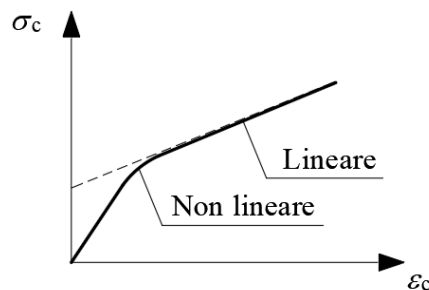


Figura 4-22 – Andamento del legame tensione-deformazione per calcestruzzo confinato con FRP.

- (7) Per valori della deformazione assiale, ε_c , pari allo 0.2%, la tensione nel calcestruzzo confinato è solo di poco superiore a quella esibita dal calcestruzzo non confinato, e cioè alla tensione di progetto di quest'ultimo.
- (8) Per deformazioni superiori allo 0.2% il legame " $\sigma - \varepsilon$ " è non lineare e la pendenza della corrispondente curva diminuisce progressivamente fino ad assumere, nell'ultimo tratto, un valore pressoché costante. In quest'ultimo tratto, ad andamento lineare, il calcestruzzo confinato perde progressivamente la sua integrità per effetto di una fessurazione sempre più diffusa.
- (9) Il collasso dell'elemento confinato si raggiunge per rottura del composito. Tuttavia, a partire da un certo valore della deformazione assiale, l'elemento confinato con FRP perde di fatto la propria funzionalità potendo assorbire solo modeste ed insignificanti sollecitazioni trasversali. In considerazione di ciò, il collasso dell'elemento confinato è convenzionalmente raggiunto quando si attinge una deformazione limite del composito pari allo 0.4%.
- (10) Gli elementi confinati vanno verificati nei riguardi dei soli SLU.

4.6.2 Resistenza di progetto a compressione centrata o con piccola eccentricità dell'elemento confinato

- (1) Per ottenere un efficace confinamento è buona norma disporre le fibre del composito in direzione perpendicolare all'asse dell'elemento.

- (2) Nel caso di disposizione ad elica, l'efficacia del confinamento va opportunamente valutata.
- (3) In assenza di una pretensione iniziale, il sistema di rinforzo FRP esercita un confinamento passivo sulla membratura compressa. L'azione di confinamento diventa significativa nella fase di plasticizzazione, e quindi di fessurazione, dell'elemento rinforzato, a seguito della sua più vistosa dilatazione trasversale.
- (4) L'elemento confinato risulta verificato se è soddisfatta la disequaglianza:

$$N_{Sd} \leq N_{Rcc,d} \quad (4.90)$$

essendo N_{Sd} il valore di progetto dell'azione assiale agente e $N_{Rcc,d}$ il valore di progetto della resistenza dell'elemento confinato.

- (5) In assenza di fenomeni di instabilità, la resistenza di progetto $N_{Rcc,d}$ è fornita dalla seguente relazione:

$$N_{Rcc,d} = A_c \cdot f_{ccd} + A_s \cdot f_{yd} \quad (4.91)$$

dove:

- A_c e f_{ccd} sono, rispettivamente, l'area della sezione trasversale dell'elemento e la tensione di progetto del calcestruzzo confinato (quest'ultima valutata come indicato al punto seguente),
 - A_s e f_{yd} sono, rispettivamente, l'area e la tensione di progetto dell'armatura metallica eventualmente presente (quest'ultima valutata come previsto nel § 3.3.3(6)).
- (6) La resistenza di progetto del calcestruzzo confinato, f_{ccd} , può essere valutata come segue:

$$\frac{f_{ccd}}{f_{cd}} = 1 + \frac{2.6}{\gamma_{Rd}} \cdot \left(\frac{f_{l,eff}}{f_{cd}} \right)^{2/3} \quad (4.92)$$

essendo:

- γ_{Rd} è il coefficiente parziale da assumersi pari a 1.10 (Tabella 3-2, § 3.4.2),
- f_{cd} la tensione di progetto del calcestruzzo non confinato, da valutarsi come prescritto nel § 3.3.3(6),
- $f_{l,eff}$ la pressione efficace di confinamento, definita nel successivo paragrafo.

La relazione (4.92) può essere utilizzata anche ai fini del conseguimento del secondo obiettivo di cui al § 4.6.1(1).

- (7) Il confinamento risulta efficace se $f_{l,eff}/f_{cd} > 0.05$.

4.6.2.1 Stima della pressione laterale di confinamento

- (1) Della pressione di confinamento, f_l , esercitata dal sistema di rinforzo, solo un'aliquota, $f_{l,eff}$, detta "pressione efficace di confinamento", contribuisce alla resistenza dell'elemento confinato.
- (2) La pressione efficace di confinamento, $f_{l,eff}$, funzione della forma della sezione e delle modalità di realizzazione dell'intervento, è fornita dalla relazione:

$$f_{l,eff} = k_{eff} \cdot f_l \quad (4.93)$$

dove k_{eff} è un coefficiente di efficienza (≤ 1), definito come rapporto fra il volume $V_{c,eff}$ di calcestruzzo efficacemente confinato ed il volume V_c dell'elemento di calcestruzzo, depurato da quello delle armature longitudinali (generalmente trascurabile).

- (3) La pressione di confinamento può essere valutata mediante la relazione:

$$f_l = \frac{1}{2} \cdot \rho_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{fd,rid} \quad (4.94)$$

dove ρ_f è la percentuale geometrica di rinforzo, dipendente, come descritto nei paragrafi seguenti, dalla forma della sezione e dal tipo di applicazione (confinamento continuo o discontinuo), E_f è il modulo di elasticità normale del materiale in direzione delle fibre, $\varepsilon_{fd,rid}$, è un'opportuna deformazione ridotta di calcolo del composito fibrorinforzato, definita nel prosieguo.

- (4) Il coefficiente di efficienza, k_{eff} , può essere espresso come prodotto di tre fattori: un coefficiente di efficienza orizzontale, k_H , uno di efficienza verticale, k_V , ed un altro legato all'inclinazione delle fibre, k_α :

$$k_{eff} = k_H \cdot k_V \cdot k_\alpha \quad (4.95)$$

- (5) Il coefficiente di efficienza orizzontale, k_H , dipende dalla forma della sezione. I competenti valori per sezioni circolari o rettangolari sono forniti nei punti seguenti.

- (6) Il coefficiente di efficienza verticale, k_V , dipende dallo sviluppo del confinamento lungo l'asse longitudinale dell'elemento rinforzato.

In caso di fasciatura continua si assume $k_V = 1$.

In caso di fasciatura discontinua (Figura 4-23), realizzata cioè con strisce di FRP disposte ad interasse p_f e distanza netta p'_f , si deve tenere conto della riduzione di efficacia dovuta al fenomeno di diffusione delle tensioni tra due fasciature consecutive. Per effetto di tale diffusione si creano delle zone che non risentono del confinamento, aventi approssimativamente in sezione verticale un contorno parabolico con tangente iniziale inclinata di 45° .

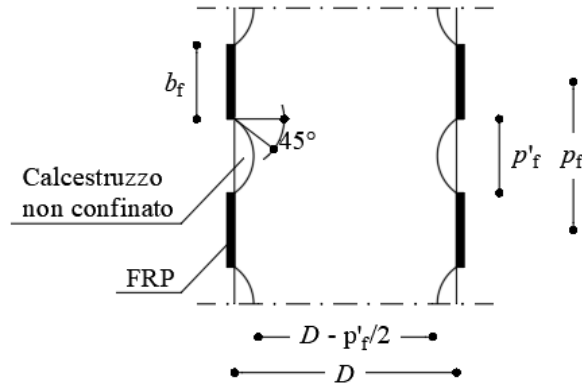


Figura 4-23 – Confinamento discontinuo su una sezione circolare confinata di diametro D : sezione verticale diametrale.

Indipendentemente dalla forma della sezione, il coefficiente di efficienza verticale, k_v , può essere assunto pari a:

$$k_v = \left(1 - \frac{p'_f}{2 \cdot d_{\min}}\right)^2 \quad (4.96)$$

avendo indicato con $d_{\min}$ la minima dimensione trasversale dell'elemento.

(7) Nel caso di fasciatura discontinua è opportuno che la distanza netta fra le strisce rispetti la limitazione $p'_f \leq d_{\min}/2$.

(8) Indipendentemente dalla forma della sezione, il coefficiente di efficienza k_α può esprimersi in funzione dell'angolo di inclinazione delle fibre, α_{fl} , come:

$$k_\alpha = \frac{1}{1 + (\tan \alpha_{fl})^2} \quad (4.97)$$

(9) La deformazione ridotta di calcolo del composito fibrorinforzato, $\varepsilon_{fd,rid}$, è definita dalla relazione:

$$\varepsilon_{fd,rid} = \min\{\eta_a \cdot \varepsilon_{fk} / \gamma_{fl}; 0.004\} \quad (4.98)$$

dove η_a e γ_{fl} sono, rispettivamente, il fattore di conversione ambientale ed il coefficiente parziale del materiale composito fibrorinforzato, i cui valori sono esposti, nell'ordine, nella Tabella 3-3 e nel § 3.4.1 delle presenti Istruzioni; 0.004 è la deformazione limite convenzionale del composito, di cui al punto (9) del § 4.6.1.

4.6.2.1.1 Sezioni circolari

(1) L'intervento di confinamento con FRP risulta particolarmente efficace se adottato su elementi a sezione circolare soggetti a compressione centrata o con piccola eccentricità.

(2) In presenza di fibre disposte in direzione trasversale all'asse longitudinale dell'elemento, il sistema di rinforzo induce sulla superficie di contatto una pressione laterale pressoché uniforme, che si oppone all'espansione radiale dell'elemento compresso.

(3) Il valore della percentuale geometrica di rinforzo, ρ_f , da utilizzare nella 4.60 è fornito dalla relazione:

$$\rho_f = \frac{4 \cdot t_f \cdot b_f}{D \cdot p_f} \quad (4.99)$$

dove (Figura 4-23) t_f e b_f sono, rispettivamente, lo spessore e l'altezza della generica striscia di FRP, p_f è il passo delle strisce e D è il diametro della sezione circolare.

Nel caso di confinamento continuo l'espressione della percentuale ρ_f si specializza in $4 \cdot t_f / D$.

(4) Il coefficiente di efficienza orizzontale, k_H , è pari ad 1.0.

(5) La dimensione $d_{\min}$, introdotta nella 4.62 per il calcolo del coefficiente di efficienza verticale, va intesa come il diametro della sezione.

4.6.2.1.2 Sezioni quadrate e rettangolari

(1) Il confinamento con FRP di elementi a sezione quadrata o rettangolare produce incrementi solo marginali della resistenza a compressione. Ne consegue che applicazioni di questo genere devono essere attentamente vagliate ed analizzate.

(2) Il valore della percentuale geometrica di rinforzo, ρ_f , da utilizzare nella 4.60 è fornito dalla relazione:

$$\rho_f = \frac{2 \cdot t_f \cdot (b + h) \cdot b_f}{b \cdot h \cdot p_f} \quad (4.100)$$

dove t_f e b_f sono, rispettivamente, lo spessore e l'altezza della generica striscia di FRP, p_f è il passo delle strisce, mentre b e h sono le dimensioni trasversali della sezione rettangolare.

Nel caso di confinamento continuo l'espressione di ρ_f fornita dalla 4.66 si specializza in $2 \cdot t_f \cdot (b + h) / (b \cdot h)$.

(3) Con riferimento alla Figura 4-24 si può ritenere, con buona approssimazione, che l'area di calcestruzzo effettivamente confinata sia solo un'aliquota di quella complessiva. La motivazione di tale comportamento è da attribuirsi all'"effetto arco" che si manifesta all'interno della sezione; tale effetto dipende dal valore del raggio di arrotondamento degli spigoli, r_c (§ 4.9.2.2).

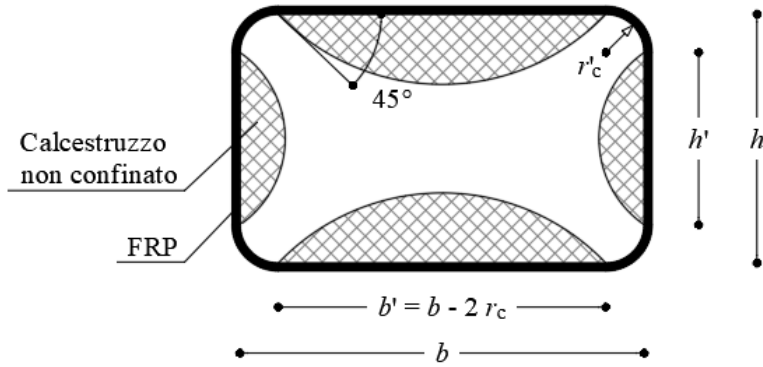


Figura 4-24 – Confinamento di sezioni rettangolari.

- (4) Il coefficiente di efficienza orizzontale, k_H , è fornito dalla relazione:

$$k_H = 1 - \frac{b'^2 + h'^2}{3 \cdot A_g} \quad (4.101)$$

in cui b' e h' sono le dimensioni indicate in Figura 4-24 ed A_g è l'area della sezione trasversale dell'elemento confinato.

- (5) In assenza di adeguate prove sperimentali, che ne comprovino al contrario l'efficacia, non va considerato l'effetto del confinamento su sezioni rettangolari per le quali $b/h > 2$, ovvero $\max\{b, h\} > 900$ mm.

4.6.3 Duttilità di elementi pressoinflessi confinati con FRP

- (1) Il confinamento con FRP può essere previsto anche su elementi di calcestruzzo soggetti a pressoflessione (sforzo normale con grande eccentricità). In tal modo è possibile incrementare la loro duttilità e, solo in misura ridotta, la loro resistenza.

- (2) In mancanza di determinazioni più accurate, la curvatura ultima di una sezione pressoinflessa può essere valutata ipotizzando, per il calcestruzzo confinato, un classico legame costitutivo del tipo parabola-rettangolo ed amplificando il valore della deformazione ultima, ε_{cu} , come di seguito indicato:

$$\varepsilon_{cu} = 0.0035 + 0.015 \cdot \sqrt{\frac{f_{l,eff}}{f_{cd}}} \quad (4.102)$$

dove f_{cd} è la tensione di progetto del calcestruzzo non confinato ed $f_{l,eff}$ è la pressione efficace di confinamento. Quest'ultima può essere stimata attribuendo alla deformazione ridotta di calcolo del composito fibrorinforzato il valore:

$$\varepsilon_{fd,rid} = \eta_a \cdot \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_{fl}} \leq 0.6 \cdot \varepsilon_{fk} \quad (4.103)$$

- (2) Il raggiungimento dello SLU deve essere preceduto dallo snervamento dell'armatura di precompressione.
- (3) Per la verifica nei confronti del distacco dal supporto si rinvia a quanto già detto nei §§ 4.1 e 4.2.
- (4) Per la determinazione della resistenza dell'elemento rinforzato nei confronti delle sollecitazioni di taglio e torsione, di cui alle regole applicative (2) del § 4.4.3.1 e (1) del § 4.5.3.1, l'angolo θ può essere valutato tenendo conto della sollecitazione di sforzo normale di precompressione agente nell'elemento e può risultare, quindi, inferiore a 45° .

4.7.1.2 Analisi del comportamento agli stati limite di esercizio

- (1) In condizioni di esercizio le tensioni di lavoro del calcestruzzo, dell'acciaio e del rinforzo di FRP devono soddisfare le limitazioni previste nella Normativa vigente ed in particolare, per quanto attiene al rinforzo di FRP, quelle introdotte nel §4.3.3.2.
- (2) Di regola non si deve tener conto del contributo di rinforzi se temporaneamente compressi (ad esempio a seguito della deformazione viscosa del conglomerato).

4.8 INTERVENTI IN ZONA SISMICA

4.8.1 Generalità

- (1) I sistemi di rinforzo FRP possono essere utilmente impiegati in zona sismica per intervenire su strutture di conglomerato cementizio armato non soddisfacenti i requisiti di sicurezza nei confronti di uno o più SLU.

La redazione delle presenti Istruzioni recepisce le prescrizioni della Normativa vigente in Italia, nonché le principali indicazioni fornite dalla letteratura scientifica e dalle linee guida internazionali su:

- valutazione della sicurezza sismica;
- requisiti di sicurezza (verifica di stati limite);
- livelli di protezione antisismica (intensità dell'azione sismica associata);
- metodi di analisi;
- criteri di verifica (distinzione fra elementi “duttili” e “fragili”);
- caratteristiche dei materiali.

4.8.2 Principi generali di intervento

- (1) La strategia da perseguire con interventi di rinforzo mediante FRP deve essere ispirata ai seguenti principi:

- eliminazione di tutti i meccanismi di collasso di tipo fragile (§ 4.8.2.1);
- eliminazione di tutti i meccanismi di collasso di piano (“piano soffice”) (§ 4.8.2.2);
- miglioramento della capacità deformativa globale della struttura da conseguirsi in uno dei seguenti modi (§ 4.8.2.3):
 - incrementando la capacità rotazionale delle potenziali cerniere plastiche senza variarne la posizione (§ 4.8.2.3.1);
 - rilocalizzando le potenziali cerniere plastiche nel rispetto del criterio della gerarchia delle resistenze (§ 4.8.2.3.2).

(2) Tipologia, entità ed improcrastinabilità degli interventi con FRP devono dipendere dall'esito di una preventiva valutazione della sicurezza sismica, tenendo conto che:

- forti irregolarità degli edifici (in termini di resistenza e/o rigidezza) non possono essere sanate con tale tecnica;
- una maggiore regolarità in termini di resistenza può essere conseguita rinforzando un numero ridotto di elementi;
- interventi volti a migliorare la duttilità locale risultano sempre opportuni;
- l'introduzione di rinforzi locali non deve ridurre la duttilità globale della struttura.

4.8.2.1 Eliminazione dei meccanismi di collasso di tipo fragile

(1) Devono essere eliminati i meccanismi che producono:

- crisi per taglio;
- crisi nei pilastri per perdita di aderenza delle barre nelle zone di sovrapposizione;
- crisi nei pilastri per svergolamento delle barre longitudinali compresse;
- crisi per trazione dei pannelli dei nodi trave-pilastro.

4.8.2.1.1 Crisi per taglio

(1) L'incremento della resistenza a taglio può essere perseguito mediante applicazione di sistemi di rinforzo con fibre disposte ortogonalmente all'asse dell'elemento ($\beta = 90^\circ$) ed, eventualmente, anche in altre direzioni.

(2) Il calcolo della resistenza a taglio dell'elemento rinforzato va eseguito tenendo conto nella formula proposta dalla Normativa vigente per elementi in c.a. di strutture esistenti del contributo del rinforzo di FRP valutato mediante la (4.81) per elementi a sezione rettangolare o la (4.82) per gli elementi a sezione circolare e assumendo $\theta = 45^\circ$.

4.8.2.1.2 Crisi nei pilastri per perdita di aderenza delle barre

(1) Il pericolo di scorrimento delle giunzioni per aderenza nei pilastri può essere eliminato mediante confinamento con FRP.

(2) Per sezioni circolari di diametro D , lo spessore da attribuire al confinamento può essere valutato mediante la seguente relazione:

$$t_f = \frac{D \cdot (f_1 - \sigma_{sw})}{2 \cdot 0.001 \cdot E_f} \quad (4.104)$$

essendo:

- σ_{sw} la tensione di trazione nelle staffe corrispondente alla deformazione dell'1‰ o la pressione di iniezione della malta tra FRP e pilastro, se presente;
- f_1 la pressione di confinamento nella zona di sovrapposizione di lunghezza L_s , assunta pari a:

$$f_1 = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{\left[\frac{u_e}{2 \cdot n} + 2 \cdot (d_b + c) \right] \cdot L_s} \quad (4.105)$$

con f_{yd} tensione di progetto delle barre di acciaio, valutata come indicato nel § 3.3.3(6), u_e perimetro della sezione all'interno del poligono che circoscrive le barre longitudinali di diametro medio d_b , n numero di barre giuntate lungo u_e e c spessore del copriferro.

- (3) Per sezioni rettangolari, di dimensioni b e h , si possono utilizzare le precedenti relazioni sostituendo D con $\max\{b, h\}$ e riducendo l'efficacia del confinamento di FRP per il tramite del fattore k_H definito nel § 4.6.2.1.2.

4.8.2.1.3 Crisi nei pilastri per svergolamento delle barre

- (1) Il pericolo di svergolamento delle barre longitudinali di armatura può essere eliminato mediante confinamento con FRP.
- (2) Lo spessore, t_f , da attribuire a tale confinamento può essere valutato mediante la seguente relazione:

$$t_f = \frac{0.45 \cdot n \cdot f_{yd}^2 \cdot d}{4 \cdot E_{ds} \cdot E_f} \approx \frac{10 \cdot n \cdot d}{E_f} \quad (4.106)$$

con:

- n numero totale di barre longitudinali in condizioni di potenziale svergolamento;
- f_{yd} tensione di progetto delle barre di acciaio, valutata come indicato nel § 3.3.3(6);
- d altezza utile della sezione;
- E_f modulo di elasticità normale del confinamento di FRP nella direzione delle barre longitudinali;
- E_{ds} opportuno “modulo ridotto” delle barre di armatura longitudinali fornito dalla seguente relazione:

$$E_{ds} = \frac{4 \cdot E_s \cdot E_i}{\left(\sqrt{E_s} + \sqrt{E_i} \right)^2} \quad (4.107)$$

essendo, rispettivamente, E_s ed E_i il valore del modulo di elasticità normale di dette barre e quello tangente iniziale in campo plastico.

4.8.2.1.4 Crisi per trazione dei pannelli dei nodi trave-pilastro

- (1) Il calcolo dell'incremento di resistenza a trazione conseguibile nei pannelli dei nodi non confinati va eseguito tenendo conto del contributo del composito fibrorinforzato nella direzione delle tensioni principali di trazione. L'intervento è efficace solo se le estremità del rinforzo sono adeguatamente ancorate con l'adozione di opportuni particolari costruttivi. In caso contrario il rinforzo non può essere ritenuto efficace.

(2) La resistenza di progetto a trazione diagonale del nodo rinforzato può essere valutata attraverso la formula (4.108):

$$\sigma_{nt,Rd} = \sigma_{nt,Rd,c} + \sigma_{nt,Rd,f} \quad (4.108)$$

dove $\sigma_{nt,Rd,c}$ e $\sigma_{nt,Rd,f}$ sono, rispettivamente, la capacità a trazione diagonale del calcestruzzo e quella del sistema di rinforzo FRP. La capacità a trazione diagonale del calcestruzzo deve essere calcolata in accordo con la Normativa vigente.

(3) La capacità a trazione diagonale fornita dal composito può essere valutata mediante la formula (4.109):

$$\sigma_{nt,Rd,f} = \frac{A_f E_f \varepsilon_{fd}}{b_c (h_c / \sin \theta)} \quad (4.109)$$

dove:

- A_f è l'area equivalente del rinforzo di FRP, da valutarsi come indicato al punto (4),
- E_f è il modulo di elasticità normale del rinforzo di FRP,
- ε_{fd} è la deformazione di progetto del rinforzo di FRP da valutarsi come indicato al punto (5),
- b_c e h_c , base e altezza della sezione del pilastro inferiore, Figura 4-26.

(4) L'area equivalente del rinforzo di FRP, A_f , può essere calcolata attraverso la formula (4.110):

$$A_f = \sum_{i=1}^n A_{f,i} \sin(\theta + \beta_i) \quad (4.110)$$

dove:

- $A_{f,i}$ è l'area del rinforzo di FRP inclinato nella direzione β_i (Figura 4-26).

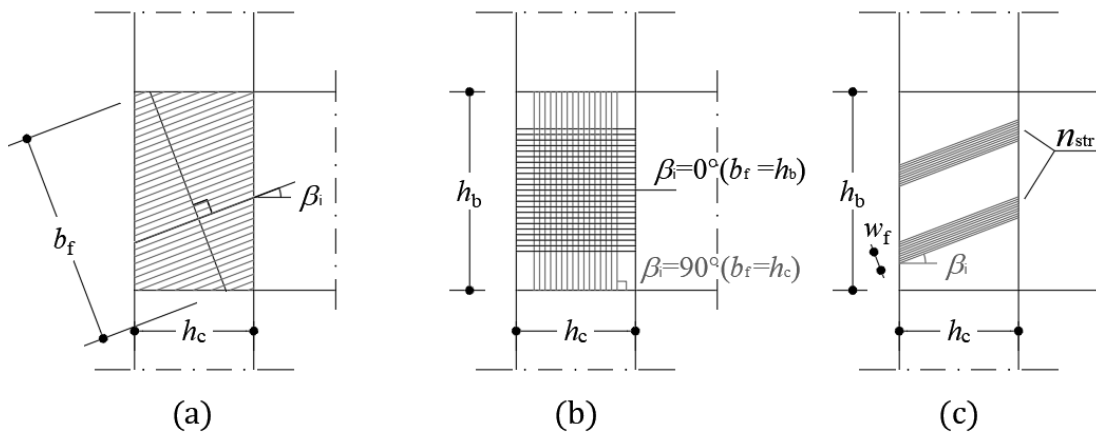


Figura 4-26 – Elementi distintivi di un rinforzo a trazione in FRP del pannello di nodo: (a) tessuto continuo in una generica direzione, (b) tessuto continuo in direzione orizzontale e verticale, (c) tessuto discontinuo in una generica direzione.

Nel caso di schemi di rinforzo con tessuti uniassiali, bidirezionali o quadriassiali, a partire dalla (4.111) l'area equivalente del rinforzo di FRP, A_f , si specifica come segue:

Tessuto uniassiale – fibre inclinate in direzione orizzontale ($\beta = 0^\circ$) o verticale ($\beta = 90^\circ$):

$$\begin{aligned} A_f &= n_s t_f h_b \sin \theta & \text{se } \beta = 0^\circ \\ A_f &= n_s t_f h_c \cos \theta & \text{se } \beta = 90^\circ \end{aligned} \quad (4.111)$$

Tessuto bidirezionale – fibre inclinate in direzione orizzontale e verticale ($\beta = 0^\circ$ e $\beta = 90^\circ$)

$$A_f = n_s t_f h_c \cos \theta (1 + \tan^2 \theta) \quad (4.112)$$

Tessuto quadriassiale – fibre inclinate in direzione orizzontale, verticale e diagonale ($\beta = 0^\circ$, $\beta = 90^\circ$ e $\beta = \pm 45^\circ$)

$$A_f = n_s t_f h_c \cos \theta (1 + \tan \theta + 2 \tan^2 \theta) \quad (4.113)$$

dove:

- β è l'inclinazione delle fibre rispetto all'asse della trave,
- n_s numero di facce del pannello di nodo rinforzate (1 o 2 facce, Figura 4-27),
- θ è l'inclinazione della biella compressa di calcestruzzo rispetto all'asse della trave (può essere assunta pari a $\theta = \arctan(h_b / h_c)$ con h_b altezza della sezione della trave.

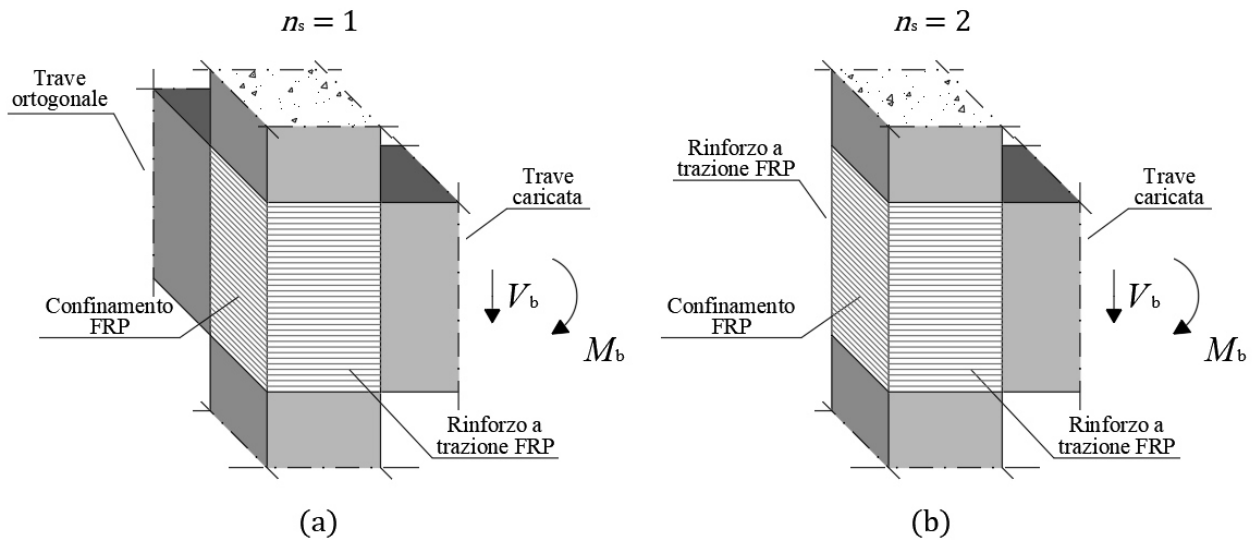


Figura 4-27 – Rinforzo di nodi a trazione in FRP: (a) una faccia ($n_s = 1$), (b) due facce ($n_s = 2$).

Nel caso di rinforzo discontinuo, nella (4.111) $A_{f,i} = n_s t_f b_f$ e b_f è la larghezza equivalente delle strisce di FRP funzione dell'inclinazione e del numero di strisce applicate sul pannello di nodo da valutarsi come:

$$b_f = \frac{(w_f n_{str})^2 \cos \beta}{h_b} \quad \text{se } \beta = 0^\circ \quad (4.114)$$

$$b_f = \frac{(w_f n_{str})^2 \sin \beta}{h_c} \quad \text{se } \beta = 90^\circ \quad (4.115)$$

dove w_f è la larghezza della singola striscia e n_{str} è il numero di strisce applicate sul pannello di nodo (Figura 4-26).

(5) La deformazione di progetto del composito fibrorinforzato, ε_{fd} , può essere calcolata attraverso la formula (4.117):

$$\varepsilon_{fd} = \min \left\{ \eta_a \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_{fl}}; 34 \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{A_f E_f} \right)^{0.6} \right\} \quad (4.116)$$

con f_{cm} valore medio della resistenza a compressione del calcestruzzo preesistente.

Nel caso di rinforzo applicato su un pannello di nodo danneggiato e riparato, si consiglia di assumere come deformazione di progetto da utilizzare $0.8 \varepsilon_{fd}$.

4.8.2.2 Eliminazione dei meccanismi di collasso di piano

(1) Premesso che, in assenza di pareti, i meccanismi di collasso di piano possono attivarsi a seguito della formazione di cerniere plastiche sia in testa che al piede di tutti i pilastri di un determinato piano, l'intervento è finalizzato ad incrementare in tali zone la resistenza a flessione composta, con l'obiettivo di inibire la formazione delle suddette cerniere. In nessun caso è consentito di intervenire sui meccanismi di collasso di piano esclusivamente con l'intento di incrementare l'entità degli spostamenti che ne precedono l'attivazione.

4.8.2.3 Incremento della capacità deformativa globale di una struttura

(1) La capacità deformativa ultima di una struttura è una misura della sua attitudine a sopportare l'azione sismica e dipende dalla capacità deformativa in campo plastico dei singoli elementi resistenti (travi, pilastri e pareti).

4.8.2.3.1 Incremento della capacità deformativa locale degli elementi

(1) La capacità deformativa di travi e di pilastri può essere misurata mediante la rotazione, θ , della sezione di estremità rispetto alla congiungente di quest'ultima con la sezione di momento nullo ("rotazione rispetto alla corda") a distanza pari alla luce di taglio: $L_v = M/V$. Tale rotazione è anche pari al rapporto tra lo spostamento relativo fra le due sezioni suddette e la luce di taglio.

(2) Generalmente, la capacità deformativa in campo plastico degli elementi è limitata dal comportamento a rottura del calcestruzzo compresso. L'intervento di confinamento con FRP su tali elementi (prevalentemente pilastri) determina un aumento della deformazione ultima del calcestruzzo compresso, conferendo una maggiore duttilità agli elementi.

4.8.2.3.2 Rilocalizzazione delle potenziali cerniere plastiche

(1) L'applicazione del criterio della gerarchia delle resistenze comporta l'adozione di provvedimenti atti ad impedire la formazione di tutte le potenziali cerniere plastiche nei pilastri. Nelle situazioni di "pilastro debole-trave forte", usuali per strutture intelaiate progettate per soli carichi verticali,

le sezioni dei pilastri sono sottodimensionate e denunciano carenza di armatura longitudinale. In questi casi è necessario incrementare la loro resistenza a pressoflessione con l'obiettivo di ricondurre la struttura intelaiata ad una situazione di "pilastro forte-trave debole".

(2) L'adozione del criterio della gerarchia delle resistenze porta ad incrementare la resistenza a flessione dei pilastri cui consegue un incremento del taglio agente in condizioni ultime. Si rendono pertanto necessarie opportune verifiche a taglio dei pilastri, con la possibilità di dover prevedere eventualmente un loro consolidamento nei confronti di tale caratteristica della sollecitazione.

4.8.2.3.3 Rotazione ultima di elementi rinforzati

(1) Per la valutazione della rotazione ultima, θ_u , di elementi rinforzati mediante confinamento con FRP, si può fare riferimento a formule di comprovata validità, attribuendo alla deformazione ultima del conglomerato confinato, ε_{ccu} , il valore definito nel § 4.6.3.

4.9 INSTALLAZIONE E PARTICOLARI COSTRUTTIVI

(1) Il funzionamento ottimale di un sistema di rinforzo è subordinato a diversi fattori. Oltre a quelli già richiamati nei precedenti capitoli, giocano un ruolo rilevante la preparazione preventiva del substrato su cui il rinforzo deve essere applicato e la messa in opera del composito.

4.9.1 Controllo e preparazione preventiva del substrato

(1) L'applicazione di un sistema di rinforzo FRP richiede il preventivo controllo delle condizioni di deterioramento del substrato con l'adozione di provvedimenti atti a migliorarne lo stato, fino a rimuovere e ricostruire le parti ammalorate. Se necessario, devono essere previsti provvedimenti di pulizia e passivazione delle armature metalliche corrose.

(2) I sistemi tecnologici utilizzati per l'ancoraggio delle estremità di lamine o tessuti devono essere oggetto di idonee indagini sperimentali condotte secondo criteri normalizzati. Il protocollo di applicazione deve riguardare sia i materiali utilizzati (adesivi e rinforzi) che la successione delle fasi indicate dal Fabbrikante per la preparazione del substrato, i tempi di esecuzione, le condizioni ambientali, ecc. L'indagine deve saggiare anche l'eventuale sensibilità dei risultati nei confronti di tali parametri.

4.9.1.1 Valutazione del deterioramento del substrato

(1) Prima dell'applicazione del rinforzo per aderenza, il Progettista, nonché il Direttore dei Lavori, devono procedere a verificare le caratteristiche del substrato secondo le indicazioni riportate nel Capitolo 6. In ogni caso la resistenza media a compressione del calcestruzzo non deve essere inferiore a 15 MPa. In caso contrario, la tecnica di rinforzo descritta nel presente documento non può essere applicata.

(2) È opportuno eseguire delle prove di omogeneità su tutta l'area da rinforzare.

4.9.1.2 Rimozione e ricostruzione del substrato ed eventuale trattamento delle barre metalliche

(1) Il substrato di calcestruzzo può risultare danneggiato a causa di un deterioramento fisico-chimico, fisico-meccanico o in conseguenza di un eventuale impatto. Il calcestruzzo ammalorato va rimosso da tutta la zona danneggiata.

(2) La rimozione del calcestruzzo ammalorato e/o danneggiato consente di accertare lo stato delle

armature metalliche e quindi di eseguire gli eventuali interventi atti ad eliminare le cause responsabili del deterioramento dello stesso calcestruzzo. Tali interventi sono assolutamente necessari prima di procedere alla ricostruzione delle parti di calcestruzzo rimosse. Se è in corso un processo corrosivo a carico delle armature metalliche, è necessario rimuovere lo strato deteriorato mediante spazzolatura o sabbiatura e poi trattare la superficie con idonei inibitori di corrosione.

(3) Una volta che il calcestruzzo deteriorato sia stato completamente rimosso e siano stati adottati i provvedimenti più opportuni per arrestare la corrosione delle armature metalliche, nonché tutti gli altri fenomeni che siano causa di degrado (ad esempio infiltrazioni d'acqua o carente regimentazione delle acque), si può procedere al suo reintegro mediante l'utilizzo di betoncini reoplastici.

Al ripristino delle parti di calcestruzzo ammalorate è opportuno associare il livellamento di eventuali asperità superficiali superiori a 10 mm, da effettuarsi ad esempio con stucco epossidico compatibile; nel caso in cui la zona da colmare abbia profondità superiore a 20 mm si deve utilizzare un idoneo materiale di apporto. Infine, se l'elemento da rinforzare presenta fessure di ampiezza superiore a 0.5 mm, è opportuno che queste ultime siano sigillate mediante iniezione prima di applicare il rinforzo.

4.9.1.3 Preparazione del substrato

(1) Dopo aver accertato la qualità del substrato ed aver eventualmente provveduto al ripristino del calcestruzzo ammalorato ed al trattamento delle barre metalliche, può essere opportuno ricorrere ad un ulteriore provvedimento di sabbiatura a carico della superficie interessata dal rinforzo. La sabbiatura deve assicurare un grado di ruvidezza almeno pari a 0.3 mm, valutabile mediante appositi strumenti quali, ad esempio, un profilometro *laser* oppure un'apparecchiatura per rugosimetria ottica.

(2) Nel caso in cui si operi su una superficie di calcestruzzo che non necessiti di ripristino, ma che sia di qualità scadente, è opportuno valutare la possibilità di applicare su di essa un consolidante.

(3) Nel caso in cui si operi sulla superficie di una struttura nuova, è necessario assicurarsi che le parti interessate dall'applicazione siano perfettamente pulite da eventuali *film* disarmanti presenti sui casseri in fase di getto. In generale, è necessario verificare che sulla superficie di applicazione del rinforzo non siano presenti polveri, grassi, idrocarburi e tensioattivi.

(4) Nel confinamento di pilastri, nel rinforzo a taglio o a torsione ed in generale in tutti i casi in cui il sistema di rinforzo FRP debba essere applicato intorno a spigoli, quest'ultimi devono essere opportunamente arrotondati come specificato nel §4.9.2.2.

(5) Per il rinforzo con sistemi NSM, gli intagli devono essere adeguatamente puliti prima del riempimento. I rinforzi a loro volta devono essere superficialmente puliti con solventi compatibili con il sistema FRP utilizzato. Gli elementi di rinforzo devono essere inseriti all'interno del materiale di riempimento degli intagli in modo che tutta la superficie dei rinforzi sia perfettamente a contatto con la resina, senza vuoti o cavità.

4.9.2 Raccomandazioni per l'esecuzione a regola d'arte

(1) La qualità dell'esecuzione del rinforzo con materiali compositi dipende strettamente dalle condizioni di temperatura ed umidità ambientali nonché da quelle del substrato su cui il rinforzo è applicato.

4.9.2.1 Condizioni di umidità e temperatura dell'ambiente e del substrato

(1) Si consiglia di non installare rinforzi di composito se l'ambiente è molto umido in quanto un

elevato grado di umidità può ritardare la stagionatura delle resine nonché inficiare la perfetta realizzazione del composito nel caso di sistemi con polimerizzazione *in situ*.

(2) I compositi devono essere applicati nelle condizioni igrometriche e termiche definite nelle schede tecniche.

(3) In condizioni di pioggia, eccessivo soleggiamento, forti gradienti termici, elevata umidità o in presenza di polveri può essere opportuno avvalersi di teli protettivi o di altri provvedimenti succedanei.

4.9.2.2 Particolari costruttivi e norme di esecuzione

(1) Negli interventi di rinforzo a taglio, torsione e confinamento è opportuno procedere ad un preventivo arrotondamento degli spigoli degli elementi rinforzati, allo scopo di evitare pericolose concentrazioni di tensione ivi localizzate, che potrebbero provocare una rottura prematura del composito. Il raggio di curvatura, r_c , dell'arrotondamento deve essere almeno pari a 20 mm.

(2) Nella messa in opera di sistemi di rinforzo realizzati *in situ* le fibre devono essere disposte secondo l'orientamento previsto in progetto e devono essere esenti da ondulazioni.

(3) Nel caso di sistemi di rinforzo CFRP, ove necessario, è opportuno prevedere strati di materiale isolante, allo scopo di evitare l'innescò di corrosione galvanica per il contatto tra le fibre di carbonio e l'acciaio delle armature.

(4) La protezione dei microtrefoli dei sistemi SFRP nei confronti della corrosione risulta fondamentale per garantire l'efficacia del sistema di rinforzo con SFRP nel tempo. Per questo è necessario che si attuino tutte le procedure e i controlli atti ad assicurare che il degrado non possa manifestarsi in tempi brevi.

I microtrefoli utilizzati negli SFRP sono galvanizzati per fornire all'acciaio una protezione contro la corrosione. Tuttavia, nelle zone di taglio (o in presenza di difetti) questa protezione non è presente. Inoltre, in caso di ambienti aggressivi (ad es. che presentano classe di corrosività C4, C5 o CX) la protezione dello zinco può non essere sufficiente. Ai fini della durabilità, risulta quindi molto importante che i microtrefoli siano completamente inglobati e rivestiti dalla resina utilizzata come matrice. Pertanto, è fondamentale applicare la resina nelle zone di taglio, o alle estremità del composito, in modo che i trefoli non risultino esposti all'atmosfera. Al termine delle operazioni di installazione del sistema di rinforzo è necessario controllare che sia stata realizzata la corretta protezione.

(5) Nella previsione di prove di controllo semi-distruttive, è buona norma predisporre zone agiuntive ("testimoni") di rinforzo in parti della struttura opportunamente selezionate. Tali zone, suddivise in fazzoletti di dimensioni superiori a 500×200 mm², devono presentare un'estensione totale minima di 0.1 m² e comunque non inferiore allo 0.5% di quella complessiva del rinforzo. I fazzoletti devono essere realizzati contestualmente all'intervento di rinforzo, con gli stessi materiali e tecniche costruttive, in zone in cui la loro rimozione non comporti alterazione dei meccanismi di collasso, curando che siano esposti alle stesse condizioni ambientali del rinforzo principale. Se in numero maggiore di uno, i fazzoletti devono essere distribuiti in maniera uniforme rispetto all'intervento complessivo.

(6) Per la messa in opera di connettori sfioccati si raccomanda di seguire le seguenti indicazioni al fine di garantire modalità esecutive analoghe a quelle realizzate nelle prove sperimentali alla base delle calibrazioni delle formule di progetto riportate nel §4.1.5. Qualora si eseguano configurazioni diverse, è necessario dimostrarne l'efficacia attraverso specifiche prove sperimentali e, in particolare,

è possibile utilizzare valori di resistenza alternativi a quelli calcolati con le formulazioni riportate nel 4.1.5 purché valutati seguendo l'approccio suggerito in EN1990 – Annex D (*Design assisted by testing*).

I connettori sfioccati possono essere ottenuti a partire da corde di fibra o arrotolando strisce di fibre uniassiali. In ogni caso devono essere dotati ad una estremità di una punta rigida da realizzarsi mediante la stessa resina che verrà utilizzata per fissare i connettori. Tale punta servirà per l'inserimento del connettore all'interno del foro realizzato sull'elemento da rinforzare.

Per l'applicazione del rinforzo e dei fiocchi di ancoraggio, qualora debbano essere applicati lungo il rinforzo di FRP, si devono adottare i seguenti passi esecutivi:

- si eseguono i fori sulla superficie che si intende rinforzare e si procede alla pulizia dei fori e della superficie,
- si riempiono i fori di resina e si immergono i connettori mediante un'asticella rigida che servirà anche a mantenere ortogonali le fibre secche emergenti dal foro rispetto alla superficie da rinforzare,
- si attende l'indurimento della resina di connessione degli ancoraggi da sfioccare,
- si effettua il primo strato di resina, eventualmente comprensivo di primer, sulla superficie ove verrà steso il rinforzo FRP,
- si procede ad apporre la striscia di fibre sulla superficie resinata, allargando le fibre in corrispondenza degli ancoraggi, in modo che le corde sfioccate possano attraversare la striscia di rinforzo,
- si realizza l'impregnazione delle fibre del rinforzo mediante rullatura della striscia di fibre,
- si eliminano le asticelle rigide di sospensione dei connettori e si procede a distribuire le fibre delle corde sfioccate a ventaglio,
- s'impregnano i connettori con ulteriore resina e si procede alla rullatura finale.

Si concluderà l'esecuzione con la protezione prevista per il rinforzo eseguito e perfettamente polimerizzato.

4.9.2.3 Protezione del sistema di rinforzo

(1) Nel caso di applicazioni in ambiente esterno è opportuno proteggere il sistema di rinforzo dall'azione diretta dell'irraggiamento solare, che può produrre alterazioni chimico-fisiche nella matrice epossidica. Ciò può essere ottenuto mediante l'impiego di vernici acriliche protettive, sia in dispersione acquosa sia in solvente, previa pulitura della superficie del composito mediante l'uso di una spugna satura d'acqua saponata.

(2) In alternativa, una protezione più elevata può essere garantita con l'applicazione sul composito di intonaci o malte (preferibilmente di natura cementizia). Tali intonaci, i cui spessori sono generalmente consigliati dai Fabbrikanti, devono essere posati sul sistema di rinforzo previa preparazione della superficie mediante applicazione di resina epossidica con successivo spolvero "fresco su fresco" di polvere di quarzo.

(3) Ai fini della protezione al fuoco possono essere adottate tecniche differenti: l'uso di pannelli in cartongesso, calcio silicato o materiali similari, ovvero intonaci protettivi antincendio.

In tutti i casi, i materiali devono essere opportunamente certificati per resistere all'azione dell'incendio e Fabbrikanti devono indicare sulle schede tecniche il grado di protezione conseguibile in relazione allo spessore del rivestimento. I pannelli vengono posati sul rinforzo previo inserimento di tasselli che non devono mai tagliare o forare le fibre. È opportuno che l'intonaco antincendio sia certificato per l'applicazione specifica a materiali FRP ai fini di garantire l'aderenza sia in condizioni

di temperatura ordinarie che durante l'incendio, nonché sotto l'azione del carico statico agente. Inoltre, l'intonaco deve essere applicato sul composito seguendo le indicazioni riportate dal fabbricante nella relativa documentazione tecnica.

4.10 ESEMPI NUMERICI

Alcune applicazioni numeriche relative al rinforzo con FRP di strutture di c.a. sono riportate nell'Appendice H.

5 RINFORZO DI STRUTTURE MURARIE

5.1 GENERALITÀ

5.1.1 Oggetto ed ambito di applicazione

(1) I sistemi di rinforzo FRP possono essere utilmente impiegati per il consolidamento di strutture murarie. Oggetto del presente capitolo sono le regole per il dimensionamento e la verifica di elementi strutturali così rinforzati.

(2) L'intervento di rinforzo ha lo scopo di conseguire, prioritariamente, per i singoli elementi strutturali e per l'intera costruzione un incremento di resistenza nei confronti delle azioni sollecitanti e, quando possibile, un aumento dei valori degli spostamenti esibiti all'atto del collasso.

Nota: A tutt'oggi gli interventi di consolidamento di strutture murarie con rinforzi SFRP sono meno diffusi, così come la letteratura tecnica e scientifica non è esaustiva sull'argomento.

5.1.2 Interventi di restauro su strutture di interesse storico e monumentale

(1) Qualora il rinforzo strutturale riguardi costruzioni di interesse storico o monumentale, si richiede una specifica giustificazione sull'indispensabilità, improrogabilità e compatibilità dell'intervento con le teorie del restauro (vedere § 3.1(3)).

5.1.3 Criteri per il progetto del consolidamento strutturale

(1) Gli interventi di rinforzo oggetto delle presenti Istruzioni consistono nell'applicazione di sistemi FRP sugli elementi strutturali della costruzione per adesione o mediante dispositivi meccanici di ancoraggio. L'applicazione può avvenire sulle superfici esterne (sistemi EBR) della muratura (paramenti murari) o in alloggiamenti e scanalature realizzate all'interno (sistemi NSM) della muratura stessa.

(2) Le finalità da raggiungere possono essere le seguenti:

- incremento della resistenza di pannelli, archi o volte;
- confinamento di colonne al fine di incrementarne la resistenza a compressione e la duttilità;
- collegamento tra elementi che collaborano a resistere all'azione esterna (catene di volte e di pareti, connessioni tra pareti ortogonali, ecc.);
- trasformazione di elementi non strutturali in elementi strutturali, mediante conferimento di rigidità e resistenza;
- limitazione dell'apertura di fessure.

(3) Gli interventi di rinforzo devono essere sempre inquadrati nell'ambito di una valutazione complessiva del comportamento meccanico della struttura consolidata.

(4) Risultano validi gli interventi di rinforzo in cui il composito è soggetto a sforzi di trazione. Infatti, i sistemi di rinforzo FRP soggetti a compressione non sono, generalmente, in grado di incrementare le prestazioni delle murature, attese le dimensioni geometriche di queste ultime. Inoltre, possono essere soggetti a distacchi dal supporto per fenomeni di instabilità locale.

(5) Sollecitazioni cicliche di trazione e compressione, quali quelle causate da eventi sismici e da variazioni termiche, possono deteriorare notevolmente l'adesione muratura-FRP. A tal riguardo può essere opportuno inserire il rinforzo in intagli realizzati sulla superficie della muratura per prevenire eventuali fenomeni di instabilità, ovvero ricorrere all'uso di dispositivi meccanici di connessione.

(6) I sistemi di rinforzo FRP devono essere applicati su elementi strutturali di adeguate proprietà meccaniche. In presenza di muratura danneggiata, disomogenea o viziata da qualsiasi difetto che precluda la corretta trasmissione degli sforzi all'interfaccia muratura-FRP, si deve procedere preventivamente al consolidamento del supporto secondo tecniche tradizionali. Inoltre, la scelta del sistema di rinforzo deve tener conto delle caratteristiche fisiche e chimiche del composito in rapporto alle finalità dell'intervento (ulteriori particolari sono forniti nel § 5.9)

(7) Si deve tener presente la completa assenza di traspirabilità dei materiali compositi. Conseguentemente gli interventi di rinforzo con FRP non devono interessare, di norma, estese superfici del paramento murario.

5.2 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

5.2.1 Modellazione della struttura

(1) Il progetto degli interventi di consolidamento deve basarsi su una modellazione meccanica che rispecchi il comportamento dell'organismo nelle condizioni di futuro esercizio.

(2) Possono essere adottati comprovati modelli non lineari in grado di simulare il comportamento anelastico della muratura ed in particolare la sua limitata, se non del tutto assente, resistenza a trazione. Con gli opportuni accorgimenti indicati al punto successivo, possono essere anche adottati modelli elastici lineari. L'analisi strutturale deve essere finalizzata alla valutazione di tutte le componenti della sollecitazione necessarie per le successive verifiche.

(3) Nei casi in cui le sollecitazioni siano determinate adottando distribuzioni approssimate, ma equilibrate, delle tensioni, anche non rispettose della congruenza, le eventuali tensioni di trazione devono essere assorbite direttamente dal rinforzo di FRP, a tale scopo dimensionato e solidarizzato. Alle suddette distribuzioni tensionali non devono corrispondere rotture fragili a carico della muratura rinforzata.

(4) Nel caso di strutture con parti regolari o ripetitive, è possibile individuare, all'interno della costruzione, schemi strutturali parziali ma comunque idonei per una valutazione del comportamento globale della struttura rinforzata.

(5) Le verifiche nei confronti di specifici meccanismi di collasso locale (alcuni dei quali più appresso descritti) possono essere condotte sulla base di modelli semplificati, purché correttamente motivati.

A tal riguardo sono di ausilio i metodi dell'analisi limite.

5.2.2 Criteri di verifica

(1) Le modalità di crisi dei materiali costituenti la struttura muraria rinforzata con FRP sono:

- fessurazione per trazione della muratura;
- schiacciamento della muratura;
- taglio-scorrimento della muratura;

- rottura del composito fibrorinforzato;
- distacco del rinforzo di FRP dal supporto murario.

Il collasso delle strutture rinforzate consegue, in generale, alla concorrenza di più d'una delle suddette modalità di crisi.

5.2.3 Verifiche di sicurezza

(1) La muratura è caratterizzata da comportamento non isotropo e non lineare anche per valori ridotti delle deformazioni. Il legame tensione-deformazione può variare in modo più che significativo da muratura a muratura in funzione della tessitura, del tipo di elementi resistenti (artificiali o naturali) e del tipo di malta.

(2) Sottoposta a prove di trazione monoassiale, la muratura presenta un comportamento fragile con valori della resistenza di gran lunga inferiori a quelli desumibili da prove di compressione. Un'ipotesi costitutiva ampiamente condivisa attribuisce un valore nullo alla resistenza a trazione della muratura. Essa è confortata, soprattutto per le costruzioni esistenti (antiche e monumentali), dall'aleatorietà della resistenza a trazione e dal suo progressivo decadimento nel tempo.

(3) Per quanto riguarda il comportamento a compressione monoassiale, le esperienze di laboratorio dimostrano che, nella sua forma più completa, il legame costitutivo della muratura è:

- sostanzialmente lineare per bassi valori della contrazione;
- non lineare crescente fino ad un valore di picco della tensione di compressione;
- non lineare decrescente per valori più elevati della deformazione, con un ramo (*softening*) lungo il quale la resistenza del materiale decresce più o meno rapidamente in funzione del tipo di muratura.

(4) Il comportamento a compressione dipende, inoltre, dal confinamento trasversale della muratura: incrementando la compressione trasversale si consegue un miglioramento della resistenza e della duttilità.

(5) La resistenza a taglio della muratura dipende dalla compressione agente, essendo dovuta, per ogni tipo di tessitura, alla coesione interna del materiale ed all'attrito.

(6) La muratura *in situ* è caratterizzata dai valori medi delle proprietà meccaniche (§ 3.3.3(6)). Nel caso di murature con corsi di malta, si deve fare riferimento alle seguenti proprietà meccaniche:

- resistenza media a compressione in direzione ortogonale ai corsi di malta, f_{mm} ;
- resistenza media a compressione in direzione parallela ai corsi di malta, f_{mm}^h ;
- resistenza media a taglio, f_{vm} .

Come valore orientativo della f_{mm}^h può assumersi il 50% della f_{mm} .

(7) I valori di progetto delle proprietà meccaniche della muratura devono essere calcolati in accordo con le indicazioni fornite nel § 3.3.3.

(8) Nella maggior parte delle applicazioni ingegneristiche, il legame costitutivo σ - ε della muratura, per stati tensionali monoassiali, può essere schematizzato come segue:

- trazione: resistenza nulla;

- compressione: comportamento lineare fino alla resistenza di progetto, f_{md} , cui compete il valore $\bar{\varepsilon}_m$ della deformazione; tensione nulla per deformazioni maggiori a quella ultima, ε_{mu} ;
- tensione costante, pari a f_{md} , per deformazioni comprese nell'intervallo $\bar{\varepsilon}_m \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{mu}$.

(9) In assenza di dati sperimentali la deformazione ultima di progetto, ε_{mu} , può essere assunta pari a 3.5‰ e $\bar{\varepsilon}_m$ pari al 2.0‰.

(10) In alternativa, possono essere utilizzati legami costitutivi più completi, in grado di cogliere i diversi tipi di comportamento descritti al punto (3), purché adeguatamente comprovati sulla base di idonee indagini sperimentali.

(11) La deformazione massima attribuibile al rinforzo di FRP in sede di progettazione è:

$$\varepsilon_{fd} = \min \left\{ \eta_a \cdot \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_{fl}}, \varepsilon_{fdd} \right\} \quad (5.1)$$

dove ε_{fk} è la competente deformazione caratteristica a rottura, mentre ε_{fdd} è la deformazione massima nel sistema di rinforzo all'atto del distacco intermedio incipiente dal supporto murario (§5.3, formula (5.12)).

I valori da attribuire al fattore di conversione η_a ed al coefficiente parziale γ_{fl} sono indicati, rispettivamente, nella Tabella 3-3 e nel § 3.4.1 delle presenti Istruzioni.

Nel caso di murature particolarmente esposte ad elevata umidità è suggerita l'adozione di valori particolarmente cautelativi del fattore di conversione η_a .

(12) Le verifiche di sicurezza devono essere condotte nei confronti del solo stato limite ultimo.

Si distinguono due possibili casi, in funzione del tipo di analisi strutturale effettuata.

Se si utilizzano modelli non lineari con l'impiego di legami costitutivi completi e di tecniche risolutive numeriche, si deve verificare che la capacità della struttura non risulti minore della domanda.

Quest'ultima deve essere valutata utilizzando le combinazioni di carico prescritte dalla Normativa vigente. Inoltre, si deve riporre particolare cura nel dimostrare che la soluzione utilizzata sia obiettiva, ovvero che non dipenda dalla particolare discretizzazione adottata.

(13) Se la modellazione della struttura è ambientata in campo elastico lineare ovvero, più in generale, si avvale di schemi semplificati con l'adozione di distribuzioni tensionali equilibrate, anche eventualmente non congruenti, la verifica deve essere effettuata con riferimento alle sollecitazioni che competono ai singoli elementi strutturali. Più esplicitamente, la verifica deve assicurare che i tagli ed i momenti sollecitanti di progetto (valori specifici nel caso delle strutture bidimensionali) siano minori dei corrispondenti valori resistenti. Questi ultimi devono essere valutati in funzione dello sforzo normale agente, tenendo conto del comportamento non lineare dei materiali costituenti gli elementi strutturali, secondo il modello costitutivo adottato.

5.3 VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA NEI CONFRONTI DEL DISTACCO DAL SUPPORTO PER SISTEMI EBR

- (1) Nel rinforzo di paramenti murari mediante applicazione di lamine o tessuti di materiale composito il ruolo dell'aderenza tra muratura e composito assume grande importanza in quanto il meccanismo di rottura per distacco dal supporto è di tipo fragile e, dunque, indesiderabile. Nello spirito del criterio di gerarchia delle resistenze tale meccanismo di crisi non deve precedere lo schiacciamento anelastico della muratura.
- (2) Tenuto conto della notevole varietà di composizioni murarie esistenti, quali la muratura realizzata con blocchi artificiali di laterizio o calcestruzzo, la muratura con blocchi naturali di pietrame squadrato o non squadrato, l'applicazione del composito avviene su una superficie solitamente disomogenea. Peraltro, nel caso di murature con paramenti irregolari, allo scopo di realizzare un piano di posa adeguato per il rinforzo, si procede di norma all'apposizione di uno strato di malta di regolarizzazione sul quale effettuare l'incollaggio. In definitiva, uno stesso rinforzo lungo il suo sviluppo può risultare connesso a materiali differenti, caratterizzati da diverse proprietà di interfaccia.
- (3) Qualora la resistenza dell'adesivo utilizzato per l'applicazione del rinforzo sia più elevata della resistenza del materiale su cui è apposto il rinforzo, la perdita di aderenza tra composito e muratura avviene per decoesione di uno strato superficiale di mattone o di blocco di pietra nonché della malta.

5.3.1 Considerazioni generali e modi di collasso

- (1) Il distacco dal paramento murario di lamine o tessuti ad esso applicati può avvenire secondo due diversi meccanismi: distacco a partire dalle estremità del rinforzo (*end debonding*), distacco intermedio a partire da giunti di malta o da fessure trasversali nella muratura (*intermediate crack debonding*). Infatti, sia alle estremità del rinforzo che nelle zone a cavallo di un giunto di malta o di una fessura, l'interfaccia FRP-muratura è sottoposta ad elevati sforzi sia tangenziali che normali, localizzati su lunghezze dell'ordine di 150÷200 mm a partire dalla sezione di discontinuità.
- (2) Il distacco di estremità (*end debonding*) può essere accompagnato dall'asportazione di un sottile strato di muratura (*rip-off failure*), soprattutto quando le tensioni tangenziali di estremità si associano a cospicui sforzi normali di trazione (Figura 5-1).

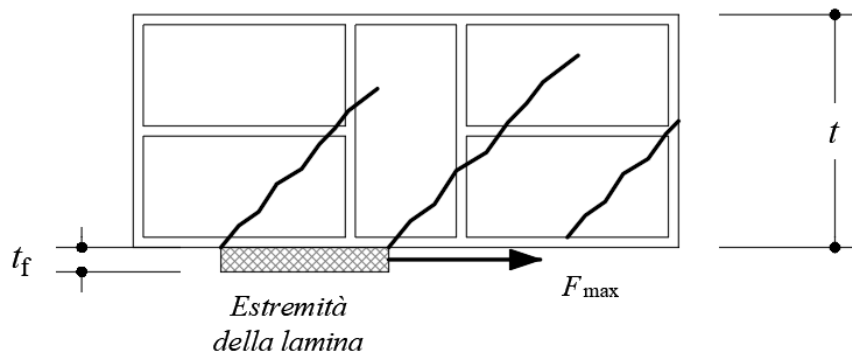


Figura 5-1 – Schema di rottura per estrazione del mattone di ancoraggio.

- (3) La forza di distacco dal supporto si riduce nei casi di sollecitazione composta, allorché il sistema di rinforzo sia sollecitato anche ortogonalmente al proprio asse. Nel caso di rinforzi applicati su superfici concave (intradosso di arco o di una volta) o quando la rigidezza flessionale della lamina

è elevata, si mobilitano significativi sforzi di trazione in direzione normale all'interfaccia (*peeling*) che contribuiscono a ridurre la suddetta forza di distacco.

(4) Il contrasto esercitato da un sistema di rinforzo FRP nei confronti dell'allargamento di lesioni presenti nella muratura e di eventuali loro propagazioni è massimo quando la direzione delle fibre è ortogonale a quelle delle fessure.

5.3.2 Resistenza al distacco di estremità

Si utilizzano di seguito simboli già introdotti per il rinforzo di elementi di calcestruzzo.

(1) La lunghezza ottimale di ancoraggio di progetto, ℓ_{ed} , può essere stimata mediante la seguente formula:

$$\ell_{ed} = \max \left\{ \ell_{ed,min}; \gamma_{Rd} \frac{1}{f_{bm}} \sqrt{\frac{\pi^2 E_f t_f \Gamma_{Fm}}{2}} \right\} = \max \left\{ \ell_{ed,min}; \gamma_{Rd} \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{E_f t_f \cdot s_u}{f_{bm}}} \right\} \quad (5.2)$$

nella quale:

- E_f e t_f sono, rispettivamente, il modulo di elasticità normale nella direzione della forza e lo spessore del rinforzo di FRP;
- f_{bm} è il valore medio della tensione massima di aderenza all'interfaccia substrato-rinforzo;
- Γ_{Fm} è il valore medio dell'energia specifica di frattura;
- $\gamma_{Rd} = 1.20$ è un fattore parziale di modello;
- $\ell_{ed,min}$ è un valore minimo della lunghezza ottimale di ancoraggio, pari a 150 mm per tutte le tipologie di substrato murario.

Il valore medio della tensione massima di aderenza è assunto pari a:

$$f_{bm} = k_{Gm} \cdot \frac{\sqrt{f_{bcm} \cdot f_{btm}}}{2 \cdot FC} \quad (5.3)$$

dove:

- f_{bcm} e f_{btm} sono, rispettivamente, il valore medio della resistenza a compressione e di quella a trazione dei blocchi che costituiscono la muratura; la resistenza media a trazione dei blocchi può essere assunta pari al minimo valore tra la resistenza valutata sperimentalmente (se disponibile) e $0.10 f_{bcm}$;
- k_{Gm} è il valore medio di un coefficiente adimensionale calibrato su base sperimentale per diversi substrati murari in accordo con EN1990 – Annex D - *Design assisted by testing* (si veda Appendice D) e pari a:
 - per murature in mattoni in laterizio: $k_{Gm} = 0.40$;
 - per murature in blocchi di tufo campano: $k_{Gm} = 1.30$;
 - per murature in blocchi di pietra leccese: $k_{Gm} = 0.24$;
 - per murature in blocchi di calcarenite siciliana: $k_{Gm} = 0.73$.

Il valore medio dell'energia specifica di frattura, in ipotesi di legame di aderenza bilineare, è esprimibile come:

$$\Gamma_{Fm} = \frac{1}{2} f_{bm} s_u = \frac{k_{Gm} s_u}{4} \cdot \frac{\sqrt{f_{bcm} f_{btm}}}{FC} \quad (5.4)$$

in cui s_u è lo scorrimento ultimo del legame di aderenza da assumersi pari ai seguenti valori in funzione dei diversi substrati murari:

- per murature in mattoni in laterizio: $s_u = 0.40$ mm;
- per murature in blocchi di tufo campano: $s_u = 0.40$ mm;
- per murature in blocchi di pietra leccese: $s_u = 0.30$ mm;
- per murature in blocchi di calcarenite siciliana: $s_u = 0.30$ mm.

(2) Con riferimento ad un distacco dal supporto che coinvolga lo strato superficiale della muratura e per lunghezze di ancoraggio maggiori o uguali a quella ottimale, i valori medi e di progetto della massima forza di trazione, $F_{max,m}$ e $F_{max,d}$ e, quindi, della massima tensione, f_{fdm} e f_{fdd} , alla quale il composito può essere soggetto senza che si verifichi il distacco di estremità, sono forniti dalle seguenti relazioni:

$$F_{max,m} = k_b \cdot b_f \cdot \sqrt{2 \cdot E_f \cdot t_f \cdot \Gamma_{Fm}} \quad (5.5)$$

$$F_{max,d} = \frac{k_b \cdot b_f}{\gamma_{f2}} \cdot \sqrt{2 \cdot E_f \cdot t_f \cdot \Gamma_{Fk}} \quad (5.6)$$

$$f_{fdm} = k_b \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot E_f \cdot \Gamma_{Fm}}{t_f}} \quad (5.7)$$

$$f_{fdd} = \frac{k_b}{\gamma_{f2}} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot E_f \cdot \Gamma_{Fk}}{t_f}} \quad (5.8)$$

essendo:

- γ_{f2} il coefficiente parziale pari a 1.3, come indicato nel § 3.4.1 per lo Stato Limite Ultimo di distacco dal supporto.
- k_b un coefficiente correttivo di tipo geometrico, che può essere valutato come segue:

$$k_b = \sqrt{\frac{3 - b_f / b}{1 + b_f / b}} \quad (5.9)$$

avendo indicato con b e b_f , rispettivamente, la larghezza dell'elemento rinforzato e quella del rinforzo.

Il valore di calcolo di b può essere determinato sommando la quantità b_f con la larghezza della zona

di diffusione delle tensioni di aderenza, b_d .

In prima approssimazione, nel caso di muratura irregolare, la dimensione b_d può essere assunta pari al diametro medio delle pietre (Figura 5-2).

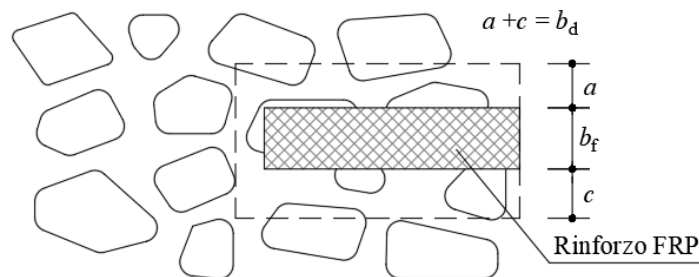


Figura 5-2 – Diffusione delle tensioni di aderenza.

Invece, nel caso di muratura regolare, la dimensione b_d può porsi pari alla dimensione del blocco costituente il supporto in direzione ortogonale all'asse del rinforzo (Figura 5-3).

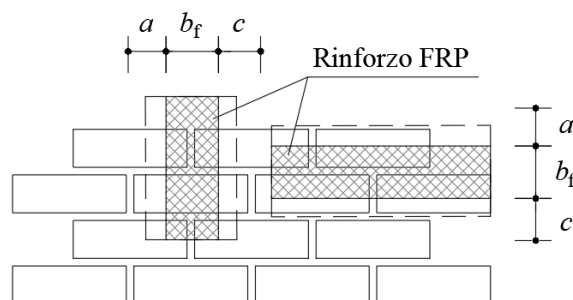


Figura 5-3 – Diffusione delle tensioni di aderenza nel caso di muratura regolare.

Nella (5.6), Γ_{Fk} è il valore di progetto dell'energia specifica di frattura da calcolarsi come segue:

$$\Gamma_{Fk} = \frac{1}{2} f_{bk} \cdot s_u = \frac{k_{Gk}}{4} \frac{\sqrt{f_{bcm} f_{btm}}}{FC} \cdot s_u \quad (5.10)$$

in cui k_{Gk} è il valore caratteristico (frattile 5%) del coefficiente adimensionale calibrato su base sperimentale in accordo con EN1990 – Annex D - *Design assisted by testing* (si veda Appendice D) e pari a:

- per supporti in muratura di laterizi: $k_{Gk} = 0.15$
- per supporti in muratura di tufo: $k_{Gk} = 0.60$
- per supporti in muratura di pietra leccese: $k_{Gk} = 0.12$
- per supporti in muratura di calcarenite siciliana: $k_{Gk} = 0.38$

mentre per quanto attiene a s_u si assumono i valori di scorrimento ultimo precedentemente indicati

per i vari substrati.

Nel caso di incollaggio su murature con giunti di malta ad una distanza inferiore alla lunghezza ottimale di ancoraggio, la tensione di progetto nel rinforzo deve essere ridotta all'85% del valore fornito dalla formula (5.5).

Per applicazioni con rinforzi pultrusi, i valori di k_G vanno calcolati attraverso la realizzazione di opportune prove sperimentali con procedure statisticamente corrette in accordo con EN1990 – Annex D (*Design assisted by testing*).

Le formule sopra riportate hanno validità in presenza di resine caratterizzate da viscosità sufficientemente bassa da assicurare la loro penetrazione nei pori superficiali dei blocchi del substrato. Resine ad elevata viscosità e supporti con ridotta porosità devono essere trattati con cautela.

(3) Nel caso di lunghezze di ancoraggio, ℓ_b , minori di quella ottimale, ℓ_{ed} , la tensione di progetto deve essere opportunamente ridotta in accordo con la relazione:

$$f_{fdd,rid} = f_{fdd} \cdot \frac{\ell_b}{\ell_{ed}} \cdot \left(2 - \frac{\ell_b}{\ell_{ed}} \right) \quad (5.11)$$

(4) Quando si faccia ricorso a particolari dispositivi di ancoraggio (vedere § 4.1.3), la tensione di progetto alle estremità del composito, anch'essa indicata nel prosieguo con il simbolo f_{fdd} , deve essere valutata mediante apposite indagini sperimentali.

(5) Qualora il rinforzo non sia applicato direttamente sulla muratura ma su uno strato di regolarizzazione della superficie di incollaggio, da realizzare utilizzando malte a base epossidica, la verifica al distacco va effettuata all'interfaccia tra lo strato di regolarizzazione e la muratura sottostante, purché sia garantita la contemporanea reticolazione della resina epossidica della malta e della resina utilizzata per impregnare il tessuto di rinforzo. Per tali verifiche, salvo determinazioni più rigorose, è possibile ancora avvalersi delle formule (5.2), (5.8) e (5.11).

A tale scopo, detti t_r ed E_r lo spessore medio ed il modulo elastico dello strato di regolarizzazione, lo spessore, t_h , ed il modulo elastico, E_h , del sistema omogeneizzato, costituito dal rinforzo e dallo strato di regolarizzazione, possono essere determinati per il tramite delle seguenti relazioni:

$$t_h = t_f + t_r, \quad E_h = \frac{E_f \cdot t_f + E_r \cdot t_r}{t_h} \quad (5.12)$$

Lo spessore t_r dello strato di regolarizzazione può essere stimato a partire dal volume di materiale applicato, assimilando detto strato ad un solido cilindrico. La resistenza limite al distacco si determina utilizzando le formule (5.7), (5.8) e (5.11), attribuendo alla larghezza b_h del sistema omogeneizzato il valore: $b_h = b_f + 2 \cdot t_r$.

(6) Qualora si voglia incrementare la resistenza al distacco di estremità mediante connettori sfiocati analoghi a quelli descritti nel § 4.1.5 per supporti in calcestruzzo, è necessario ricalibrare le formulazioni proposte nel § 4.1.5 per applicazioni specifiche ai supporti murari tramite l'approccio suggerito in EN1990 – Annex D (*Design assisted by testing*). Non è consentito per supporti murari l'impiego

dei dispositivi di ancoraggio descritti nel § 4.1.6. (ancoraggi meccanici post-installati) per supporti in calcestruzzo.

5.3.3 Resistenza al distacco intermedio

(1) In assenza di determinazioni più precise, la verifica nei riguardi del distacco intermedio si effettua limitando la tensione nel rinforzo di FRP al valore di progetto:

$$f_{\text{fdd},2} = k_L \cdot f_{\text{fdd}} \quad (1.0 \leq k_L \leq 2.0) \quad (5.13)$$

In particolare, se la distanza dell'estremità libera è minore di $3 \ell_{\text{ed}}$, si può porre $k_L = 1.5$. Avendo assunto nella (5.1):

$$\varepsilon_{\text{fdd}} = \varepsilon_{\text{fdd},2} = \frac{f_{\text{fdd},2}}{E_f} \quad (5.14)$$

con E_f modulo di elasticità normale del composito FRP nella direzione delle fibre, la verifica nei riguardi del distacco intermedio è implicitamente soddisfatta. Resta comunque da soddisfare la verifica nei confronti del distacco di estremità secondo le indicazioni del § 5.3.2.

5.3.4 Resistenza al distacco in presenza di azione normale al piano di adesione

(1) La forza di distacco per azione normale al piano di adesione risulta di difficile quantificazione e dovrebbe in generale essere ottenuta da prove sperimentali condotte sul paramento sul quale sono previsti gli interventi di rinforzo.

(2) Per rinforzi caratterizzati da una modesta curvatura possono continuare ad essere utilizzate le formule predittive dei rinforzi piani.

5.4 VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA NEI CONFRONTI DEL DISTACCO DAL SUPPORTO PER RINFORZI APPLICATI IN INTAGLI

(1) Il rinforzo di strutture murarie può anche essere eseguito utilizzando elementi pultrusi quali lamine e barre inserite in intagli e ancorate con resina (NSM). Gli intagli dovranno essere realizzati minimizzando le aree esposte di malta, ad esempio rimuovendo completamente lo spessore dei corsi orizzontali o dei giunti verticali di malta.

(2) Il dimensionamento dei rinforzi NSM potrà essere eseguito con riferimento alle stesse regole esposte per le strutture in calcestruzzo, utilizzando i parametri meccanici dei blocchi che costituiscono la muratura. In particolare, nelle formule (4.35), (4.36), (4.38), (4.39), (4.41), (4.43), (4.44), (4.49) andranno adottate f_{bcm} e f_{btm} come valori medi della resistenza a compressione e a trazione dei blocchi che costituiscono la muratura, rispettivamente. La resistenza media a trazione dei blocchi può essere assunta pari al minimo valore tra la resistenza valutata sperimentalmente (se disponibile) e $0.10 f_{\text{bcm}}$.

5.5 VERIFICHE DI ELEMENTI STRUTTURALI RICORRENTI

Sono di seguito esaminate alcune applicazioni di rinforzi FRP per contrastare specifici meccanismi di collasso locale particolarmente frequenti nella pratica tecnica.

5.5.1 Rinforzo di pannelli murari

(1) I pannelli di edifici murari possono essere rinforzati con FRP allo scopo di incrementarne portanza o duttilità nei confronti di azioni sia nel loro piano che al di fuori di esso.

Nel prosieguo sono suggerite alcune verifiche speditive per controllare il grado di sicurezza dei pannelli murari. Tali verifiche non sono esaustive e devono essere eventualmente integrate con ulteriori controlli, adeguati alla complessità dello specifico caso in esame.

5.5.1.1 Verifiche per azioni fuori dal piano

(1) Il collasso di pannelli fuori dal proprio piano rappresenta uno dei meccanismi più frequenti di crisi locale di tali elementi. Il meccanismo può essere dovuto a varie cause, fra le quali l'azione sismica, la spinta di archi e volte, difetti di verticalità dei pannelli.

Può manifestarsi in varie forme:

- per ribaltamento semplice (§ 5.5.1.1.1);
- per flessione verticale (§ 5.5.1.1.2);
- per flessione orizzontale (§ 5.5.1.1.3).

5.5.1.1.1 Verifica per ribaltamento semplice

(1) Il meccanismo consiste nel ribaltamento intorno ad una cerniera cilindrica che si crea alla base del pannello murario per effetto della limitata resistenza a trazione della muratura. Benché la cerniera abbia una dimensione finita, corrispondente alla larghezza della muratura compressa, si può assumere, in prima approssimazione, che essa sia posizionata al filo esterno del pannello murario.

Il collasso per ribaltamento può interessare pareti non ammortate ad altre pareti ad esse ortogonali o anche pareti non trattenute in sommità. Il meccanismo dipende da vari fattori, quali le condizioni di vincolo, la snellezza della parete e le dimensioni della sezione muraria.

(2) Un possibile intervento con rinforzi di FRP consiste nell'inserimento di uno o più elementi orizzontali, incollati alla sommità della faccia esterna della parete, risvoltati su quelle delle pareti ortogonali di estremità e ad esse ad ancorati. Nel caso in cui nelle pareti ortogonali siano presenti lesene la soluzione di sagomare il rinforzo FRP secondo il profilo della lesena può mobilitare elevate tensioni di trazione nel supporto con conseguente pericolo di distacco. È perciò consigliato il ricorso a opportuni provvedimenti quali ad esempio l'adozione di dispositivi di ancoraggio meccanico.

I maggiori benefici e la maggiore efficacia dell'intervento nei riguardi del ribaltamento semplice si conseguono cerchiando completamente, quando possibile, la fabbrica muraria. Particolare cura va posta nell'arrotondamento degli spigoli al fine di ridurre le concentrazioni di tensioni che qui si mobilitano, come specificato nel § 5.9.2.2.

A titolo esemplificativo, si considera il caso di un pannello murario soggetto alle seguenti azioni (valori di progetto):

- P peso proprio del pannello,
- N_d sforzo normale agente sulla sommità del pannello,
- α_s rapporto tra l'intensità dei carichi orizzontali e quella dei carichi verticali,
- F_d sforzo nel rinforzo di FRP.

Si potrebbe tenere conto di ulteriori forze agenti in sommità e derivanti, ad esempio, dall'eventuale spinta del solaio di copertura.

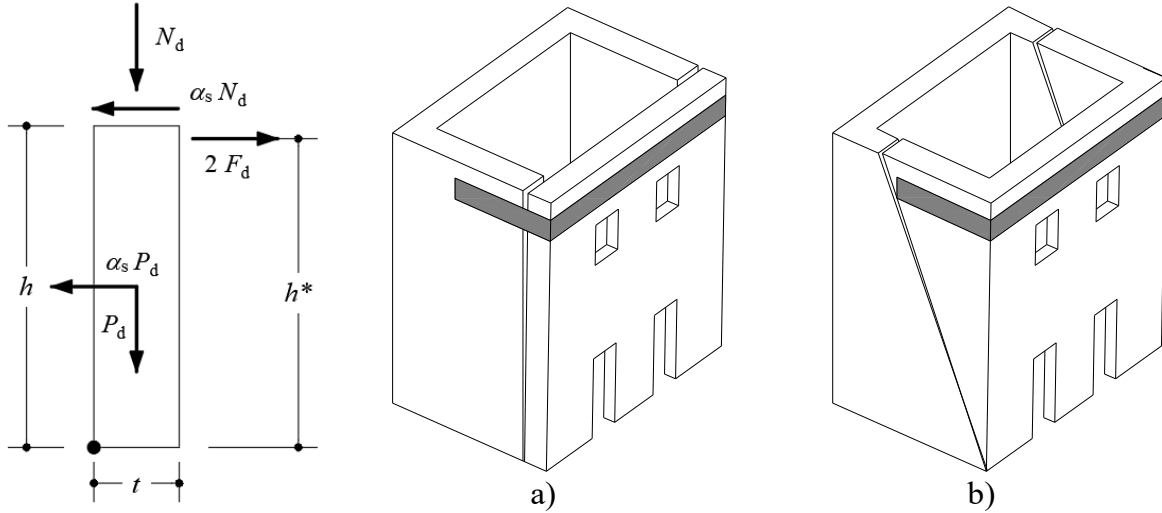


Figura 5-4 – Schema di calcolo per il meccanismo di collasso di ribaltamento semplice.

(3) Con riferimento al meccanismo a) proposto in Figura 5-4, assumendo cioè che siano trascurabili le azioni di vincolo di eventuali solai e di muri ortogonali, l'intensità della forza di trazione nel rinforzo si determina mediante l'equazione di equilibrio alla rotazione intorno al piede del pannello:

$$F_d = \frac{1}{2 \cdot h^*} \cdot \left[\alpha_s \cdot \left(P_d \cdot \frac{h}{2} + N_d \cdot h \right) - (P_d + N_d) \cdot t \right] \quad (5.15)$$

avendo indicato con h^* la distanza d'applicazione del composito di FRP dal piede del pannello. Per prevenire il ribaltamento semplice del pannello murario è necessario effettuare le seguenti verifiche:

- Verifica a trazione del rinforzo di FRP

Indicando con A_f l'area del rinforzo di FRP e con $f_{fd} = E_f \cdot \varepsilon_{fd}$ la corrispondente tensione di rottura di progetto, la massima forza esplicabile è $F_{Rd} = A_f \cdot f_{fd}$, per cui la verifica è soddisfatta se risulta:

$$F_d \leq F_{Rd} \quad (5.16)$$

- Verifica al distacco del rinforzo di FRP dalle pareti ortogonali

Indicando con $F_{pd} = A_f \cdot f_{fdd}$ la massima forza di ancoraggio del composito di FRP applicato su ciascuna delle due pareti ortogonali al pannello, la verifica è soddisfatta se risulta:

$$F_d \leq F_{pd} \quad (5.17)$$

In genere, la seconda verifica è più gravosa della prima. In presenza di cerchiatura completa con un'adequata sovrapposizione essa risulta superflua.

(4) In assenza di cerchiatura completa, il composito FRP deve essere esteso sulle pareti ortogonali per una lunghezza sufficiente ad evitare la formazione di un meccanismo a cuneo del tipo in Figura

5-4 b) che contenga l'intero sistema di rinforzo. La verifica può essere condotta avvalendosi dell'analisi limite e trascurando, a vantaggio di sicurezza, il contributo delle tensioni coesive nella muratura. Il meccanismo di collasso ipotizzato in Figura 5-4 b) identifica le superfici di rottura nei piani passanti per la cerniera cilindrica e per le due sezioni terminali del rinforzo.

(5) Devono essere inoltre verificate a pressoflessione ed a taglio le sezioni orizzontali del pannello in accordo con la Normativa vigente.

5.5.1.1.2 Verifica per flessione della striscia muraria verticale

(1) Un pannello di muratura ben vincolato sia al piede che in sommità, allorché soggetto ad azioni orizzontali, può collassare per effetto delle sollecitazioni flessionali che si instaurano in esso. Il collasso avviene per formazione di tre cerniere: una al piede, una in sommità e la terza in posizione intermedia. Sono interessati dal fenomeno i pannelli particolarmente alti e/o vincolati a maschi murari ortogonali molto distanti tra loro.

(2) In presenza di sisma, sono particolarmente sensibili a questo tipo di collasso pannelli sui quali gravino, da parti opposte, solai ubicati a quote differenti per la presenza di interpiani di diversa altezza. In questi casi, applicando sui paramenti del pannello sistemi FRP con fibre verticali, adeguatamente ancorati, si realizza una “muratura armata” nella quale gli sforzi di compressione associati alla flessione sono assorbiti dalla muratura e quelli di trazione dal rinforzo di FRP.

A titolo esemplificativo, si faccia riferimento (Figura 5-5) ad una striscia di larghezza unitaria di pannello murario, soggetta alle seguenti azioni di progetto:

- $P_d^{(s)}$ peso proprio della parte superiore del pannello,
- $P_d^{(i)}$ peso proprio della parte inferiore del pannello,
- N_d sforzo normale agente sulla sommità del pannello,
- α_s rapporto tra l'intensità dei carichi orizzontali e quella dei carichi verticali,
- Q_d azione dovuta ad un'eventuale ulteriore spinta orizzontale.

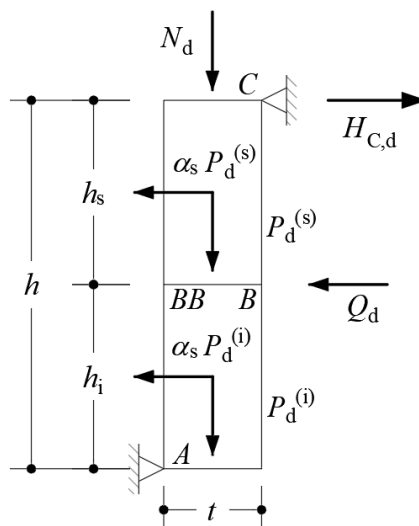


Figura 5-5 – Schema di calcolo per il meccanismo di collasso per flessione verticale.

Il valore di calcolo della reazione esplicata dal vincolo in C può essere determinato mediante l'equazione di equilibrio alla rotazione intorno alla cerniera in A:

$$H_{C,d} = \frac{h_i \cdot (2 \cdot Q_d + \alpha_s \cdot P_d^{(i)}) + \alpha_s \cdot P_d^{(s)} \cdot (2 \cdot h - h_s) - t \cdot (N_d + P_d^{(s)} + P_d^{(i)})}{2 \cdot h} \quad (5.18)$$

La sezione muraria B-B, in corrispondenza della quale deve essere applicato il composito fibrorinforzato per inibire la formazione della cerniera, è soggetta ad uno sforzo normale e ad un momento flettente, rispettivamente, pari a:

$$\begin{aligned} N_{Sd} &= N_d + P_d^{(s)}, \\ M_{Sd} &= H_{C,d} \cdot h_s - \alpha_s \cdot P_d^{(s)} \cdot \frac{h_s}{2}. \end{aligned} \quad (5.19)$$

La verifica a flessione verticale è soddisfatta se:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad (5.20)$$

Il valore del momento resistente, M_{Rd} , della sezione di muratura rinforzata è esprimibile in funzione delle caratteristiche meccaniche della muratura e del composito fibrorinforzato (§ 5.2.3), dello spessore, t , della muratura, del valore dello sforzo normale agente e del competente coefficiente parziale di modello, γ_{Rd} , da assumersi pari a 1.00 (Tabella 3-2 del § 3.4.2).

Per le porzioni del pannello che non risentono dell'efficacia del composito FRP, il valore del momento resistente, M_{Rd} , deve essere calcolato prescindendo dal contributo di quest'ultimo.

(3) In maniera semplificata, la verifica a pressoflessione delle sezioni di muratura rinforzata può essere condotta assumendo un diagramma delle tensioni di compressione costante e pari a $0.85 f_{md}$, esteso ad una porzione di sezione profonda $0.6 \div 0.8 x$, essendo x la distanza dell'asse neutro dall'estremo lembo compresso.

(4) Deve essere inoltre verificato che il valore del taglio, V_{Sd} , nella concomitante condizione di carico, non ecceda in alcuna sezione quello resistente:

$$V_{Rd,m} = 1 \cdot x \cdot f_{vd} \quad (5.21)$$

essendo f_{vd} la resistenza di progetto a taglio della muratura valutata in accordo con la Normativa vigente, in funzione della tensione normale media calcolata come rapporto tra il risultante degli sforzi di compressione e l'area della superficie compresa tra l'estremo lembo e l'asse neutro.

(5) Deve essere altresì effettuata la verifica del rinforzo nei confronti del distacco di estremità.

(6) I rinforzi verticali devono essere posizionati ad un interasse, p_f , soddisfacente la limitazione:

$$p_f \leq 3 \cdot t + b_f \quad (5.22)$$

dove b_f è la larghezza dei rinforzi adottati. Distanze maggiori devono essere attentamente valutate.

5.5.1.1.3 Verifica per flessione della striscia orizzontale

(1) Nel caso di pannelli murari efficacemente vincolati alle pareti di spina ma non trattenuti superiormente da apposite strutture, come cordoli o solette armate, si possono manifestare meccanismi in grado di provocare crolli di una porzione di parete come esemplificato in Figura 5-6.

Nella situazione appena descritta la resistenza alle azioni orizzontali è garantita da un funzionamento ad arco della striscia di sommità, come rappresentato in Figura 5-7.

Il valore ultimo del carico orizzontale uniformemente ripartito per unità di superficie, q_d , che il suddetto arco è in grado di sopportare, può essere valutato utilizzando la relazione:

$$q_d = \frac{2 \cdot t^2}{3 \cdot L^2} \cdot f_{md}^h \quad (5.23)$$

dove L è la larghezza del pannello e f_{md}^h è la resistenza di progetto a compressione della muratura in direzione orizzontale.

È possibile elevare il valore di q_d ricorrendo all'applicazione di sistemi di rinforzo FRP.

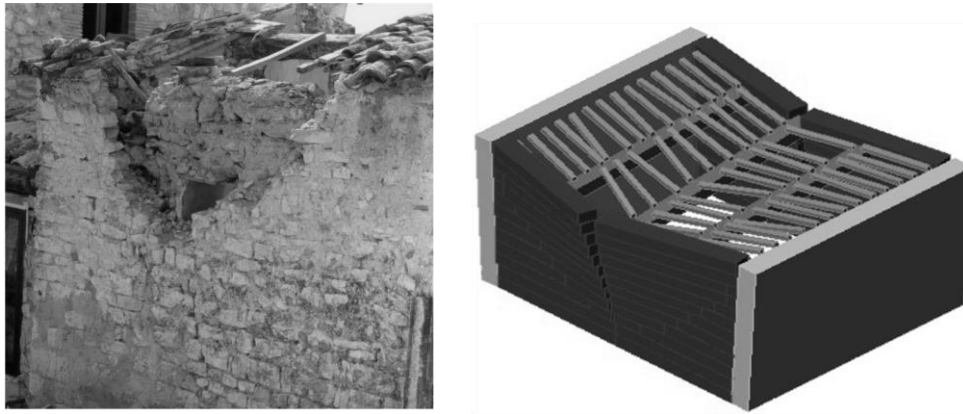


Figura 5-6 – Collasso per flessione orizzontale.

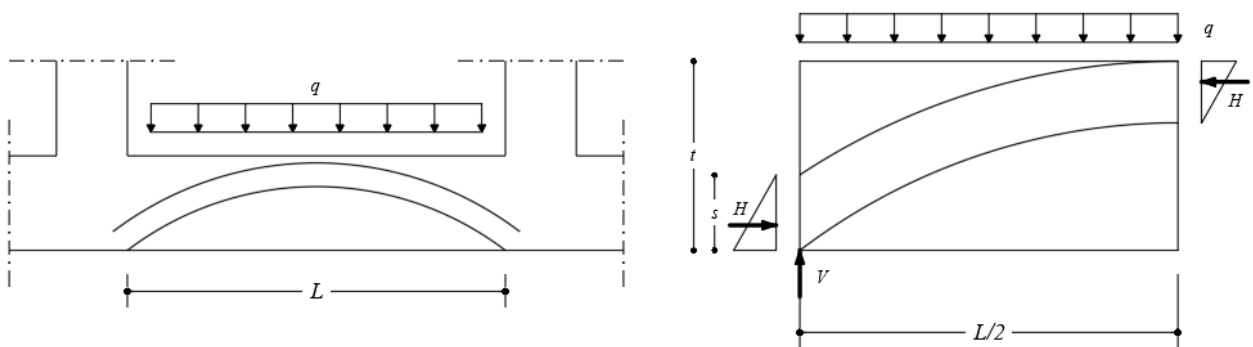


Figura 5-7 – Collasso per inflessione orizzontale.

L'applicazione di materiali compositi, adeguatamente ancorati, consente di contrastare il meccanismo, conferendo capacità di resistenza a flessione alla fascia sommitale del pannello, così trasformata in una trave di "muratura armata". Salvo più precise valutazioni dell'estensione della fascia da rinforzare, si può attribuire a quest'ultima un'altezza pari alla metà di quella dell'intero pannello.

Nel caso esaminato, il momento sollecitante di progetto, M_{sd} , viene determinato con riferimento all'azione sismica che compete alla sola inerzia della parete o all'azione del vento.

- (2) Un'ulteriore verifica della striscia orizzontale deve essere eseguita in corrispondenza di eventuali solai interagenti con la parete o di coperture spingenti. In tal caso lo spessore della striscia orizzontale resistente all'azione esercitata dalle suddette strutture può essere determinato ipotizzando una diffusione a 45° delle tensioni.
- (3) La verifica a flessione orizzontale è soddisfatta se risulta verificata la disequazione (5.20), dove il momento resistente, M_{Rd} , è determinabile in funzione delle caratteristiche meccaniche della muratura e del composito fibrorinforzato, nonché dello spessore, t , della muratura. In assenza di valutazioni, adeguatamente giustificate, dello sforzo normale orizzontale generato dal contrasto dei muri trasversali, il valore di quest'ultimo deve essere assunto pari a zero.
- (4) Occorre inoltre verificare a taglio almeno le sezioni di attacco tra il pannello e le pareti ortogonali. La verifica deve essere effettuata con le stesse modalità indicate nel §5.5.1.1.2(3) assumendo per f_{vd} il valore corrispondente ad una compressione nulla.
- (5) Deve essere altresì condotta la verifica del composito nei confronti del distacco di estremità.
- (6) Va infine eseguita la verifica dei muri ortogonali nei confronti della sollecitazione di trazione che li cimenta in prossimità dell'innesto del pannello.

5.5.1.2 Verifiche per azioni nel piano del pannello

- (1) Le verifiche da effettuare per i pannelli murari soggetti a sollecitazioni nel piano sono:

- a pressoflessione nel piano,
- a taglio.

5.5.1.2.1 Pressoflessione nel piano

- (1) Allo scopo di incrementare la portanza a pressoflessione nel piano di pannelli murari, si può prevedere l'applicazione di rinforzi FRP verticali, disposti simmetricamente sui due paramenti del pannello ed opportunamente ancorati.
- (2) In forma semplificata, la verifica a pressoflessione nel piano può essere condotta in analogia a quanto indicato nel §5.5.1.1.2(2).
- (3) In particolare, la verifica deve riguardare anche le sezioni di estremità dei campi di pannello delimitati dalla fondazione e dal primo solaio, ovvero da due solai di interpiano successivi. In assenza di dispositivi meccanici di ancoraggio, la verifica deve prescindere dal contributo del composito.

5.5.1.2.2 Taglio

- (1) La resistenza a taglio di un pannello murario rinforzato a pressoflessione con compositi FRP a fibre verticali, disposti simmetricamente sui due paramenti, può essere incrementata con l'applicazione di ulteriori compositi FRP con fibre disposte preferibilmente nella direzione dello sforzo di taglio, anch'essi disposti simmetricamente sui due paramenti del pannello. In tal modo, al classico meccanismo di resistenza a taglio per attrito della muratura, viene ad affiancarsi un ulteriore meccanismo resistente per la formazione di un traliccio in grado di trasmettere taglio per equilibrio interno.
- (2) Qualora sia garantita la formazione del traliccio resistente, la resistenza di progetto a taglio della muratura rinforzata, V_{Rd} , può essere calcolata come somma del contributo dovuto all'attrito della

muratura, $V_{Rd,m}$, e di quello del rinforzo di FRP, $V_{Rd,f}$, fino al valore limite $V_{Rd,max}$ che provoca la rottura delle bielle compresse del traliccio:

$$V_{Rd} = \min \{ V_{Rd,m} + V_{Rd,f}; V_{Rd,max} \} \quad (5.24)$$

(3) Nel caso in cui il rinforzo a taglio sia disposto parallelamente ai corsi di malta, i contributi sopra definiti possono essere valutati come segue:

$$V_{Rd,m} = x \cdot t \cdot f_{vd} \quad (5.25)$$

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot 0.6 \cdot d \cdot (E_f \cdot \varepsilon_{fd}) \cdot 2 \cdot t_f \cdot \frac{b_f}{p_f} \quad (5.26)$$

essendo:

- x la distanza dell'asse neutro dall'estremo lembo compresso,
- t lo spessore della parete,
- f_{vd} la resistenza di progetto a taglio della muratura valutata in accordo con la Normativa vigente in funzione della tensione normale media pari al rapporto tra il risultante degli sforzi di compressione e l'area, $x \cdot t$,
- E_f il modulo di elasticità del composito FRP nella direzione delle fibre,
- ε_{fd} la deformazione di progetto del rinforzo di FRP fornita dalla (5.1),
- t_f lo spessore del rinforzo di FRP,
- b_f e p_f , rispettivamente, la larghezza e il passo delle strisce, misurati ortogonalmente alla direzione delle fibre (nel caso di strisce poste in adiacenza si assume $b_f/p_f = 1.0$).

Il valore del coefficiente parziale relativo al modello di resistenza, γ_{Rd} , deve essere assunto pari a 1.20 (Tabella 3-2 del § 3.4.2).

Qualora l'angolo d'attrito, φ , dei corsi di malta sia minore di 45° , il valore del taglio $V_{Rd,f}$ fornito dalla relazione (5.26) deve essere ridotto mediante un fattore moltiplicativo pari a $\cotg(90^\circ - \varphi)$.

Si osserva che l'angolo φ può essere valutato in base ai valori di resistenza a trazione e compressione della malta.

(4) Per la formazione del traliccio è necessario predisporre un rinforzo FRP in direzione verticale in grado di assorbire lo sforzo di trazione che gli compete come tirante nel funzionamento del suddetto traliccio. A tal riguardo, deve essere tenuta in debito conto la consueta regola di traslazione del diagramma del momento flettente.

(5) La massima resistenza a taglio del pannello murario, $V_{Rd,max}$, corrispondente allo stato limite di compressione delle diagonali del traliccio, vale:

$$V_{Rd,max} = 0.3 \cdot f_{md}^h \cdot t \cdot d \quad (5.27)$$

dove f_{md}^h è la resistenza a compressione di progetto della muratura nella direzione dell'azione tagliante, cioè parallela ai letti di malta e d pari all'altezza utile della sezione.

(6) Nel caso di parete consolidata con soli sistemi di rinforzo FRP a fibre verticali, atti ad assorbire la trazione generata dalla flessione, il valore della resistenza a taglio risulta comunque esaltato. Ciò è conseguenza dell'incremento dello sforzo di compressione agente sulla muratura per effetto della flessione. Il valore del taglio resistente della muratura è in tal caso dato dalla relazione seguente:

$$V_{Rd,m} = x \cdot t \cdot f_{vd} \quad (5.28)$$

dove f_{vd} è la tensione di progetto a taglio della muratura, valutata in accordo con la Normativa vigente in funzione della tensione normale media pari al rapporto tra il risultante degli sforzi di compressione e l'area della superficie compresa tra l'estremo lembo compresso e l'asse neutro, $x \cdot t$.

(7) Pareti murarie, composte da più pannelli delimitati da interpiani strutturali, possono essere rinforzate a taglio ricorrendo, in alternativa a quanto sopra indicato, all'applicazione di rinforzi FRP disposti lungo le diagonali dei singoli pannelli. Ciò purché in corrispondenza degli interpiani siano presenti cordoli o catene capaci di assicurare uno spostamento orizzontale sostanzialmente uniforme della sezione di sommità del pannello. Di norma, si dispone una coppia di rinforzi diagonali, applicati simmetricamente sui due facce del pannello.

(8) La capacità resistente del pannello murario di base B ed altezza H con rinforzi disposti secondo direzioni inclinate di un angolo α rispetto all'orizzontale Figura 5-8, può essere valutata come di seguito indicato, trascurando il contributo del composito compresso.

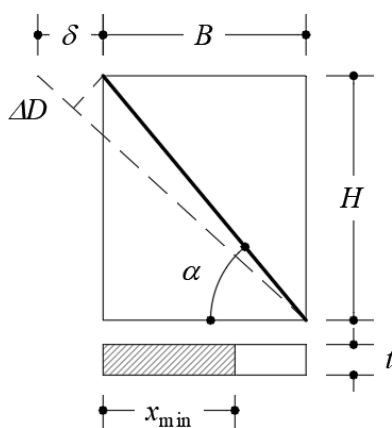


Figura 5-8 – Pannello con rinforzo a taglio disposto secondo una direzione inclinata di un angolo α rispetto all'orizzontale.

Con riferimento alla Figura 5-8, si assume che lo spostamento orizzontale esibito dalla sezione di sommità del pannello rinforzato valga:

$$\delta_{Rd,1} = 0.005 \cdot H \quad (5.29)$$

In corrispondenza di tale sezione si attiva la forza massima di taglio sopportabile dal pannello:

$$V_{Rd,m} = x_{\min} \cdot t \cdot f_{vd} \quad (5.30)$$

essendo $x_{\min}$ la distanza minima dell'asse neutro dall'estremo lembo compresso, f_{vd} la tensione di progetto a taglio della muratura valutata in accordo con la Normativa vigente in funzione della tensione normale media pari al rapporto tra il risultante degli sforzi di compressione e l'area $x_{\min} \cdot t$. D'altra parte, il massimo spostamento orizzontale che può essere esibito dalla testa del pannello, compatibilmente con la deformazione di progetto del rinforzo FRP in condizione di incipiente distacco dal supporto, vale:

$$\delta_{Rd,2} = \frac{\Delta D_{fdd}}{\cos \alpha} = \varepsilon_{fdd} \frac{H}{\sin \alpha \cos \alpha} = \frac{f_{fdd} \cdot H}{E_f \cdot \sin \alpha \cos \alpha} \quad (5.31)$$

Posto allora:

$$\frac{\delta_{Rd}}{H} = \frac{1}{H} \min \{ \delta_{Rd,1}, \delta_{Rd,2} \} = \min \left\{ 0.005, \frac{f_{fdd}}{E_f \cdot \sin \alpha \cos \alpha} \right\} \quad (5.32)$$

il taglio massimo sopportabile dal pannello murario rinforzato vale:

$$V_{Rd} = \frac{\delta_{Rd}}{H} \left(\frac{V_{Rd,m}}{0.005} + \sin \alpha \cos^2 \alpha \cdot E_f \cdot A_f \right) \quad (5.33)$$

essendo $\frac{\delta_{Rd}}{H} (\sin \alpha \cos^2 \alpha \cdot E_f \cdot A_f)$ la componente orizzontale della forza esplicata dal rinforzo in corrispondenza dello spostamento δ_{Rd} .

(9) In presenza di soli rinforzi a taglio FRP, disposti secondo le diagonali dei singoli pannelli, devono essere eseguite le verifiche a pressoflessione delle sezioni orizzontali di questi ultimi in accordo con la Normativa vigente, senza tener conto del contributo del composito.

5.5.2 Architrave e fascia di piano

(1) Le zone di connessione tra i maschi murari di una parete sono denominate fasce di piano. Oltre a sostenere la muratura gravante in luce alle aperture, esse hanno lo scopo di vincolare maschi murari contigui ad assumere deformate congruenti sotto l'azione di forze orizzontali.

(2) Per effetto dei carichi verticali, nelle zone sovrastanti le aperture presenti in una parete devono essere tenute in conto le due seguenti circostanze. In primo luogo, a causa della limitata resistenza a trazione, la zona di muratura sovrastante l'apertura non è in grado di portare autonomamente il proprio peso e deve essere sostenuta da un architrave in grado di reagire a taglio e a momento flettente. Inoltre, quando i maschi murari che contornano l'apertura sono particolarmente esili, tanto da non sopportare la spinta orizzontale dovuta alla presenza dell'apertura stessa, l'architrave deve funzionare come una catena il cui sforzo di trazione possa garantire l'equilibrio complessivo della parete.

(3) Con riferimento alla Figura 5-9, tenuto conto della funzione statica degli architravi e delle fasce di piano, si individuano i seguenti procedimenti di verifica.

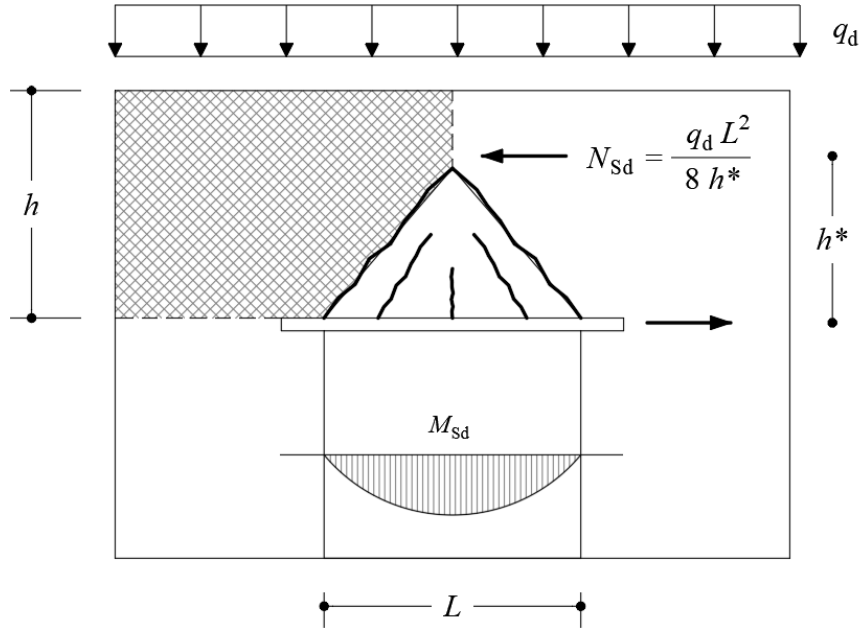


Figura 5-9 – Schema di calcolo degli architravi a tensoflessione.

5.5.2.1 Verifica per funzionamento ad architrave

(1) Gli architravi possono essere realizzati utilizzando membrane dotate di resistenza assiale e flessionale, ovvero di sola resistenza assiale. Nel primo caso la membratura è in grado di garantire entrambi i comportamenti strutturali di trave e di catena.

(2) Il sostentamento della zona inerte della parete deve essere assicurato dalla formazione di una trave di muratura “armata” situata al di sopra dell’apertura, nella quale le trazioni siano assorbite da rinforzi di FRP. Per il dimensionamento di questi ultimi si può procedere come già indicato nel § 5.5.1.1.3, tenuto conto della resistenza a compressione della muratura, f_{md}^h , nella direzione parallela ai giunti di malta.

(3) La sezione di muratura “armata” dell’architrave deve esplicitare un momento resistente di progetto, M_{Rd} , maggiore di quello sollecitante:

$$M_{Sd} = \gamma_G \cdot \frac{1}{24} \cdot g \cdot t \cdot L^3 \quad (5.34)$$

dove g e t sono, rispettivamente, il peso specifico e lo spessore della muratura, L è la luce netta dell’apertura e γ_G è il coefficiente parziale che compete al peso proprio allo SLU.

Il rinforzo applicato deve inoltre assorbire una forza di trazione pari a:

$$N_{Sd} = \frac{q_d \cdot L^2}{8 \cdot h^*} \quad (5.35)$$

dove q_d è il carico verticale di progetto allo SLU trasmesso all'architrave dalla sovrastante parte dell'edificio (somma di carichi permanenti più carichi variabili) ed h^* è il braccio della coppia interna, non maggiore del minimo tra la luce L dell'apertura e l'altezza h della fascia di piano.

5.5.2.2 Verifica per funzionamento a fascia di piano

- (1) Il funzionamento della fascia di piano, rinforzata con FRP, deve essere verificato nei confronti delle sollecitazioni flettenti, taglianti ed assiali presenti nelle sezioni di connessione con i maschi murari. I valori delle azioni resistenti vanno calcolati con le stesse regole valide per i pannelli murari, tenuto conto della resistenza a compressione della muratura, f_{md}^h , nella direzione parallela ai giunti di malta.
- (2) I rinforzi possono essere posizionati parallelamente all'asse delle fasce di piano, ad una quota prossima a quella dei solai o nelle zone di confine, superiore ed inferiore, delle fasce stesse. Possono essere sia continui che discontinui e devono essere preferibilmente applicati in modo simmetrico sia sulle pareti esterne che su quelle interne. In particolare, l'azione di rinforzo sulle pareti esterne può essere affidata a sistemi FRP utilizzati per la cerchiatura perimetrale della fabbrica muraria.
- (3) Per assicurare un comportamento soddisfacente nei confronti delle azioni taglianti, è possibile anche ricorrere all'applicazione di rinforzi secondo le diagonali dei pannelli murari sovrastanti le aperture. Pure in questo caso è opportuno che i rinforzi siano applicati simmetricamente rispetto al piano medio del muro, sia sulla faccia esterna che su quella interna delle fasce di piano.

5.6 RINFORZO DI ELEMENTI A SEMPLICE E DOPPIA CURVATURA

- (1) Gli elementi strutturali a singola o a doppia curvatura collassano per la formazione di cerniere che nascono a causa della limitata resistenza a trazione della muratura.
- (2) L'impiego di sistemi di rinforzo FRP, consentendo di realizzare una "muratura armata", è in grado di migliorare il comportamento strutturale di tali elementi. Le competenti verifiche possono essere condotte nello spirito del metodo degli stati limite.
- (3) Le caratteristiche della sollecitazione di progetto, valutate allo SLU, devono essere maggiorate dalle corrispondenti resistenze, in analogia a quanto prescritto per i pannelli murari (§ 5.5.1). Per strutture bidimensionali le suddette caratteristiche e resistenze sono da intendersi riferite all'unità di lunghezza.
- (4) Il rinforzo di FRP deve essere applicato sulla struttura in modo da contrastare le formazioni delle cerniere responsabili di possibili meccanismi di collasso.
In prima approssimazione tali cerniere possono ritenersi ubicate all'intradosso o all'estradosso dell'elemento strutturale. Conseguentemente, lo sforzo normale trasmesso da tali cerniere è eccentrico rispetto alla superficie media della struttura e la sua eccentricità è pari alla metà dello spessore di quest'ultima.
- (5) Un sistema di rinforzo FRP, adeguatamente ancorato, contrasta il meccanismo di rotazione e quindi l'apertura dei cigli fessurativi. Pertanto, è possibile ricorrere all'impiego di compositi fibrorinforzati per interdire la formazione di cerniere in corrispondenza della superficie opposta a quella di applicazione.

(6) L'impiego di sistemi di rinforzo FRP non risulta specificamente idoneo ad incrementare la resistenza nei confronti del taglio o dello schiacciamento della muratura, a meno che, nel secondo caso, non si tratti di lamine pultruse disposte come arco di rinforzo intradosale ben ancorato alla muratura.

(7) Sistemi di rinforzo FRP applicati su volte non strutturali (in foglio, incannucciate, etc.) consentono il consolidamento di queste ultime, migliorandone l'efficienza delle connessioni ed il comportamento nei confronti della stabilità.

5.6.1 Archi

(1) Nei riguardi delle verifiche rispetto alla formazione di un meccanismo di collasso, le presenti Istruzioni forniscono specifiche indicazioni per i seguenti due schemi strutturali, ricorrenti nelle applicazioni:

- schema ad arco, per archi insistenti su imposte fisse;
- schema arco-piedritto, detto anche schema a portale, per archi insistenti su piedritti.

(2) Generalmente, un arco o un portale collassa per la formazione di almeno quattro cerniere.

(3) Esse possono essere sia proprie che improprie (doppi pendoli). Non è infrequente il caso di meccanismi conseguenti alla formazione di tre cerniere proprie e di una impropria, quest'ultima responsabile dello slittamento a taglio di una parte dell'arco rispetto all'altra.

5.6.1.1 Schema ad arco

(1) Nello schema ad arco, per ostacolare la formazione di cerniere all'intradosso (risp. estradosso), si può ricorrere all'applicazione di sistemi di rinforzo FRP all'estradosso (risp. intradosso).

(2) Le cerniere possono formarsi sia all'interno dell'arco che alle imposte. Soltanto l'adozione di specifici interventi può escludere la formazione di queste ultime.

(3) Evidenze sperimentali hanno dimostrato che l'applicazione di sistemi di rinforzo FRP sulle superfici laterali dell'arco non comporta sensibili miglioramenti strutturali. Infatti, è stato rilevato un prematuro distacco del composito fibrorinforzato dal paramento murario, che, partendo dalle zone compresse per effetto di instabilità locale, si estende progressivamente a tutta la superficie di incolaggio.

(4) La tecnica di applicare il rinforzo sia all'estradosso che all'intradosso dell'arco, per prevenire la formazione di meccanismi, è meno frequente ed in generale di difficile realizzazione.

(5) Gli interventi di rinforzo parziali, eseguiti su parte dell'estradosso o dell'intradosso, non escludono la formazione di meccanismi di collasso. Tuttavia, se opportunamente concepiti e realizzati, tali interventi contribuiscono ad incrementare il valore del carico di collasso.

(6) Di norma è preferibile:

- eseguire interventi completi sull'estradosso o sull'intradosso;
- collegare i rinforzi con le strutture verticali;
- utilizzare tessuti di FRP piuttosto che lamine, soprattutto nel caso di interventi estradosali su geometrie irregolari del supporto murario.

5.6.1.2 Schema a portale

- (1) Nello schema a portale può risultare non sufficiente limitarsi ad apporre il rinforzo di FRP all'estradosso o all'intradosso dell'arco per impedire il meccanismo ad apertura delle imposte. Può infatti risultare necessario intervenire anche sui piedritti.
- (2) Le verifiche da effettuare sono le stesse di quelle previste per lo schema ad arco, considerando anche i meccanismi dovuti a cedimenti delle imposte.

5.6.2 Volte a semplice curvatura: volte a botte

- (1) In situazioni frequenti, lo studio di volte a botte, realizzate con mattoni disposti lungo la generatrice o ad essa ortogonali, è riconducibile a quello di un arco di profondità unitaria il cui profilo corrisponde alla curva direttrice della volta. Ne consegue che le volte a botte possono essere rinforzate mediante compositi FRP applicati lungo la direttrice su tutto lo sviluppo longitudinale della volta. L'interasse dei rinforzi, funzione sia dallo spessore che dalla luce della volta, deve ostacolare la formazione di cinematismi anche in tale direzione. Sono consigliati interassi p_f che soddisfino le disuguaglianze:

$$p_f \leq 5 \cdot t + b_f \quad b_f \leq 2 \cdot t \quad (5.36)$$

dove t è lo spessore della volta e b_f è la larghezza dei rinforzi adottati. Nel caso di volte a botte nervate lo spessore di calcolo deve essere quello della vela e non quello della nervatura.

- (2) Rinforzi longitudinali, disposti lungo le generatrici, hanno una funzione di cucitura tra gli archi ideali formanti la volta a botte e possono contribuire, se adeguatamente posizionati, ad impedire la formazione di meccanismi lungo lo sviluppo longitudinale della volta. Tale azione può risultare rilevante in presenza di azioni orizzontali.
- (3) Si consiglia di disporre lungo le generatrici della volta una quantità di rinforzo per unità di area pari al 10% di quella disposta lungo la direttrice. La predetta percentuale deve essere innalzata fino al 25% in zona sismica.
- (4) Nel caso di volte ubicate in edifici cellulari con vani di modeste dimensioni è opportuno privilegiare l'intervento di rinforzo sulla gabbia muraria, la cui integrità e rigidità può consentire alla volta di equilibrare i carichi verticali con soluzioni membranali che prevedano un impegno a trazione minimo o nullo. Tale intervento, di norma, consente di evitare o ridurre quello sulla superficie curva della volta.

5.6.3 Volte a doppia curvatura: cupole

- (1) Le cupole presentano un regime tensionale sia di tipo membranale che flessionale.

5.6.3.1 Regime membranale

- (1) In una cupola soggetta a soli carichi verticali si instaura uno stato tensionale con tensioni normali di trazione dirette lungo i paralleli. Esso è localizzato in prossimità dell'imposta della cupola e si estende sin oltre le reni. La modestissima resistenza a trazione della muratura giustifica il classico quadro fessurativo che frequentemente si instaura nelle cupole: le lesioni si dispongono lungo i meridiani, con l'apice posizionato all'incirca alla metà di questi ultimi, e si estendono fino all'imposta.

La fessurazione lungo i meridiani modifica lo stato di equilibrio preesistente mobilitando valori considerevoli della spinta all'imposta, con eventuali ripercussioni sulla sottostante struttura. L'intervento mediante sistemi di rinforzo FRP, disposti lungo la circonferenza in prossimità della base della cupola, può servire a contrastare l'estensione della zona fessurata mitigando l'incremento di spinta all'imposta.

Per valutare il grado di sicurezza della cupola rinforzata vanno effettuate:

- la verifica a trazione del composito;
- la verifica nei confronti del distacco dal supporto, come indicato al §5.3.4.

5.6.3.2 Regime flessionale

(1) Il regime flessionale è generalmente localizzato all'imposta della cupola o lungo il bordo di eventuali lanterne.

In particolare, il regime flessionale può provocare il collasso degli spicchi delimitati dalle fessure meridiane. Se la portanza degli spicchi è dettata da un meccanismo con apertura delle imposte, la cupola può essere presidiata applicando i suddetti rinforzi circonferenziali all'imposta. Se la portanza dei segmenti arcuati è invece dettata da un meccanismo con imposte fisse, i rinforzi circonferenziali all'imposta risultano inerti. In tal caso, per presidiare la cupola, i rinforzi vanno applicati lungo i meridiani oppure lungo i paralleli in corrispondenza delle reni.

Per valutare il grado di sicurezza della cupola rinforzata vanno effettuate:

- la verifica a pressoflessione;
- la verifica a taglio;
- la verifica al distacco dal supporto.

(2) Per la verifica a pressoflessione e per quella nei confronti del taglio complanare con il generico elementino di volta si procede in termini di caratteristiche specifiche (cioè riferite all'unità di lunghezza), in analogia con quanto già precedentemente indicato nei §§5.5.1.2.1 e 5.5.1.2.2.

Occorre tenere in debito conto le eventuali riduzioni di resistenza derivanti dalle interazioni tra le varie componenti di tensione agenti contemporaneamente sulle quattro facce contenute nello spessore del generico elementino di volta. Almeno, va considerata l'interazione tra le due pressoflessioni nonché quella tra i due tagli complanari.

(3) Per quanto attiene alle pressoflessioni, particolare attenzione va riservata al caso in cui le zone tese e compresse in una delle due direzioni siano invertite rispetto all'altra direzione.

In tal caso, in via approssimata, salvo determinazioni più rigorose, si può assumere che la somma dei valori assoluti dei due momenti sollecitanti di progetto, ciascuno rapportato al competente valore assoluto del momento resistente di progetto, calcolato in presenza del concomitante sforzo normale sollecitante, sia minore o al più uguale all'unità. In caso contrario, la resistenza flessionale specifica in ciascuno dei due piani può assumersi, salvo determinazioni più rigorose, pari a quella risultante in una situazione di sollecitazione monoassiale.

(4) Per quanto attiene ai tagli complanari all'elementino, si può ragionare in una maniera analoga a quanto già fatto per il primo dei due casi sopra trattato. Si rileva che le resistenze flessionali e taglianti di calcolo vanno valutate con riferimento alle competenti resistenze di progetto a compressione della muratura, tenendo conto delle differenze esibite da quest'ultima nei riguardi della compressione in direzione ortogonale e parallela alla tessitura (§ 5.2.3 (6)).

- (5) Ai fini della verifica nei confronti del taglio ortogonale al piano dell'elementino non si deve tener conto del rinforzo di FRP e si deve procedere come nel caso delle murature non rinforzate, operando sempre in termini di caratteristiche specifiche e tenendo in debito conto gli effetti delle interazioni tra sollecitazioni diverse.
- (6) Per la verifica al distacco dal supporto va tenuto in conto l'azione normale al piano di adesione secondo quanto indicato al § 5.3.4.
- (7) Per garantire il corretto funzionamento del rinforzo all'imposta della cupola, quest'ultimo deve essere opportunamente esteso ed ancorato alla struttura sottostante, ricorrendo eventualmente a dispositivi meccanici.

5.6.4 Volte a doppia curvatura su pianta quadrata

- (1) L'intervento di rinforzo di volte a vela, ovvero volte di traslazione su pianta quadrata, spesso presenti in edifici cellulari con vani di modeste dimensioni, deve innanzitutto interessare la gabbia muraria: l'integrità e la rigidezza di quest'ultima consente alla struttura voltata di equilibrare i carichi verticali con stati tensionali di sola compressione. Ove non si ritenga di poter conseguire pienamente tale risultato, i rinforzi sulla volta possono limitarsi ai "pennacchi" d'angolo, nei quali la trazione è prevista in direzione ortogonale alle diagonali del vano.

5.7 CONFINAMENTO DI COLONNE DI MURATURA

- (1) Il confinamento di elementi strutturali di muratura, sottoposti a prevalente sollecitazione di sforzo assiale, si attua attraverso la predisposizione di un sistema di elementi resistenti a trazione che, contrastando la dilatazione trasversale dell'elemento strutturale, conferiscono alla muratura un benefico stato di compressione triassiale. Simili interventi sono praticati sia per la riparazione di elementi danneggiati o deteriorati, sia per il rinforzo di elementi integri in vista di un adeguamento statico o sismico della struttura di appartenenza.
- (2) Il confinamento può essere realizzato con tessuti, lamine e barre (altrimenti dette tiranti) di FRP. I tessuti sono applicati sul contorno come fasciatura esterna continua (ricoprimento) o discontinua (cerchiatura); le barre sono disposte all'interno della colonna per realizzare cuciture armate opportunamente diffuse.
- (3) Le cuciture interne vengono realizzate alloggiando le barre di FRP in fori praticati secondo due direzioni ortogonali della sezione trasversale. L'insieme delle barre disposte alla stessa quota secondo ognuna di tali direzioni forma uno "strato" (Figura 5-10).
Le cuciture sono in grado di contrastare le dilatazioni trasversali che nascono nell'elemento strutturale in conseguenza della compressione assiale. Le barre di cucitura sono rese solidali alla muratura mediante saturazione del foro con materiale adesivo o per mezzo di sistemi di contrasto alle estremità.

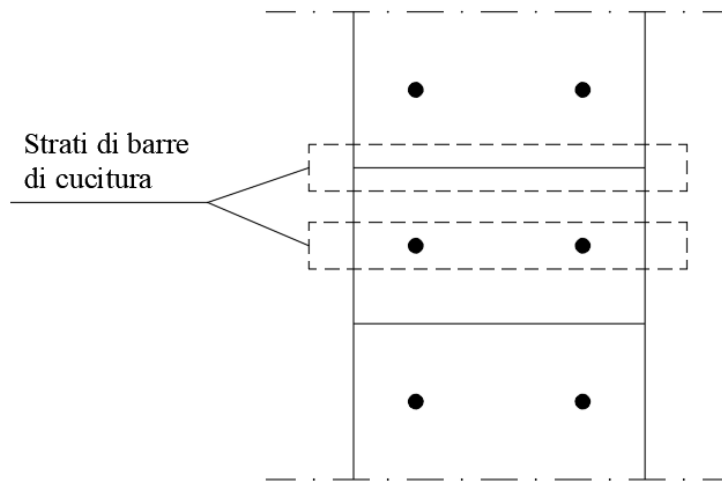


Figura 5-10 – Sezione longitudinale di una colonna con barre disposte in due direzioni ortogonali.

- (4) Nel caso in cui si realizzi un intervento di confinamento che preveda sia cuciture interne che una fasciatura esterna, si consiglia di utilizzare barre e tessuti di caratteristiche meccaniche simili.
- (5) Qualora le colonne esibiscano fessurazioni verticali è opportuno realizzare confinamenti provvisori forzati, prima dell’inserimento delle barre trasversali.
Per colonne a sezione rettangolare possono anche essere predisposti agli angoli rinforzi (profili ad L eventualmente in legno) con dispositivi di contrasto a cinture di forzatura provvisoria.
- (6) Nella quantificazione degli effetti del confinamento su elementi compressi di muratura, si utilizzano i parametri meccanici di progetto determinati sperimentalmente o definiti dalla Normativa vigente sulla base dei materiali componenti.

5.7.1 Resistenza di progetto a compressione centrata dell’elemento confinato

- (1) La verifica di elementi strutturali confinati viene condotta valutando l’azione esercitata dalla fasciatura e dai tiranti, in funzione della geometria e del tipo di sistema di rinforzo FRP utilizzato.
- (2) Per la valutazione della pressione di confinamento è buona norma disporre le fibre in direzione perpendicolare all’asse dell’elemento. In caso di disposizione ad elica l’efficacia del confinamento va opportunamente valutata.
- (3) La verifica dell’elemento confinato consiste nell’accertare che sia soddisfatta la seguente limitazione:

$$N_{Sd} \leq N_{Rmc,d} \quad (5.37)$$

essendo N_{Sd} il valore di progetto dell’azione assiale agente (da valutarsi, per le diverse combinazioni di carico prevedibili, come prescritto dalla Normativa vigente) e $N_{Rmc,d}$ il valore di progetto della resistenza della colonna confinata.

(4) La resistenza assiale di progetto, $N_{Rmc,d}$, è definita come segue:

$$N_{Rmc,d} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot A_m \cdot f_{mcd} \geq A_m \cdot f_{md} \quad (5.38)$$

dove il fattore parziale γ_{Rd} deve essere assunto pari a 1.10 (Tabella 3-2, § 3.4.2) ad eccezione dei casi di confinamento interno mediante sole barre in colonne a sezione non circolare, per i quali si prescrive $\gamma_{Rd} = 1.25$, il simbolo A_m rappresenta l'area della sezione trasversale dell'elemento confinato, f_{md} rappresenta la resistenza a compressione della muratura non confinata e f_{mcd} è il valore di progetto della resistenza a compressione dell'elemento confinato.

(5) Alla resistenza di progetto, f_{mcd} , di un elemento confinato soggetto ad un valore f_1 della pressione di confinamento (definita nel seguito in funzione delle caratteristiche del sistema confinante), contribuisce soltanto una quota parte di quest'ultima, $f_{l,eff}$, detta "pressione efficace di confinamento":

$$f_{mcd} = f_{md} \cdot \left[1 + k' \cdot \left(\frac{f_{l,eff}}{f_{md}} \right)^{\alpha_1} \right] \quad (5.39)$$

dove k' è un coefficiente (adimensionale) di incremento della resistenza ed α_1 è un esponente al quale, in mancanza di comprovati risultati sperimentali, può essere assegnato il valore 0.5.

(6) Il valore del coefficiente di incremento della resistenza k' può essere stabilito sulla base di risultati sperimentali ottenuti su provini di muratura dalle caratteristiche analoghe a quelle da confinare. In alternativa è possibile avvalersi della seguente relazione:

$$k' = \alpha_2 \cdot \left(\frac{g_m}{1000} \right)^{\alpha_3}, \quad (5.40)$$

essendo g_m la densità di massa della muratura espressa in kg/m^3 ed α_2 e α_3 coefficienti ai quali cautelativamente può essere attribuito il valore 1.0, in mancanza di risultati sperimentali che ne giustifichino assunzioni diverse.

(7) La pressione efficace di confinamento, $f_{l,eff}$, è funzione della forma della sezione e delle modalità di intervento. Indicato con V_m il volume dell'elemento murario e con $V_{c,eff}$ il volume della porzione efficacemente confinata, si introduce il seguente coefficiente di efficienza:

$$k_{eff} = \frac{V_{c,eff}}{V_m} \quad (5.41)$$

in funzione del quale può essere definita la pressione efficace di confinamento. Il coefficiente di efficienza, k_{eff} , può essere espresso come prodotto di un coefficiente di efficienza orizzontale, k_H , per uno di efficienza verticale, k_V :

$$f_{l,eff} = k_{eff} \cdot f_l = k_H \cdot k_V \cdot f_l \quad (5.42)$$

(8) L'efficacia dell'intervento di confinamento può essere altresì influenzata da un'eventuale disposizione a spirale della fasciatura esterna. Se α_f è l'angolo di inclinazione delle fibre rispetto al piano della sezione trasversale dell'elemento, si introduce il seguente coefficiente k_α :

$$k_\alpha = \frac{1}{1 + \tan^2 \alpha_f} \quad (5.43)$$

Tale coefficiente, moltiplicativo della pressione di confinamento, f_l , penalizza la pressione efficace di confinamento $f_{l,eff}$ indotta dalla fasciatura esterna per effetto dell'inclinazione da essa presentata. Il contributo di eventuali tiranti disposti ortogonalmente all'asse della colonna non è affetto dal suddetto coefficiente.

(9) Al fine di limitare deformazioni assiali e danneggiamenti in condizioni di esercizio, è opportuno contenere l'incremento tensionale a carico dell'elemento confinato entro valori non superiori al 50% della tensione di progetto f_{md} del materiale non confinato.

5.7.2 Confinamento di colonne circolari

(1) Si definisce la seguente quantità adimensionale corrispondente alla percentuale geometrica della fasciatura esterna (Figura 5-11):

$$\rho_f = \frac{4 \cdot t_f \cdot b_f}{D \cdot p_f} \quad (5.44)$$

dove:

- t_f è lo spessore del rinforzo,
- b_f è l'altezza delle strisce che formano la fasciatura discontinua,
- D è il diametro esterno della sezione trasversale,
- p_f è il passo delle strisce (misurato in asse).

Nel caso di fasciatura continua il rapporto ρ_f si specializza in $4 \cdot t_f \cdot D$.

(2) In condizione di equilibrio limite, la pressione di confinamento, f_l , può essere calcolata con la relazione che segue:

$$f_l = \frac{1}{2} \cdot \rho_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{fd,rid} \quad (5.45)$$

essendo E_f il modulo di elasticità normale del rinforzo di FRP (nella direzione delle fibre) ed $\varepsilon_{fd,rid}$ un opportuno valore ridotto di calcolo della deformazione del rinforzo all'atto del collasso della colonna.

- (3) La deformazione ridotta di calcolo del composito, $\varepsilon_{fb,rid}$, può essere assunta pari a:

$$\varepsilon_{fd,rid} = \min\{\eta_a \cdot \varepsilon_{fk} / \gamma_{fl}; 0.004\} \quad (5.46)$$

essendo η_a il fattore di conversione ambientale (Tabella 3-3), ε_{fk} , γ_{fl} , rispettivamente, la deformazione ultima e il coefficiente parziale del composito fibrorinforzato (§ 3.4.1); 0.004 è una deformazione limite convenzionale del composito (vedere § 4.6.1).

- (4) Il coefficiente di efficienza orizzontale, k_H , è pari a 1. Lo stesso accade per il coefficiente di efficienza verticale, k_V , ma solo nel caso di fasciatura continua.

- (5) Nel caso invece di fasciatura discontinua, realizzata con strisce di altezza b_f disposte ad interasse p_f , si ha una riduzione del volume confinato per effetto della diffusione tensionale schematizzabile mediante una legge parabolica con angoli di attacco pari a 45° (Figura 5-11). Il coefficiente di efficienza verticale, k_V , può essere calcolato mediante la relazione:

$$k_V = \left(1 - \frac{p'_f}{2 \cdot D}\right)^2 \quad (5.47)$$

dove p'_f è la distanza netta tra le strisce.

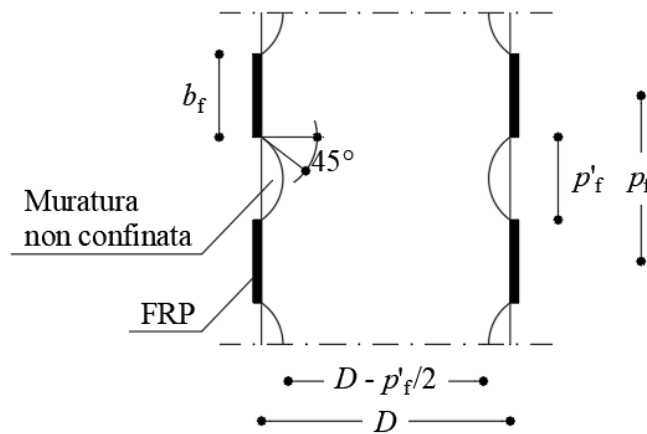


Figura 5-11 – Sezione circolare confinata con fasciatura discontinua.

- (6) L'interasse p_f non deve essere maggiore di $D/2$.

5.7.3 Confinamento di colonne quadrate o rettangolari

- (1) Il confinamento mediante FRP di elementi a sezione quadrata o rettangolare consente di conseguire solo modesti incrementi della resistenza a compressione. Applicazioni di questo genere devono pertanto essere attentamente vagliate ed analizzate.

(2) In assenza di adeguate prove sperimentali, che ne comprovino l'efficacia, non va considerato l'effetto del confinamento esterno su sezioni rettangolari (Figura 5-12) per le quali $b/h > 2$, ovvero $\max\{b, h\} > 900$ mm.

(3) Con i simboli già introdotti nel § 5.7.2(1), la pressione di confinamento, f_l , esercitata su un elemento di sezione rettangolare di dimensioni $b \times h$ da una fasciatura esterna discontinua e da barre di cucitura interne, può essere valutata mediante la seguente relazione:

$$f_l = \frac{1}{2} \cdot \min \left\{ \rho_{f,x} \cdot E_f + 2 \cdot \rho_{b,x} \cdot E_b; \rho_{f,y} \cdot E_f + 2 \cdot \rho_{b,y} \cdot E_b \right\} \cdot \varepsilon_{fd,rid} \quad (5.48)$$

nella quale (Figura 5-12) i parametri adimensionali $\rho_{f,x}$, $\rho_{f,y}$, $\rho_{b,x}$, $\rho_{b,y}$ sono definiti come:

$$\rho_{f,x} = \frac{4 \cdot t_f \cdot b_f}{h \cdot p_f}, \quad \rho_{f,y} = \frac{4 \cdot t_f \cdot b_f}{b \cdot p_f}, \quad \rho_{b,x} = \frac{n_{b,x} \cdot A_b}{p_b \cdot h}, \quad \rho_{b,y} = \frac{n_{b,y} \cdot A_b}{p_b \cdot h} \quad (5.49)$$

essendo $n_{b,x}$ ed $n_{b,y}$ il numero di barre disposte negli strati orditi nelle direzioni x e y , rispettivamente, A_b l'area della sezione della singola barra, p_b la distanza (misurata in asse) tra due strati consecutivi di barre disposte lungo la medesima direzione.

(4) Nel caso di fasciatura continua l'espressione delle quantità $\rho_{f,x}$ e $\rho_{f,y}$ fornite dalla (5.49) si specializzano in:

$$\rho_{f,x} = \frac{4 \cdot t_f}{h}, \quad \rho_{f,y} = \frac{4 \cdot t_f}{b} \quad (5.50)$$

(5) Nel caso particolare di sezione rettangolare soggetta a sola fasciatura continua, ovvero discontinua, la (5.48) si specializza, rispettivamente, in:

$$f_l = 2 \cdot \frac{t_f \cdot E_f}{\max\{b, h\}} \cdot \varepsilon_{fd,rid}, \quad f_l = \frac{2 t_f b_f E_f}{\max\{b, h\} p_f} \cdot \varepsilon_{fd,rid} \quad (5.51)$$

(6) Nel caso invece di sole barre, la stessa relazione si specializza in:

$$f_l = \min \left\{ \rho_{b,x} \cdot E_b; \rho_{b,y} \cdot E_b \right\} \cdot \varepsilon_{fd,rid} \quad (5.52)$$

(7) Per una sezione rettangolare confinata solamente da una fasciatura esterna (Figura 5-12), si può ritenere che l'area di muratura effettivamente confinata sia solo una parte di quella complessiva per l'instaurarsi di un "effetto arco" dipendente dal raggio di curvatura con cui sono stati arrotondati i vertici della sezione.

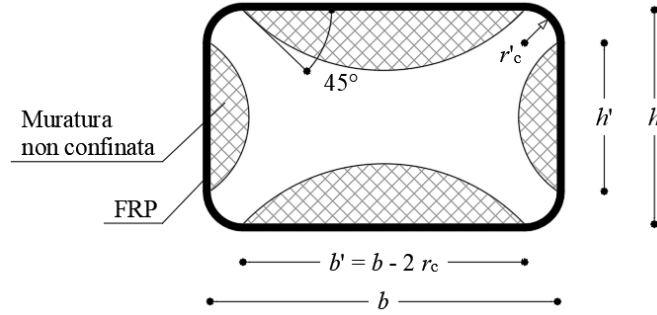


Figura 5-12 – Confinamento di sezioni rettangolari con fasciatura esterna.

Il competente coefficiente di efficienza orizzontale è fornito dal rapporto tra l'area confinata e quella totale, A_m :

$$k_H = 1 - \frac{b'^2 + h'^2}{3 \cdot A_m} \quad (5.53)$$

dove b' e h' sono le dimensioni indicate in Figura 5-12.

(8) Se la fasciatura di cui al punto (4) è discontinua un analogo fenomeno si instaura anche in sezione verticale (Figura 5-11). Il competente coefficiente di efficienza verticale vale:

$$k_v = \left(1 - \frac{p_f'}{2 \cdot \min\{b, h\}} \right)^2 \quad (5.54)$$

Nel caso invece di fasciatura continua il coefficiente k_v è assunto unitario.

(9) L'interasse p_f deve soddisfare la relazione:

$$p_f \leq \frac{1}{2} \cdot \min\{b, h\} \quad (5.55)$$

(10) In assenza di valutazioni più approfondite del volume efficacemente confinato (Figura 5-13), il coefficiente di efficienza, k_{eff} , nel caso di soli tiranti interni può essere determinato come segue:

$$k_{eff} = k_H \cdot k_v = \left[1 - \frac{1}{3 \cdot b \cdot h} \cdot \left(c_x^2 \cdot (n_{bx} - 1) + c_y^2 \cdot (n_{by} - 1) + 6 \cdot c_{xs} \cdot c_{ys} \right) \right] \cdot \left(1 - \frac{p_b}{2 \min\{b, h\}} \right)^2 \quad (5.56)$$

(11) Nel caso di sezioni quadrate di lato b la relazione (5.56) si specializza nel modo seguente:

$$k_{eff} = k_H \cdot k_v = \left[1 - \frac{1}{3 \cdot b^2} \cdot \left(2 \cdot c_b^2 \cdot (n_b - 1) + 6 \cdot c_{bs}^2 \right) \right] \cdot \left(1 - \frac{p_b}{2 \cdot b} \right)^2 \quad (5.57)$$

avendo assunto $n_{bx} = n_{by} = n_b$, $c_x = c_y = c_b$, $c_{xs} = c_{ys} = c_{bs}$.

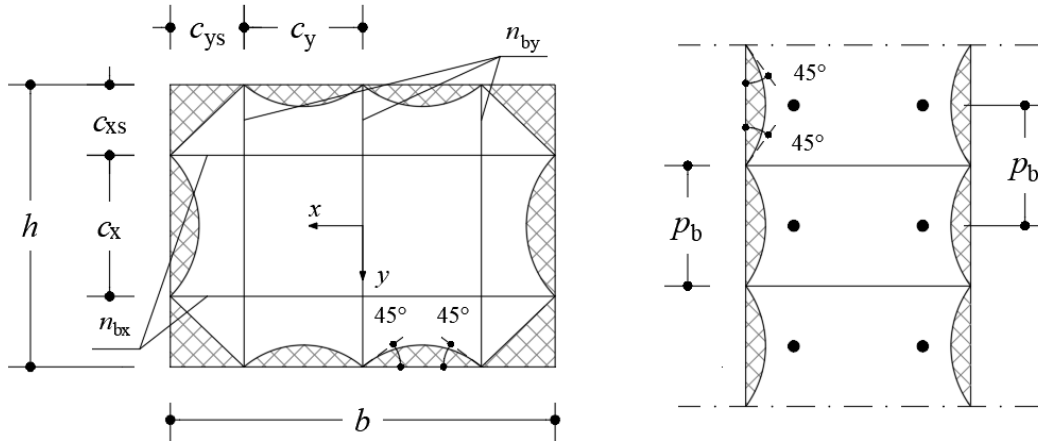


Figura 5-13 – Zone di confinamento dei tiranti nella sezione trasversale e longitudinale.

(12) Nell'ambito delle barre di uno stesso strato, la distanza di quella più esterna dal lato della sezione parallelo alle barre non deve essere più grande di $1/4$ della lunghezza del lato ad esse ortogonale. Inoltre, deve risultare:

$$c_x \leq \frac{h}{5}, \quad c_y \leq \frac{b}{5}. \quad (5.58)$$

Infine, il passo p_b deve soddisfare la relazione $p_b \leq \max \{c_x, c_y\}$.

(13) Al fine di assicurare che l'azione di confinamento esercitata dalle barre si estenda fino alla superficie della colonna, la lunghezza di ancoraggio non deve essere più grande di 10 volte il diametro delle barre. Nel caso che tale lunghezza sia maggiore di $1/5$ di quella delle barre, deve essere previsto un opportuno dispositivo di ancoraggio.

(14) L'utilizzo combinato di una fasciatura esterna e di cuciture interne, realizzate con barre, può contribuire ad aumentare, per sezioni rettangolari, l'area della sezione efficacemente confinata in sezioni rettangolari (Figura 5-14).

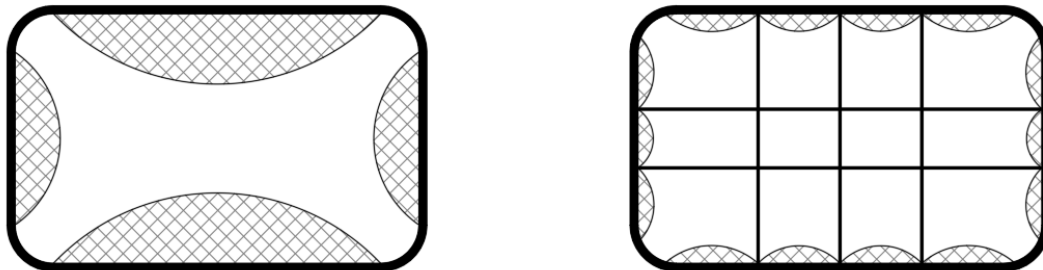


Figura 5-14 – Confinamento di elementi di muratura per mezzo di tessuti, senza e con barre di FRP.

(15) Nel caso di utilizzo combinato di una fasciatura continua e di tiranti interni, il coefficiente di efficienza, k_{eff} , di cui alle relazioni (5.41) e (5.42), può essere determinato come:

$$k_{\text{eff}} = k_H \cdot k_v = \left[1 - \frac{1}{3 \cdot b \cdot h} \cdot \left(c_x^2 \cdot (n_{bx} - 1) + c_y^2 \cdot (n_{by} - 1) + 2 \cdot (c_{xs} - r_c)^2 + 2 \cdot (c_{ys} - r_c)^2 \right) \right] \cdot 1 \quad (5.59)$$

Nel caso particolare di sezioni quadrate di lato b il coefficiente di efficienza si specializza nella forma:

$$k_{\text{eff}} = k_H \cdot k_v = \left[1 - \frac{1}{3 \cdot b \cdot h} \cdot \left(2 \cdot c_b^2 \cdot (n_b - 1) + 4 \cdot (c_{bs} - r_c)^2 \right) \right] \cdot 1 \quad (5.60)$$

avendo assunto $n_{bx} = n_{by} = n_b$, $c_x = c_y = c_b$, $c_{xs} = c_{ys} = c_{bs}$ ed essendo r_c il raggio di curvatura relativo all'arrotondamento degli spigoli.

5.8 INTERVENTI IN ZONA SISMICA

5.8.1 Generalità

(1) I sistemi di rinforzo FRP possono essere utilmente impiegati in zona sismica per intervenire su strutture non soddisfacenti i requisiti di sicurezza nei confronti di uno o più SLU.

La redazione delle specifiche Istruzioni di seguito riportate per gli interventi in zona sismica recepiscono le prescrizioni della Normativa vigente, nonché le indicazioni fornite nella letteratura scientifica e nelle linee guida internazionali più recenti su:

- valutazione della sicurezza sismica;
- requisiti di sicurezza (verifica di stati limite);
- livelli di protezione antisismica (intensità dell'azione sismica associata);
- metodi di analisi;
- criteri di verifica (distinzione fra elementi “duttili” e “fragili”);
- caratteristiche dei materiali.

5.8.2 Principi generali di intervento

(1) La scelta del tipo e dell'estensione dell'intervento con FRP deriva da un'attenta valutazione della sicurezza sismica della costruzione, tenendo conto degli aspetti sottoelencati:

- murature di qualità insufficiente a sopportare le azioni verticali ed orizzontali cui sono sottoposte vanno adeguatamente consolidate o sostituite;
- pareti confluenti in martelli murari o in spigoli devono essere opportunamente collegate;
- collegamenti inadeguati tra solai e pareti o tra copertura e pareti devono essere resi efficaci;
- spinte di coperture, archi e volte devono essere assorbite da idonei elementi strutturali;
- i solai devono assicurare, mediante collegamento alle pareti verticali ed irrigidimento, anche limitato, nel proprio piano, il trasferimento delle competenti azioni orizzontali alle pareti disposte nella direzione del sisma e costituire un vincolo per le pareti sollecitate da azioni ortogonali al proprio piano;
- elementi a forte vulnerabilità, sui quali non sia possibile intervenire, vanno di regola eliminati;
- interventi con FRP non possono di regola correggere, in un edificio, situazioni sfavorevoli derivanti da forti irregolarità (in termini di resistenza e/o rigidità), anche se possono, applicati solamente su un ridotto numero di elementi, conferire ad esso una maggiore regolarità in resistenza;
- interventi con FRP volti a migliorare la duttilità locale (cerchiatura di pilastri) sono sempre

opportuni;

- l'introduzione di rinforzi locali con FRP non deve ridurre la duttilità globale della struttura.

(2) Gli interventi con FRP hanno generalmente lo scopo di:

- rinforzare, sostituire o ricostruire in tutto o in parte alcuni elementi (interventi selettivi);
- collegare fra loro i vari elementi strutturali, migliorando il comportamento complessivo dell'organismo strutturale.

(3) Il progetto dell'intervento con FRP deve comprendere le seguenti attività:

- scelta motivata del tipo di intervento;
- scelta delle tecniche e/o dei materiali;
- dimensionamento preliminare dei rinforzi;
- analisi strutturale che tenga conto delle caratteristiche della struttura post-intervento;
- verifiche della struttura post-intervento eseguite sugli elementi esistenti, modificati e nuovi (per gli elementi esistenti, riparati o rinforzati, le verifiche devono essere eseguite in accordo con quanto indicato nelle presenti Istruzioni).

5.9 INSTALLAZIONE E PARTICOLARI COSTRUTTIVI

(1) Il funzionamento ottimale di un sistema di rinforzo è subordinato a diversi fattori. Oltre ai fattori già richiamati nei precedenti paragrafi giocano un ruolo rilevante la preparazione preventiva del substrato su cui il rinforzo deve essere applicato e la messa in opera del composito.

(2) Per installare i sistemi SFRP, i tessuti in acciaio vengono incollati alla superficie degli elementi strutturali mediante applicazione ad umido con una resina epossidica o di poliestere, seguendo le stesse procedure degli altri sistemi FRP, compresa le operazioni di ripristino del substrato degradato, l'eventuale livellamento di superfici irregolari e non piane, la preparazione della superficie per ottenere una rugosità adeguata, l'applicazione di un primer per garantire l'adesione della matrice organica. I sistemi con i tessuti in acciaio offrono gli stessi vantaggi in termini di facilità di applicazione, tempi di maturazione e versatilità degli altri sistemi FRP.

(3) La piegatura dei tessuti in acciaio non può essere eseguita durante l'applicazione del tessuto, ma richiede una piegatrice e deve quindi essere predisposta in precedenza. La piegatura del tessuto è operazione delicata in quanto può compromettere l'integrità della zincatura e quindi esporre il tessuto in acciaio a fenomeni di corrosione. Inoltre, per effetto del trattamento incrudente, la piegatura comporta solitamente una riduzione della resistenza dell'acciaio. Alcune aziende hanno messo a punto il loro sistema di piegatura dei tessuti in modo da garantire il mantenimento delle proprietà meccaniche e di durabilità. L'importanza della piegatura del tessuto (per le applicazioni che lo richiedono) è direttamente presa in conto nelle disposizioni normative di qualificazione (Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Servizio Tecnico Centrale, Linea Guida per la identificazione, la qualificazione ed il controllo di accettazione di compositi fibrorinforzati a matrice polimerica (FRP) da utilizzarsi per il consolidamento strutturale di costruzioni esistenti) che prevedono prove specifiche per garantire che la piegatura non riduca significativamente le proprietà meccaniche del tessuto, anche in condizioni ambientali potenzialmente aggressive. Sono previste prove meccaniche su tessuti piegati e poi raddrizzati anche a seguito di 3000 ore di condizionamento in ambiente salino.

5.9.1 Controllo e preparazione preventiva del substrato

(1) L'applicazione di un sistema di rinforzo con FRP richiede il preventivo controllo delle condizioni di deterioramento del substrato, adottando provvedimenti atti a migliorarne lo stato, ovvero rimuovendo e ricostruendo le parti degradate per umidità, per presenza di microvegetazione o alterazione dei materiali lapidei o di laterizio.

(2) I sistemi tecnologici utilizzati per l'ancoraggio delle estremità di lamine o tessuti devono essere oggetto di idonee indagini sperimentali condotte secondo criteri normalizzati. Il protocollo di applicazione deve riguardare sia i materiali utilizzati (adesivi e rinforzi) che la successione delle fasi indicate dal Fabbrikante per la preparazione del substrato, i tempi di esecuzione, le condizioni ambientali, ecc... L'indagine deve saggiare anche l'eventuale sensibilità dei risultati nei confronti di tali parametri.

5.9.1.1 Valutazione del deterioramento del substrato

(1) Prima dell'applicazione del rinforzo è necessario verificare le caratteristiche del substrato eseguendo prove di omogeneità su tutta l'area da rinforzare ed effettuando il rilievo strutturale del degrado del materiale, per esempio mediante reticoli metallici. Il periodo di osservazione non dovrebbe essere inferiore a sei mesi.

(2) Le prove di caratterizzazione meccanica della muratura vanno previste in ragione di almeno 1 prova per 100 m² di area da rinforzare, con un minimo di 2 prove per ogni zona omogenea, secondo una almeno delle seguenti modalità:

- prova di compressione su campione di muratura;
- prova a taglio su campione di muratura;
- prova con martinetti piatti;
- prova di taglio con martinetto;
- prova dilatometrica per muratura a sacco;
- prove con ultrasuoni.

(3) Le prove di omogeneità su tutta l'area da rinforzare, qualora eseguite, vanno distribuite secondo una griglia a maglia quadrata con passo di 1 m per estensioni inferiori a 5 m² e proporzionalmente maggiore per estensioni superiori, ad eccezione delle zone critiche. Esse possono essere effettuate mediante:

- ispezioni manuali a mezzo di battitura;
- analisi radiografica;
- velocità degli ultrasuoni in modalità omeosuperficiale;
- velocità di impulsi sonici (con martello strumentato e accelerometri);
- penetrometria;
- termografia;
- tomografia.

5.9.1.2 Rimozione e ricostruzione del substrato

(1) Il substrato della muratura può risultare danneggiato a causa di un deterioramento fisico-chimico, fisico-meccanico, biologico o in conseguenza di un eventuale impatto. La muratura ammalorata va rimossa da tutta la zona danneggiata.

(2) La suddetta rimozione consente di accertare lo stato del materiale lapideo, naturale o artificiale, e della malta e quindi di eseguire gli eventuali interventi atti eliminare ove possibile le cause del deterioramento della muratura. Tali interventi sono assolutamente necessari prima di procedere alla ricostruzione delle parti murarie rimosse. Se è in corso un processo di esfoliazione, di polverizzazione, di fessurazione o un attacco chimico-fisico, è necessario rimuovere lo strato deteriorato mediante spazzolatura o sabbiatura e poi trattare la superficie con idonei inibitori del processo in atto.

(3) Una volta che il substrato deteriorato sia stato rimosso e siano stati adottati gli opportuni provvedimenti per bloccare i processi di degrado dei materiali, nonché tutti gli altri fenomeni che siano causa di esso (ad esempio infiltrazioni d'acqua o presenza di microvegetazione), si può procedere alla ricostruzione delle parti rimosse mediante l'utilizzo di prodotti compatibili con la muratura stessa.

Al ripristino delle parti di murature ammalorate è opportuno associare il livellamento di eventuali asperità superficiali superiori a 10 mm, da effettuarsi con stucco epossidico compatibile; nel caso in cui la zona da colmare abbia profondità superiore a 20 mm si deve utilizzare un apposito materiale di apporto. Infine, se l'elemento da rinforzare presenta delle fessure di ampiezza superiore a 0.5 mm, è opportuno che queste ultime siano sigillate mediante iniezione prima di applicare il rinforzo.

5.9.1.3 Preparazione del substrato

(1) Dopo aver accertato la qualità del substrato ed aver eventualmente provveduto al ripristino della muratura ammalorata, può essere opportuno ricorrere ad un ulteriore provvedimento di sabbiatura a carico della superficie interessata dal rinforzo. La sabbiatura deve assicurare un grado di ruvidezza almeno pari a 0.3 mm, valutabile mediante appositi strumenti quali, ad esempio, un profilometro *laser* oppure un'apparecchiatura per rugosimetria ottica.

(2) Nel caso in cui si operi su una superficie di muratura che non necessiti di ripristino, ma che sia di qualità scadente, è opportuno valutare la possibilità di applicare su di essa un consolidante prima della stesura del *primer*.

(3) È necessario assicurarsi che le parti degli elementi interessate dal rinforzo con composito siano perfettamente pulite, rimuovendo da esse polveri, grassi, idrocarburi e tensioattivi.

5.9.2 Raccomandazioni per l'esecuzione a regola d'arte

(1) La qualità dell'esecuzione del rinforzo con materiali compositi dipende fortemente dalle condizioni di temperatura ed umidità ambientali, nonché da quelle del substrato su cui il rinforzo è applicato.

5.9.2.1 Condizioni di umidità e temperatura dell'ambiente e del substrato

(1) Si sconsiglia di installare rinforzi di composito se l'ambiente è molto umido in quanto un elevato grado di umidità può ritardare la stagionatura delle resine nonché inficiare la perfetta realizzazione del composito nel caso di sistemi con polimerizzazione *in situ*.

(2) I compositi devono essere applicati nelle condizioni igrometriche e termiche definite nelle schede tecniche.

(3) In condizioni di pioggia, eccessivo soleggiamento, forti gradienti termici, elevata umidità o in presenza di polveri può essere opportuno avvalersi di teli protettivi o di altri provvedimenti succedanei.

5.9.2.2 Particolari costruttivi e norme di esecuzione

- (1) Deve essere prevista una lunghezza di ancoraggio almeno pari a 150 mm. In alternativa è possibile ricorrere all'impiego di connettori meccanici.
- (2) In tutti i casi in cui il materiale composito di rinforzo debba essere applicato su spigoli, è opportuno procedere ad un preventivo arrotondamento di questi ultimi, allo scopo di evitare pericolose concentrazioni di tensione ivi localizzate, che potrebbero provocare una rottura prematura del composito. Il raggio di curvatura, r_c , dell'arrotondamento deve essere almeno pari a 20 mm.
- (3) Nella messa in opera di sistemi di rinforzo realizzati *in situ* le fibre deve essere disposte secondo l'orientamento previsto in progetto e devono essere esenti da ondulazioni.
Nella messa in opera di sistemi di rinforzo SFRP si raccomanda di osservare quanto già precisato nella regola (5) del §4.9.2.2.
- (4) In vista di prove di controllo semi-distruttive da doversi eseguire successivamente, è buona norma tenere conto di quanto già precisato nel § 4.9.2.2.
- (5) Per dettagli sulla messa in opera di connettori sfioccati si raccomanda di osservare quanto già precisato nel §4.9.2.2 per substrati in calcestruzzo.

5.9.2.3 Protezione del sistema di rinforzo

- (1) Nel caso di applicazioni in ambiente esterno è opportuno proteggere il sistema di rinforzo dall'azione diretta dell'irraggiamento solare, che può produrre alterazioni chimico-fisiche nella matrice epossidica. Ciò può essere ottenuto mediante l'impiego di vernici acriliche protettive, sia in dispersione acquosa sia in solvente, previa pulitura della superficie del composito mediante l'uso di una spugna satura d'acqua saponata.
- (2) In alternativa, una protezione più elevata può essere garantita dall'applicazione sul composito di intonaci o malte (preferibilmente di natura cementizia). Tali intonaci, i cui spessori sono generalmente consigliati dal Fabbrikante, vanno posati sul sistema di rinforzo previa preparazione della superficie mediante applicazione di resina epossidica con successivo spolvero "fresco su fresco" di polvere di quarzo.
- (3) Ai fini della protezione al fuoco possono essere adottate tecniche differenti: l'uso di pannelli in cartongesso, calcio silicato o materiali simili, ovvero intonaci protettivi antincendio.
In tutti i casi, i materiali devono essere opportunamente certificati per resistere all'azione dell'incendio e Fabbrikante devono indicare sulle schede tecniche il grado di protezione conseguibile in relazione allo spessore del rivestimento. I pannelli vengono posati sul rinforzo previo inserimento di tasselli che non devono mai tagliare o forare le fibre. È opportuno che l'intonaco antincendio sia certificato per l'applicazione specifica a materiali FRP ai fini di garantire l'aderenza sia in condizioni di temperatura ordinarie che durante l'incendio, nonché sotto l'azione del carico statico agente. Inoltre, l'intonaco deve essere applicato sul composito seguendo le indicazioni riportate dal Fabbrikante nella relativa documentazione tecnica.

5.10 ESEMPI NUMERICI

Alcune applicazioni numeriche relative al rinforzo con FRP di strutture di muratura sono riportate nell'Appendice I.

6 CONTROLLI E MONITORAGGIO DELL'INTERVENTO

- (1) È richiesto il controllo di accettazione dei sistemi di rinforzo.
- (2) Una volta che l'intervento di rinforzo sia stato realizzato, è necessario procedere al suo controllo ai fini del collaudo e, in seguito, al suo eventuale monitoraggio nel tempo. In entrambi i casi è possibile ricorrere sia a prove non distruttive che a prove parzialmente distruttive. Per l'esecuzione di tali prove sono richieste specifiche qualifiche del personale addetto, come precisato nel § 6.3.
- (3) Qualora la configurazione del rinforzo lo consenta, come ad esempio nel caso di applicazioni in avvolgimento, ovvero in presenza di idonei dispositivi di ancoraggio, talune verifiche a carico del substrato possono essere omesse.

6.1 CONTROLLI DI ACCETTAZIONE IN CANTIERE

- (1) I sistemi di rinforzo FRP devono essere assoggettati ad una serie di controlli in cantiere che assicurino un livello adeguato delle caratteristiche meccaniche e fisiche e la rispondenza delle stesse ai requisiti richiesti dal Progettista.
- (2) I controlli di accettazione in cantiere sono effettuati mediante prove distruttive su provini. Per il numero ed il tipo di prove si rinvia alla *“Linea guida per la identificazione, la qualificazione ed il controllo di accettazione di compositi fibrorinforzati a matrice polimerica (FRP) da utilizzarsi per il consolidamento strutturale di costruzioni esistenti”*.

6.2 CONTROLLI DI QUALITÀ DEL SISTEMA DI RINFORZO

- (1) Le prove semi-distruttive sono soprattutto indicative per la caratterizzazione meccanica del sistema di rinforzo messo in opera. L'eventuale presenza di difetti nella realizzazione può invece essere rilevata mediante prove non distruttive.
- (2) Il tipo e la numerosità delle prove da eseguire devono essere commisurati all'importanza dell'intervento, valutando l'incidenza delle zone trattate in rapporto alle dimensioni della struttura. In particolare, meritano una maggiore attenzione le costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della Protezione Civile in caso di calamità.

6.2.1 Prove semi-distruttive

- (1) Possono essere eseguite sia prove di strappo normale che prove di strappo a taglio. Le prove semi-distruttive vanno condotte sui testimoni (§§ 4.9, 5.9) e, dove possibile, anche in zone del rinforzo non critiche in ragione di una prova per ogni 30 m² di applicazione per le strutture di c.a., e di una prova per ogni 50 m² di applicazione per quelle murarie. La loro numerosità non deve essere comunque inferiore a 3 per ogni tipo di prova ritenuta significativa in sede di definizione della campagna di controllo.
- (2) Prova di strappo normale. La prova, utile per l'accertamento delle proprietà del substrato, viene eseguita utilizzando generalmente piastre circolari di acciaio di spessore 20 mm e di diametro non inferiore a 50 mm. Propedeuticamente alla prova, il rinforzo deve essere ritagliato lungo il bordo della piastra. Può essere utilizzata una fresa cilindrica retta di spessore non maggiore di 3 mm, avendo cura di non surriscaldare il composito e di incidere contestualmente il substrato per una profondità di almeno 2 mm.

Per garantire l'ortogonalità della direzione di applicazione della forza di strappo alla superficie del rinforzo, è richiesta l'adozione di specifici presidi, quali ad esempio i giunti sferici.

Il substrato può ritenersi idoneo se almeno l'80% delle prove (almeno due su tre nel caso di sole tre prove) forniscono, sulla superficie circolare isolata, una tensione di picco allo strappo non inferiore a 0.9 MPa, nel caso di elementi di c.a., ovvero non inferiore al 10% della resistenza (media) a compressione del supporto, nel caso di murature. Inoltre, la superficie di strappo deve essere contenuta all'interno del substrato e non coincidere con l'interfaccia composito-substrato. Nel caso in cui la superficie di strappo coincide con l'interfaccia composito-substrato, l'accettazione della prova è lasciata alla discrezionalità del Direttore dei Lavori.

(3) **Prova di strappo a taglio.** Tale prova è utile per l'accertamento della qualità dell'incollaggio e della preventiva preparazione del supporto. Un modo per eseguirla è di seguito descritto. L'esecuzione avviene in corrispondenza di uno spigolo libero della struttura su cui il rinforzo è incollato (prova di tipo "diretto", Figura 6-1). È richiesta la disponibilità di un'opportuna porzione libera di materiale composito (cioè non incollata), in continuità del materiale incollato. Su di essa va applicata l'azione radente utilizzando come contrasto il suddetto spigolo.

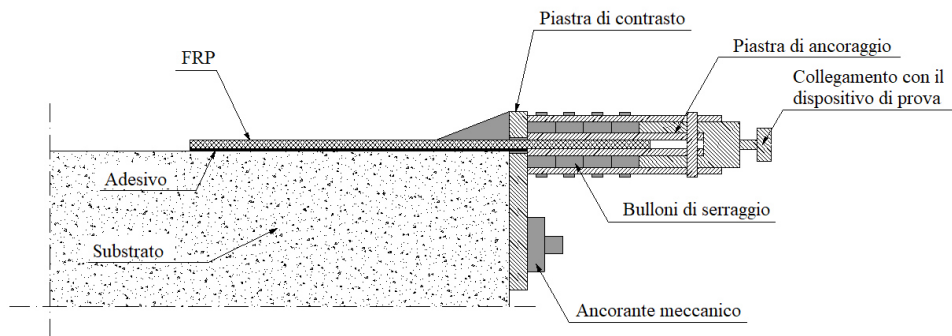


Figura 6-1 – Prova di strappo a taglio di tipo "diretto".

In assenza di testimoni, la prova può essere ugualmente eseguita su uno dei rinforzi messi in opera, adottando la procedura di tipo "indiretto" (Figura 6-2). La porzione di materiale composito da sottoporre a prova, anch'essa vicina ad uno spigolo della struttura, deve essere preventivamente sezionata dalla parte rimanente. Sulla faccia a vista di tale porzione deve essere incollata una piastra metallica con una parte aggettante rispetto allo spigolo, la cui lunghezza garantisca l'afferraggio da parte del dispositivo di prova. Tipiche dimensioni della piastra sono: larghezza non inferiore a 45 mm, spessore non superiore a 6 mm. Sulla faccia a contatto con il composito è consigliata la presenza di scanalature atte a migliorare l'aderenza.

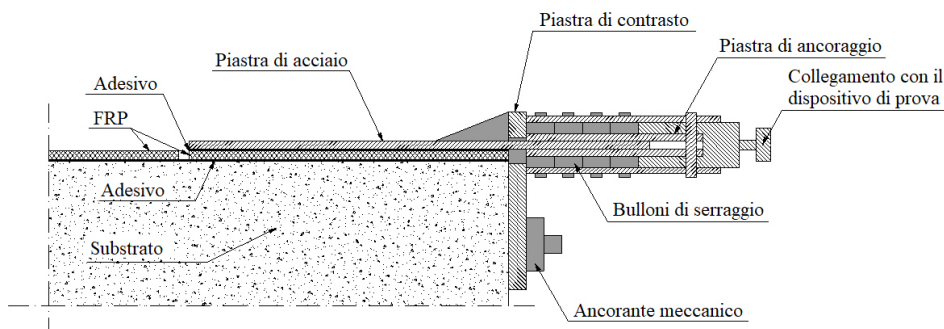


Figura 6-2 – Prova di strappo a taglio di tipo "indiretto".

Per entrambi i tipi di prova, la lunghezza della porzione di FRP incollata deve risultare non inferiore

a 200 mm nel caso di strutture di c.a., ovvero a 150 mm nel caso di strutture murarie. In ogni caso, essa deve risultare non inferiore a 1.1 volte la lunghezza ottimale di ancoraggio del rinforzo di FRP (§§4.1.2, 5.3.2).

Nel caso della prova di tipo “indiretto”, la porzione di piastra metallica adesiva al campione sezionato di FRP deve sovrapporsi perfettamente a quest’ultimo.

La qualità dell’incollaggio e della preventiva preparazione della superficie di applicazione possono ritenersi accettabili se almeno l’80% delle prove (almeno due su tre nel caso di sole tre prove) forniscono una forza di strappo di intensità non inferiore all’85% del valore della forza di progetto massima, ricavato dall’equazione (10.20), attribuendo un valore unitario al coefficiente k_b .

6.2.2 Prove non distruttive

(1) L’intervento di rinforzo è da ritenersi non collaudabile in presenza di difetti di incollaggio equivalenti ad imperfezioni cilindriche di altezza e di diametro superiori, rispettivamente, a 0.5 e 25 mm.

(2) Nella Tabella 6-1, per le situazioni più ricorrenti, sono esposti valori consigliati delle dimensioni della maglia di mappatura e del diametro del difetto che la prova deve essere in grado di rilevare.

Tabella 6-1 – Dimensioni della maglia di mappatura e risoluzione della prova.

Trasferimento di tensioni tangenziali all’interfaccia	Tipo di applicazione	Controllo non distruttivo	Dimensioni della maglia di mappatura (mm)	Diametro minimo del difetto rilevabile (mm)
Assente	confinamento, con eccezione della zona di sovrapposizione nel caso di realizzazioni a singolo strato	facoltativo	250	3
Debole	zona centrale di rinforzi bidimensionali molto estesi	facoltativo	250	3
Moderato o potenziale	zona centrale di rinforzi monodimensionali a flessione	consigliato	100	0.5
Critico	zone di ancoraggio, zone di sovrapposizione tra strati, rinforzo a taglio, zone di interfaccia con connettori, zone con vistose asperità o fessurazioni del substrato	obbligatorio	50	0.1

(3) Prove di tipo acustico stimolato. Si basano sul diverso comportamento oscillatorio dello strato di composito in presenza o in assenza di adesione con il substrato sottostante. Nella sua versione più elementare, la prova può essere eseguita da un tecnico esperto percuotendo la superficie del composito con una bacchetta rigida ed ascoltando la sonorità che scaturisce dall’impatto. Risultati più oggettivi possono essere ottenuti con sistemi automatizzati.

(4) Prove ultrasoniche ad alta frequenza. Devono essere eseguite impiegando metodologie in riflessione con frequenze non inferiori a 1.0 MHz e sonde con diametro non superiore a 25 mm. Per la localizzazione dei difetti è consigliata la tecnica basata sulla variazione dell’ampiezza del primo picco.

(5) Prove termografiche. Risultano efficaci solo in presenza di materiali di rinforzo caratterizzati da bassa conducibilità termica (fibre di vetro e aramidiche). Non sono pertanto eseguibili su compositi rinforzati con fibre di carbonio, a meno che non vengano utilizzati particolari accorgimenti. Il riscaldamento impartito nel corso della prova non deve danneggiare il rinforzo esponendolo a temperature prossime a quella di transizione vetrosa.

(6) Prove in emissione acustica. Consentono di rilevare la presenza di difetti di incollaggio all’in-

terno di un elemento strutturale caricato e di seguirne l'evoluzione, "ascoltando" e registrando i "rumori" generati dalla propagazione della decoesione tra substrato e rinforzo.

(7) Per verificare il ricoprimento dei microtrefoli di sistemi SFRP con la resina utilizzata per l'impregnazione, oltre ad un controllo visivo, è possibile rilevare la presenza di continuità elettrica con un multimetro digitale (tester). Per effettuare questa prova è necessario, prima di procedere alla sigillatura delle estremità del composito, collegare le teste esposte dei microtrefoli al connettore COM (nero) del tester e connettere una spazzola metallica, di rame/ottone, al connettore V Ω (rosso) del tester (è necessario che tutti i fili della spazzola metallica siano cortocircuitati tra di loro e collegati al tester). Si deve quindi spostare il selettore del multimetro in modalità "Test di Continuità". Mantenendo il contatto con le teste dei microtrefoli si deve passare la spazzola, con delicatezza, su tutta la superficie del composito. In caso di presenza di trefoli non rivestiti dalla resina, lo strumento emetterà un segnale acustico quando i fili della spazzola metallica toccheranno la superficie esposta del trefolo. Le eventuali zone in cui si identificano difetti di impregnazione, una volta identificate, dovranno essere ripristinate con la resina. Al termine del controllo si dovrà provvedere alla protezione delle estremità dei microtrefoli con la resina.

Questa procedura può essere effettuata sia in fase di qualifica del materiale, sia, in particolare, in fase di controllo in cantiere al termine dell'installazione.

6.3 QUALIFICA DEGLI OPERATORI PER L'ESECUZIONE DELLE PROVE

(1) Fermi restando i requisiti cogenti previsti dalle vigenti Leggi o regole tecniche, per i profili professionali degli operatori preposti alle prove può farsi utile riferimento ai tre livelli di qualifica appresso specificati (Tabella 6-2), come previsti nella normativa di riferimento UNI EN 473 e UNI CEI EN ISO/IEC 17024.

Tabella 6-2 – Livelli di specializzazione per l'esecuzione di prove di monitoraggio e collaudo.

Livello 1	Regolare l'apparecchiatura; eseguire le prove; registrare e classificare i risultati in relazione a criteri scritti; stendere un resoconto sui risultati.
Livello 2	Scegliere la modalità operativa della prova da utilizzare; definire i limiti di applicazione della prova per la quale la persona di livello 2 è qualificata; comprendere le norme e le specifiche di prova e tradurle in istruzioni pratiche di prova adattate alle condizioni reali di lavoro; regolare e tarare le apparecchiature; effettuare e sorvegliare le prove; interpretare e valutare i risultati in funzione delle norme, dei codici o delle specifiche da rispettare; redigere le istruzioni scritte di prova per il livello 1; svolgere e sorvegliare tutti gli incarichi propri di un livello 1; addestrare o guidare il personale di livello inferiore al livello 2; organizzare i risultati di una prova e redigere il relativo rapporto.
Livello 3	Assumere l'intera responsabilità di un laboratorio di prova e del relativo personale; stabilire e convalidare le tecniche e le procedure di prova; interpretare le norme, i codici, le specifiche e le procedure; stabilire le prove specifiche e le procedure che è opportuno utilizzare; avere la competenza per valutare ed interpretare i risultati in relazione alle norme, ai codici ed alle specifiche esistenti; avere una sufficiente conoscenza pratica dei materiali, della fabbricazione e della tecnologia dei vari prodotti interessati al fine di poter scegliere i metodi, stabilire le tecniche e collaborare alla definizione di criteri di accettazione quando non ne esistano di prestabiliti; avere una conoscenza nei diversi campi di applicazione; avere la capacità di guidare il personale di livello inferiore al livello 3.

6.4 MONITORAGGIO DELL'INTERVENTO DI RINFORZO

(1) L'attuale esigua disponibilità di dati relativi al comportamento a lungo termine dei materiali compositi consiglia, in situazioni di particolare rilevanza (con riferimento alla destinazione d'uso della struttura sulla quale si è intervenuti, al numero di elementi rinforzati e all'entità degli incrementi di resistenza conseguiti), un adeguato monitoraggio delle applicazioni. Esso può consistere nell'esecuzione periodica di prove sia non distruttive che semi-distruttive, o di prove mediante sensori incorporati. Lo scopo è quello di tenere sotto controllo i seguenti parametri o solo alcuni di essi:

- temperatura del rinforzo;
- umidità dell'ambiente;
- andamento di spostamenti e deformazioni;
- continuità e livello di danneggiamento delle fibre;
- estensione dei difetti di incollaggio.

(2) Il tipo e la numerosità delle prove previste per il monitoraggio devono anche essere inserite nel manuale di manutenzione.

7 APPENDICE A (FASI COSTITUENTI DEGLI FRP E LORO CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE)

Il contenuto dell'Appendice A è stato in gran parte estratto dal libro "*Tecnologie e proprietà dei materiali compositi*" Amazon Publ. (2021) ISBN-13 979-8712973958, per gentile concessione dell'Autore prof. Roberto Frassine.

7.1 GENERALITÀ

Lo sviluppo dei materiali compositi per applicazioni strutturali nonché delle relative metodologie di produzione e di progettazione è stato uno dei più importanti progressi della recente storia dei materiali. Negli ultimi 60 anni, in particolare, si è assistito ad un aumento esponenziale delle loro applicazioni, non solo grazie alle loro eccezionali caratteristiche di tipo strutturale ma anche a quelle di economicità, flessibilità dei processi produttivi e durabilità. I recenti progressi delle nanotecnologie e dei nanomateriali ne hanno inoltre potenziato lo spettro delle proprietà e applicazioni, facendoli diventare a tutti gli effetti dei veri materiali multifunzionali.

La definizione di materiale composito può essere molto varia a seconda del contesto in cui viene formulata; in ambito chimico, ad esempio, si definisce composito “un materiale multicomponente comprendente domini di fase multipli, diversi (non gassosi) in cui almeno un tipo di dominio di fase è una fase continua” (IUPAC “Gold Book” 2019).

In ambito ingegneristico si è però affermata la definizione di materiale composito (spesso abbreviato col nome comune di composito) come un materiale costituito da due o più materiali ingegneristici - solidi e ben distinti - con proprietà fisiche e/o chimiche significativamente diverse tra loro che, combinati assieme, generano un nuovo materiale con caratteristiche diverse da quelle dei singoli costituenti e che è solitamente destinato ad un particolare impiego.

In base a questa definizione, i materiali compositi possono includere buona parte dei materiali che conosciamo, come ad esempio conglomerato cementizio armato (cemento armato), muratura, legno o legno compensato, plastiche additivate con cariche minerali, compositi a matrice ceramica o metallica, espansi sintattici, ferro-acciaio laminato, bambù, laminati plastici decorativi, pannelli con struttura a sandwich, film multistrato e compositi carbonio-carbonio.

La particolare categoria di materiali compositi di interesse per il presente documento, tuttavia, è quella dei cosiddetti compositi “rinforzati”, nei quali le proprietà della fase continua solitamente di tipo polimerico (detta anche “matrice”) sono migliorate da un forte legame con una fase dispersa, detta “rinforzo”, che può avere diversa natura ma si presenta sempre in forma di fibra. Per tale ragione questi materiali sono spesso chiamati anche compositi “fibrorinforzati” e identificati con la sigla FRP (*Fiber Reinforced Polymers*).

Poiché le matrici polimeriche presentano solitamente valori di modulo di elasticità dell'ordine di alcuni GPa e valori di resistenza raramente superiori ai 100 MPa, per poter svolgere un'azione di rinforzo le fibre devono possedere valori di queste proprietà decisamente superiori: tra le fibre naturali, ad esempio, si possono citare il lino e la canapa mentre tra le fibre ad alte prestazioni si possono citare quelle di vetro, di carbonio e aramidiche.

Recentemente sono stati introdotti sistemi di rinforzo costituiti da matrice polimerica e microtrefoli (trecce) in acciaio, identificati con la sigla SFRP (*Steel Fiber Reinforced Polymers*).

Alcuni valori indicativi delle proprietà di questi materiali sono riportati in Tabella 7-1.

Tabella 7-1 – Confronto tra le proprietà delle fibre di rinforzo e delle matrici più comuni e dell'acciaio da costruzione (valori indicativi).

	Modulo di elasticità normale E	Resistenza a trazione σ_T	Deformazione a rottura ε_T	Coefficiente di dilatazione termica α	Densità ρ
	[GPa]	[MPa]	[%]	[$10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$]	[g/cm ³]
Fibre di vetro E	70 – 80	2000 – 3500	3.5 – 4.5	5 – 5.4	2.5 – 2.6
Fibre di vetro S	85 – 90	3500 – 4800	4.5 – 5.5	1.6 – 2.9	2.46 – 2.49
Fibre di carbonio (alto modulo)	390 – 760	2400 – 3400	0.5 – 0.8	-1.45	1.85 – 1.9
Fibre di carbonio (alta resistenza)	240 – 280	4100 – 5100	1.6 – 1.73	-0.6 – -0.9	1.75
Fibre arammidiche	62 – 180	3600 – 3800	1.9 – 5.5	-2	1.44 – 1.47
Matrice polimerica	2.7 – 3.6	40 – 82	1.4 – 5.2	30 – 54	1.10 – 1.25
Acciaio da costruzione	206	250 – 400 (snervamento) 350 – 600 (rottura)	20 – 30	10.4	7.8

Come si può notare le fibre di carbonio possono esibire valori del modulo di elasticità normale molto più elevati di quelli relativi ai comuni materiali da costruzione. Si tratta quindi di materiali molto efficienti dal punto di vista strutturale, che tuttavia possono generare problemi di accoppiamento con altri materiali, aspetto quest'ultimo da doversi sempre valutare con molta attenzione da parte del Progettista.

La matrice può essere considerata, almeno nei casi più comuni, come un continuo isotropo. La fase di rinforzo, ad eccezione della fibra di vetro, è invece un materiale anisotropo (proprietà diverse nelle diverse direzioni).

In generale è logico attendersi che le proprietà meccaniche dei compositi rinforzati dipendano in modo preponderante non solo dalle proprietà della fase dispersa, ma anche dalla sua quantità all'interno della matrice. Tale quantità (detta anche concentrazione) può essere definita in base ai volumi relativi di fase dispersa e matrice. Dal punto di vista operativo si preferisce fare riferimento alle frazioni in volume definite come segue:

$$v_f = \frac{V_f}{V_{\text{tot}}} \quad ; \quad v_m = \frac{V_m}{V_{\text{tot}}} \quad (7.1)$$

in cui v è la frazione in volume e V il volume rispettivamente delle fibre (f), della matrice (m) e totale (tot).

È importante sottolineare che non è possibile ottenere un materiale composito costituito da sole fibre ($v_f=1$) in quanto un volume finito non può essere riempito completamente con corpi cilindrici, neppure se essi sono perfettamente paralleli e compattati nel miglior modo possibile. Questo effetto è responsabile di un primo decadimento delle proprietà dei compositi rispetto a quelle delle fibre di rinforzo.

Una seconda caratteristica importante che determina l'efficacia del rinforzo nel materiale composito è la sua orientazione: le fibre hanno infatti la possibilità di orientarsi in più direzioni dello spazio all'interno della matrice, e questo, come vedremo, ha conseguenze importanti sul comportamento meccanico del materiale composito.

Per definire l'orientazione è necessario introdurre due sistemi di riferimento: uno caratteristico del corpo e l'altro, distinto, caratteristico della microstruttura del materiale. Per convenzione, si assegnano al primo le direzioni mutuamente ortogonali x , y e z e al secondo le direzioni mutuamente ortogonali 1, 2 e 3. Pur non essendoci regole assolute per assegnare gli assi di riferimento del corpo, tenendo conto che buona parte delle strutture di rinforzo sono elementi “monodimensionali” (nastri) oppure “membranali” (lamine) per i quali lo spessore è sempre molto minore delle dimensioni nel piano, è consuetudine assegnare la direzione x alla dimensione maggiore (lunghezza), la direzione y alla dimensione trasversale (larghezza) e la direzione z allo spessore. In questo modo il piano x - y corrisponde sempre al piano dell'elemento di rinforzo e la direzione z allo spessore dello stesso.

Per quanto riguarda invece la microstruttura del materiale, nel caso di fibre di rinforzo monodirezionali, la direzione 1 viene assegnata per convenzione all'asse delle fibre stesse e le altre due alle direzioni trasversali; inoltre, sempre per convenzione, la direzione 2 viene assegnata alla direzione ortogonale alle fibre nel piano, mentre la direzione 3 indica la direzione ortogonale alle fibre fuori dal piano (spessore) come mostrato in Figura 7-1. In questo modo il piano 1-2 corrisponde sempre al piano su cui giacciono le fibre. In tutti i casi in cui le fibre siano disposte in un piano che contiene la direzione x , l'angolo di orientazione è per convenzione definito come l'angolo θ tra quest'ultima e la direzione 1 delle fibre, come mostrato in Figura 7-2.

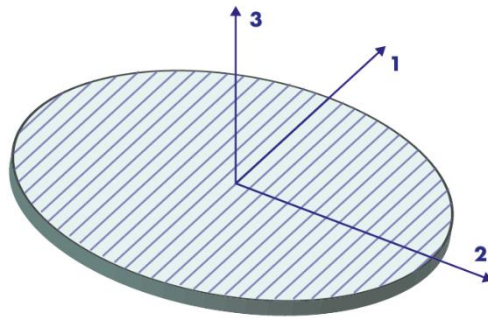


Figura 7-1 – Sistema di riferimento del materiale per una lamina a fibre monodirezionali.

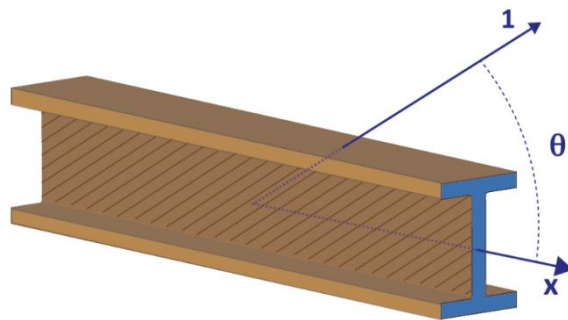


Figura 7-2 – Angolo θ di orientazione delle fibre rispetto alla direzione x .

Il rapporto tra i valori delle proprietà di un materiale composito nelle diverse direzioni è detto grado di anisotropia. Nel caso di laminati unidirezionali, in Tabella 7-2 sono riportati alcuni valori indicativi del grado di anisotropia delle principali proprietà che interessano la progettazione (E_i : modulo di elasticità normale; G_{ij} : modulo di elasticità tangenziale; σ_{ri} : sforzo di rottura; α_i : coefficiente di dilatazione termica).

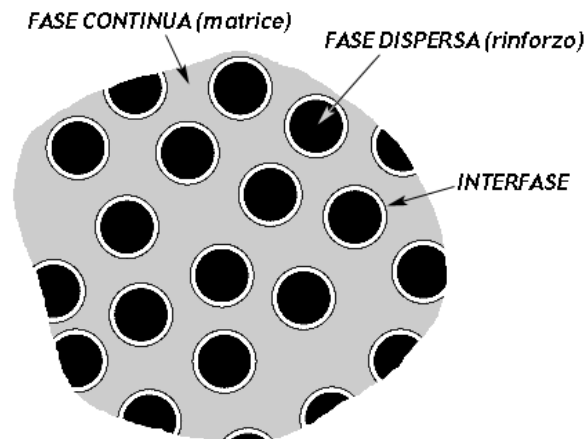
Tabella 7-2 – Grado di anisotropia di laminati unidirezionali fibrorinforzati (valori indicativi).

	E_1/E_2	E_1/G_{12}	σ_{r1}/σ_{r2}	α_1/α_2
Carburo di silicio/ceramica	1.09	2.35	17.8	0.93
Boro/alluminio	1.71	5.01	11.6	0.30
Carburo di silicio/alluminio	1.73	5.02	17.0	0.52
Vetro-S/epossidica	2.44	5.06	28.0	0.23
Vetro-E/epossidica	4.42	8.76	17.7	0.13
Boro/epossidica	9.27	37.40	24.6	0.20
Carbonio/epossidica	13.60	19.10	41.4	-0.07
Arammide/epossidica	15.30	27.80	26.0	-0.07

I materiali compositi possono essere più resistenti e, almeno nel caso dei compositi a fibra di carbonio, più rigidi dei materiali da costruzione tradizionali. Conseguentemente, quando per uno specifico progetto, il peso della struttura diventa rilevante, i compositi possono risultare molto attrattivi grazie alla loro minore densità. La resistenza specifica (resistenza/densità) dei compositi può assumere valori fino a quattro volte superiori rispetto a quelli esibiti dai materiali tradizionali; il loro modulo di elasticità normale specifico (modulo/densità) fino al doppio. Ciò significa che, a parità di rigidezza, una struttura di materiale composito può arrivare a pesare circa la metà di un'altra realizzata con un materiale da costruzione tradizionale.

La natura delle fasi che costituiscono il composito contribuisce in maniera determinante alla formazione delle proprietà finali del materiale. Tuttavia, per ottenere un composito ad elevata resistenza meccanica, non è sufficiente utilizzare fibre “resistenti”: è anche indispensabile garantire una buona adesione tra la matrice ed il rinforzo.

L'adesione viene di solito promossa mediante l'impiego di un terzo componente, che, applicato in strato molto sottile sulla superficie delle fibre, la rende compatibile con la matrice organica. Tale trattamento superficiale del rinforzo comporta la presenza di una terza fase intermedia tra la matrice e le fibre, detta interfaccia o interfase (Figura 7-3).

**Figura 7-3** – Rappresentazione schematica delle fasi costituenti un composito.

L'interfaccia consiste normalmente in uno strato molto sottile (spesso monoatomico), localizzato alla superficie del rinforzo, le cui caratteristiche, pur non contribuendo direttamente alle proprietà meccaniche globali del composito, sono tuttavia fondamentali per il successo del sistema complessivo nelle applicazioni strutturali.

Anche se il dettaglio dei meccanismi chimico-fisici che determinano l'adesione tra fibra e matrice è delegato al Fornitore del materiale, non va dimenticato che la mancanza di adesione tra fibre e matrice è una delle cause principali di cedimento strutturale dei materiali compositi.

7.2 FIBRE DI RINFORZO

Le fibre più usate per la produzione degli FRP trattati nelle presenti Istruzioni sono le fibre di vetro, le fibre di carbonio e le fibre aramidiche, oltre ai microtrefoli o le trecce in acciaio.

Le fibre tendono in generale ad avere una resistenza maggiore rispetto a quella del corrispondente materiale in massa in quanto le ridotte dimensioni trasversali riducono l'entità dei difetti presenti: ciò consente loro, nella maggior parte dei casi, di mostrare valori di resistenza particolarmente elevati e vicini al limite teorico massimo che è pari a circa $E/10$ (dove E è il valore di modulo elastico).

Le singole fibre sono filamenti continui molto sottili aventi diametri dell'ordine dei $10\ \mu\text{m}$ e pertanto sono difficili da manipolare singolarmente. Per tale motivo esse sono disponibili commercialmente sotto forma di centinaia o anche migliaia di singoli filamenti aggregati, di cui le principali forme sono riassunte in Tabella 7-3.

Tabella 7-3 – Significato dei principali termini in uso nel settore delle fibre di rinforzo

Termine	Definizione	Traduzione
Fibra	Elemento indivisibile di materiale caratterizzato dall'aver una lunghezza molto maggiore del diametro	Fibre
Filamento	Sinonimo di fibra	Filament
Capo	Insieme di filamenti di vetro	End/Strand
Cavetto	Simile ad un filo, questo termine è utilizzato per indicare un insieme fibre di carbonio assemblate senza torsione	Tow
Stoppino	Insieme di fili o cavetti assemblato senza torsione	Roving
Filo/Filato	Insieme di fili o cavetti assemblato con torsione	Yarn
Striscia	Insieme di nastri o fili sovrapposti utilizzato per la produzione di compositi con la tecnologia dell'avvolgimento	Band
Nastro	Insieme di filamenti paralleli cuciti tra loro o legati da una matrice organica	Tape
Tessuto	Struttura bidimensionale ottenuta assemblando tra loro fili, capi o nastri secondo diversi tipi di intreccio	Woven

Questa notevole complessità richiede talvolta una specifica designazione tecnica: vista la chiara analogia, essa è mutuata da quella utilizzata tradizionalmente in campo tessile per abbigliamento o arredamento ed è codificata dalle norme ISO 1139 e ISO 2078. Essa è composta dai seguenti elementi:

1. una lettera che identifica il tipo di vetro utilizzato;
2. una lettera che indica il tipo di fibra utilizzato: C - continuo (per filamenti) D - discontinuo (per fibre discontinue);
3. un numero che indica il diametro nominale (in μm) delle fibre;
4. un altro numero, separato da uno spazio, che indica la massa lineare della fibra espressa in tex;
5. il senso e il valore della torsione (Figura 7-4, espresso in giri/m, opzionale);
6. il numero di eventuali fili ritorti con il senso e il valore della ritorzione (opzionale);

Il *tex* è l'unità di misura del sistema internazionale utilizzata per descrivere la dimensione del filato e corrisponde ad una densità espressa in termini di lunghezza invece che di volume (detta anche densità lineare o "titolo" del filato). Un filato di 1 *tex* è un filato che pesa 1 grammo per ogni chilometro di lunghezza: pertanto un filato da 50 *tex* peserà 50 g/km. Maggiore è il numero di *tex*, maggiore sarà la quantità di fibre presenti all'interno del filato.

I filati per impieghi tessili vengono quasi sempre assoggettati ad un'operazione di torcitura per dare al filato la consistenza e stabilità richieste per il processo di tessitura. Nel caso dei filati per impieghi nel settore dei compositi, tuttavia, la torsione applicata non deve però essere eccessiva per non compromettere le prestazioni meccaniche del tessuto e non ostacolare l'impregnazione con la resina: il valore tipico è di solito inferiore ai 50 giri per metro, molto inferiore a quello normalmente in uso per i filati di fibre naturali - come, ad esempio, il cotone - che può superare i 600 giri/m.

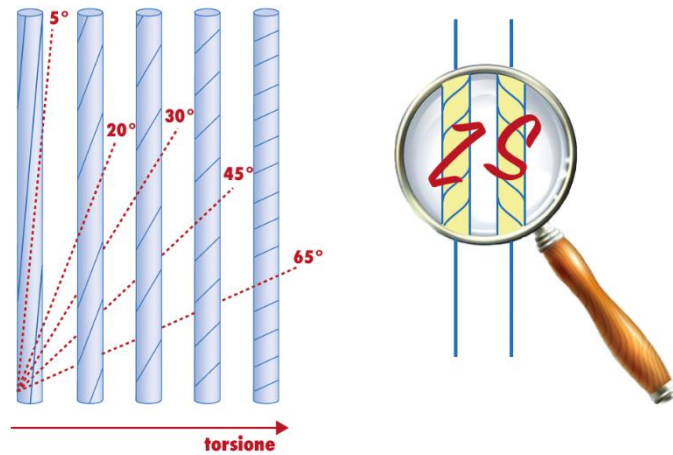


Figura 7-4 – Effetto dell'entità e del senso della torsione sull'aspetto del filato.

Alcuni esempi di designazione, con la relativa interpretazione, sono elencati di seguito:

- EC10 40: filamento continuo di vetro E, di 10 μm di diametro e di massa lineare pari a 40 tex.
- EC9 34 Z 40: filamento continuo in vetro E, avente 9 μm di diametro e di massa lineare pari a 34 tex, ritorto a 40 giri/m. La lettera Z indica una torsione definita come positiva secondo la norma ISO 1139 (la torsione negativa viene indicata con la lettera S).
- EC9 34 Z 160 x 4 S 150: la lettera "x" indica che si tratta di un filo costituito da più filamenti identici. La sigla che precede la "x" identifica le caratteristiche dei filamenti, come visto in precedenza; il numero successivo (4) indica il numero dei filamenti e la lettera S una torsione negativa, effettuata a 150 giri/m.
- EC9 x 4 S 150: designazione semplificata del precedente filamento.

Alcuni filati (*yarn*), comunemente usati per i compositi strutturali, corrispondono alla sigla EC5 10 x 2, a base di vetro E, oppure alla sigla SC5 4 x 2, a base di vetro S (Tabella 7-4).

Per le fibre di carbonio si è soliti classificare i filati in termini di "k" dove il simbolo k sta per "migliaia": ad esempio un filato da 1k sarà costituito da 1000 filamenti (66.6 tex), uno da 3k (200 tex) né conterrà 3000, ecc. Valori tipici sono: 0.5k, 1k, 3k, 6k, 12k, 18k, 24k, 48k.

Oltre che in forma di *yarn* o di *roving*, le fibre sono anche disponibili commercialmente in composizioni opportunamente arrangiate in modo da formare una grande varietà di tessuti (*fabric*). In tal caso la disposizione delle fibre può essere tale da conferire ai corrispondenti compositi delle caratteristiche di quasi isotropia nel piano. Nei tessuti si distingue una direzione principale, detta ordito (*warp*), ed una trasversale ortogonale alla prima, detta trama (*weft*).

7.2.1 Fibre di vetro

Le fibre di vetro sono state prodotte per la prima volta in laboratorio da René Ferchault de Reaumur agli inizi del XVIII secolo, ma il primo materiale composito a base di fibre di vetro fu impiegato per la prima volta dall'industria aeronautica soltanto durante la Seconda guerra mondiale (1942). Esse sono molto versatili e si producono in modo relativamente semplice a partire da materie prime disponibili in quantità praticamente illimitata.

La maggior parte delle fibre di vetro ad elevate prestazioni impiegate nella produzione di compositi sono ottenute da una miscela di ossidi metallici il cui componente principale è la silice; esse posseggono proprietà strutturali e funzionali molto interessanti, abbinate ad un costo che è il più basso rispetto a quello di tutte le altre fibre di rinforzo. Esse sono infatti molto resistenti, anche alla combustione e al calore, e mantengono circa il 25% della loro resistenza iniziale fino a poco oltre i 500°C.

La fibra di vetro resiste anche molto bene alla maggior parte dei prodotti chimici eccetto alle soluzioni acide concentrate e a quelle alcaline; quest'ultimo aspetto deve sempre essere attentamente considerato qualora esse si trovino a contatto diretto con malte e cementi. Esse sono infine materiali eccellenti per applicazioni in cui si richieda un buon isolamento elettrico, un basso coefficiente di dilatazione termica uniti ad un'elevata conduttività termica.

Le fibre di vetro vengono classificate in due categorie principali: le fibre di basso costo per impieghi generici e quelle per impieghi speciali. Oltre il 90% delle fibre di vetro in commercio appartiene di fatto alla prima categoria: esse sono designate con la lettera E e la loro composizione è precisamente determinata dalla norma ASTM D578.

Il resto delle fibre di vetro è costituito da prodotti per impieghi speciali o di alta qualità. Alcune di esse hanno una designazione basata su lettere - solitamente associate ad alcune loro proprietà, come quelle elencate in Tabella 7-4 - mentre altre sono designate con nomi commerciali; non tutte però sono normate secondo ASTM D578.

La composizione chimica delle principali fibre di vetro di interesse per il presente Documento è mostrata in Figura 7-5: come si può facilmente rilevare, il contenuto di silice delle fibre è sempre maggiore del 50%.

In termini molto generali, le fibre di vetro E sono adatte per impieghi nei quali non si prevede il contatto con ambienti aggressivi, le fibre di vetro ECR possono essere usate in contatto con ambienti alcalini moderatamente aggressivi mentre se l'ambiente alcalino è molto aggressivo le fibre AR sono probabilmente la scelta migliore.

Tabella 7-4 – Designazione delle più comuni fibre di vetro per impieghi speciali

Designazione	Proprietà
A	Elevato tenore alcalino
C	Resistente agli agenti chimici
D	Bassa costante dielettrica
ECR	Elevata resistenza chimica ed elettrica
AR	Resistente agli ambienti alcalini
R	Elevata resistenza a rottura
S	Elevati modulo elastico e resistenza

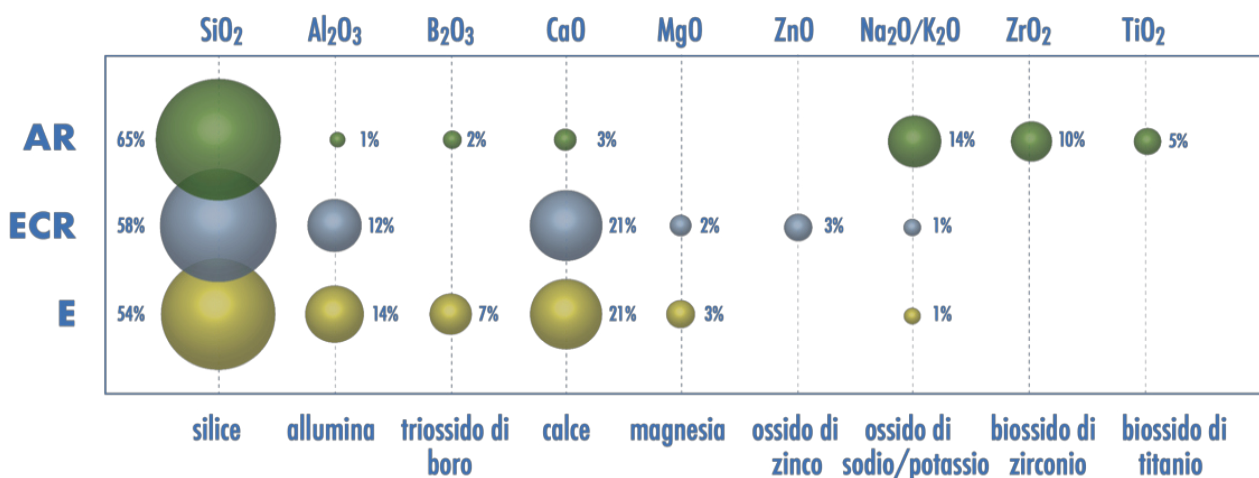


Figura 7-5 – Composizione chimica indicativa delle principali fibre di vetro per applicazioni nel settore civile.

Le diverse composizioni dei diversi tipi di fibra sono in generale finalizzate sia all'ottenimento di specifiche proprietà che di caratteristiche idonee alla loro filatura. Quest'ultima avviene con un processo di filatura da fuso: la temperatura di fusione delle miscele è compresa tra circa 1160°C per il vetro E e oltre 1500°C per il vetro S. La massa fusa è rapidamente raffreddata per impedire la cristallizzazione durante la formatura della fibra di vetro, che avviene per gravità mediante passaggio del vetro fuso attraverso boccole in lega di platino, sulle quali sono praticati una grande quantità di fori (tipicamente variabile da 400 fino a 8000) di diametro compreso tra 0.8 e 3 mm. Il diametro tipico dei filamenti così ottenuti varia da 3 a 25 μm . I singoli filamenti sono quindi combinati in fili multifilamento che vengono avvolti - normalmente senza torsione - su bobine con velocità fino a oltre 60 m/s.

I filamenti di vetro sono altamente abrasivi e il loro sfregamento reciproco durante la manipolazione potrebbe danneggiarli in modo irreversibile, compromettendo le loro caratteristiche meccaniche. Per questo motivo i filamenti appena formati, prima di essere raccolti, vengono rivestiti con opportuni "appretti" (*sizing* in inglese) appositamente formulati allo scopo di proteggerli dall'abrasione e per promuovere l'adesione con la matrice. Alcuni appretti possono anche essere temporanei - come, ad esempio, le emulsioni di olio di amido - e possono essere facilmente rimossi, ad esempio mediante riscaldamento.

I filamenti prodotti sono infine raccolti in un formatore che produce un filo (*strand*) prima di avvolgersi sulla bobina di raccolta. Il filo può essere quindi assoggettato a lavorazioni successive, necessarie per convertirlo in idonei prodotti commerciali a seconda dell'applicazione. I principali prodotti a base di fibre di vetro disponibili sul mercato sono:

- il nastro (detto "stoppino") ottenuto assemblando diversi fili (*roving*);
- il filo tagliato a formare un insieme di fibre discontinue (*chopped strand*);
- il filato per tessuti (*yarn*) che è però poco utilizzato per i compositi;
- il tessuto non tessuto (*mat*).

In anni recenti sono stati sviluppati processi per produrre roving o fibre tagliate direttamente durante la formatura dei filamenti; questi prodotti prendono il nome di roving diretto (*direct roving*) o filo tagliato diretto (*direct chopped strand*).

Il *mat* - talvolta chiamato in italiano "materassino" - è invece un tessuto non tessuto che può essere essenzialmente di due tipi: a filo continuo o a filo tagliato (Figura 7-6). In entrambi i casi le fibre vengono disposte casualmente nel piano e mantenute in posizione mediante un legante chimico, di solito termoplastico, con una solubilità nella resina da impiegare che può essere da bassa ad alta a seconda dell'applicazione.

Gli FRP a base di fibre di vetro, come già detto, si denotano usualmente con l'acronimo GFRP (*Glass Fibe Reinforced Polymers*).

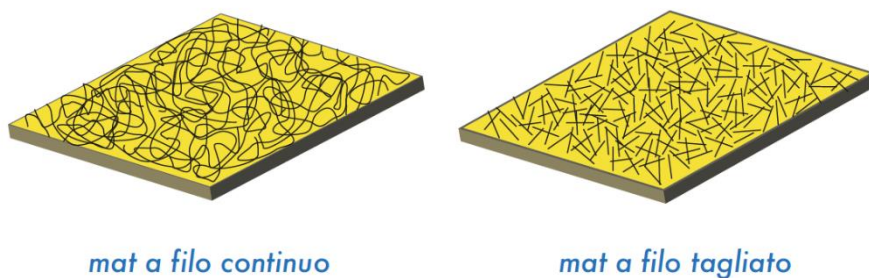


Figura 7-6 – Diversi tipi di mat.

7.2.2 Fibre di carbonio

La prima applicazione industriale nota delle fibre di carbonio risale a Thomas Alva Edison, che le ottenne nel 1879 - durante il suo lavoro sulle lampadine con bulbo a incandescenza - attraverso la pirolisi di fili di cotone o strisce di bambù. Il primo procedimento per la produzione di fibre di carbonio per compositi a partire da filamenti di poliacrilonitrile (PAN) fu invece brevettato da Akio Shindo in Giappone nel 1960. Ancora oggi, le fibre di carbonio prodotte con precursore a base di PAN rappresentano più del 95% del mercato, sebbene sin dal 1964 siano stati sviluppati processi che utilizzano altri precursori, come ad esempio la pece o il rayon. Anche la lignina o il polietilene (PE) sono stati impiegati in tempi più recenti allo scopo di ridurre il costo delle fibre di carbonio, anche se con qualche difficoltà e ottenendo proprietà meccaniche decisamente inferiori.

La fibra di carbonio è un materiale di rinforzo unico, in quanto le sue proprietà coprono una vasta gamma di caratteristiche termo-fisiche che possono essere facilmente modulate in funzione dell'applicazione desiderata, rendendo di conseguenza disponibile una grande varietà di proprietà per i materiali compositi da essa ottenuti. Oltre ad avere rapporti resistenza/peso e rigidità/peso intrinsecamente molto elevati, la fibra di carbonio è termicamente ed elettricamente conduttiva, possiede un coefficiente di espansione termica molto basso e impartisce un'eccellente resistenza a fatica agli elementi strutturali in materiale composito.

La produzione di fibra di carbonio a base PAN si svolge in due fasi distinte: la prima richiede la polimerizzazione del copolimero a base di poliacrilonitrile a partire dai monomeri prescelti, dal quale si produce poi una fibra per filatura da solvente. La fibra di PAN è chiamata acrilica se contiene almeno l'85% di acrilonitrile in peso oppure modacrilica se contiene tra il 35% e l'85% di acrilonitrile in peso. I comonomeri più comunemente utilizzati per la fabbricazione dei precursori delle fibre di carbonio includono l'acido acrilico, l'acido metacrilico (MAA), l'acido itaconico, il metacrilato, l'acrilammide, l'acetato di vinile, il bromuro di vinile e i sali di ammonio quaternario.

La fibra così ottenuta viene quindi stabilizzata in aria sotto stiro tra 200° e 300°C per un tempo compreso tra 30 e 120 minuti. Questo fa sì che le fibre assorbano molecole di ossigeno dall'aria riorganizzando i loro legami atomici.

Successivamente alla fase di stabilizzazione le fibre di PAN vengono carbonizzate per pirolisi in atmosfera inerte a temperature comprese tra 1000° e 1700°C; per ottenere una carbonizzazione più spinta è possibile applicare un trattamento termico successivo fino a 3000°C, anche in questo caso in atmosfera inerte. Durante il processo di pirolisi le fibre perdono alcuni atomi, principalmente azoto, idrogeno, ossigeno e anche una certa quantità di carbonio, che vanno a formare vari gas tra cui vapore acqueo, ammoniaca, monossido di carbonio, anidride carbonica, idrogeno, azoto e altri (Figura 7-7). Le fibre di carbonio risultano perciò costituite da piani di grafite più o meno puri e più o meno estesi a seconda dei precursori e dei processi di fabbricazione. L'organizzazione di questi piani si sviluppa principalmente in direzione della lunghezza delle fibre e per questo motivo il loro modulo di elasticità normale e la loro resistenza sono estremamente elevati nelle direzioni contenute nei suddetti piani, mentre risultano notevolmente inferiori nella direzione trasversale (comportamento anisotropo).

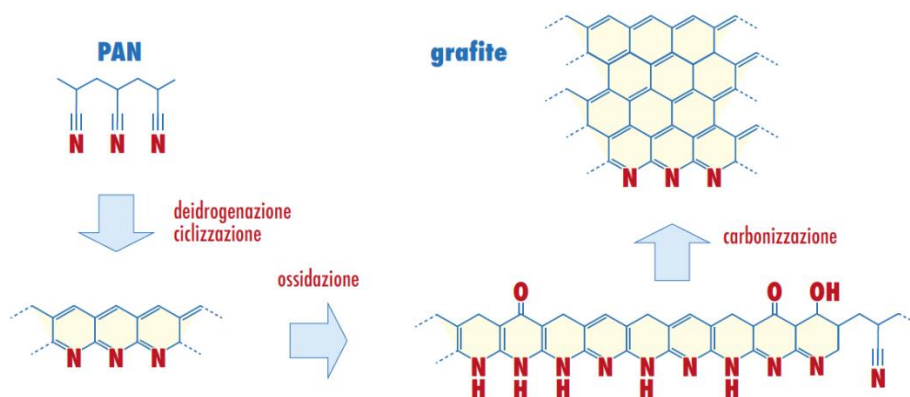


Figura 7-7 – Reazioni di decomposizione del PAN per l'ottenimento delle fibre di carbonio.

Una volta prodotte, le fibre di carbonio vengono avvolte su una bobina in modo assolutamente analogo a quanto abbiamo visto nel caso delle fibre di vetro. Analoghi sono anche i tipi di prodotti commerciali, come ad esempio il nastro o “stoppino” (*tow*), i filati ritorti per tessuti, i *mat* e i tessuti.

La designazione solitamente utilizzata per identificare questi prodotti, come già detto, è però diversa da quella utilizzata per le fibre di vetro ed è codificata dalla consuetudine e/o dalle sigle commerciali utilizzate dai principali Fabbricanti. La dimensione del nastro, del filo o del filato è ad esempio quasi sempre identificata facendo uso di un numero seguito dalla lettera “k”, che indica le migliaia di singoli filamenti (fibre) presenti nel prodotto; i più utilizzati per i materiali compositi vanno da 1k (1000 filamenti) a 24k (24000 filamenti).

Esiste anche un tipo di designazione codificato internazionalmente, che fa riferimento alla norma ISO 13002. Esso è basato su tre blocchi separati da un trattino, di cui il primo (opzionale) serve a identificare il prodotto (ad esempio, “fibra di rinforzo”), il secondo riporta la designazione della norma e il terzo si riferisce allo specifico prodotto.

Quest’ultimo blocco è suddiviso in tre sotto-blocchi, che identificano rispettivamente il tipo di precursore e la forma del prodotto, il secondo le sue proprietà mentre il terzo sottoblocco (opzionale) può contenere informazioni aggiuntive, come ad esempio il senso e la direzione della torsione oppure il tipo di appretto utilizzato.

Così, ad esempio, la sigla “ISO 13002-CF-AC,450-45-1400” designa un filo costituito da fibra di carbonio (CF) continua ottenuta da PAN (AC) con modulo elastico nominale pari a 450 GPa, resistenza nominale pari a 4,5 GPa e titolo nominale pari a 1400 *tex*. La doppia virgola conclusiva significa che non sono riportate informazioni aggiuntive.

Gli FRP a base di fibre di carbonio, come già detto, si denotano usualmente con l’acronimo CFRP (*Carbon Fiber Reinforced Polymers*).

7.2.3 Fibre aramidiche

Le fibre aramidiche (o aramidiche secondo una consuetudine invalsa in base alla corrispondente denominazione inglese) sono fibre sintetiche di natura organica il cui nome deriva dalla contrazione delle due parole “*aromatic polyamide*”, costituite cioè da un particolare tipo di poliammide nella cui molecola almeno l’85% dei gruppi ammidici è legato a due anelli aromatici. Il loro sviluppo inizia di fatto nel 1938 con la commercializzazione da parte della DuPont della prima fibra di poliammide sintetica con il nome di Nylon.

I primi progressi verso fibre con elevate caratteristiche meccaniche furono ottenuti nel 1962, sempre dalla DuPont, con l’introduzione della prima fibra aramidica a base di metafenilendiammina (MPD) denominata Nomex. Soltanto nel 1965, tuttavia, la ricercatrice Stephanie Kwolek della DuPont scoprì un nuovo metodo per produrre molecole aramidiche orientate in modo praticamente perfetto: un polimero a base di paraifenilendiammina (PPD) che, grazie allo sviluppo di legami idrogeno tra le molecole, permetteva a queste ultime di organizzarsi spontaneamente in una struttura liquido-cristallina (Figura 7-8).

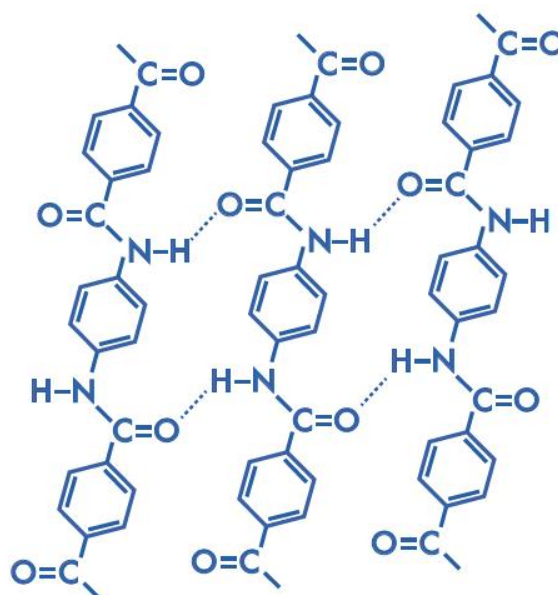


Figura 7-8 – Struttura chimica delle fibre di para-arammide.

Le fibre prodotte da PPD furono commercializzate con il nome di Kevlar, denominazione ancora oggi utilizzata in molti ambiti come sinonimo per le fibre aramidiche. Nel 1971, infine, ancora DuPont sviluppò una fibra a base di po- liparafenilentereftalamide (PPTA) che fu introdotta sul mercato con il nome di Kevlar ad alta resistenza. In definitiva, quindi, la storia dello sviluppo delle fibre aramidiche è stata quasi esclusivo monopolio di DuPont; essa è ancora oggi il maggiore produttore mondiale di fibre aramidiche - con una fetta di mercato stimata di poco meno del 70% - seguita dalla giapponese Teijin.

Il processo produttivo si basa sulla sintesi del polimero a partire da PPD e cloruro diacilico aromatico (TCI) in soluzione di esametilfosforammide (HPT) attraverso due stadi successivi a temperature di reazione relativamente basse (inferiori a 100°C). Dopo lavaggio, filtrazione ed essiccazione, il polimero viene filato con un processo di filatura da soluzione (a secco o a umido a seconda del tipo di prodotto) utilizzando come solvente l'acido solforico. La struttura cristallina, già presente nella fase liquida, si allinea nella direzione di flusso per effetto degli sforzi di taglio agenti nella filiera e si ritrova quindi completamente orientata in direzione della lunghezza della fibra dopo la coagulazione della stessa. La struttura che ne risulta è mostrata in Figura 7-9.

Successivamente alla filatura le fibre aramidiche vengono sottoposte a trattamenti termici sotto stiro a temperature comprese tra 360°C e 550°C per migliorare le loro proprietà; si possono ottenere così valori di modulo elastico fino a oltre 140 GPa e valori di resistenza fino a oltre 4 GPa.

Grazie alle loro eccellenti proprietà meccaniche combinate con l'elevata resistenza termica e la leggerezza. Le fibre di para-arammide (Kevlar) trovano impiego in un vasto campo di applicazioni industriali e aerospaziali sia militari che civili che include protezioni balistiche personali e blindature leggere, serbatoi in pressione, dischi per freni e frizioni, rinforzi per pneumatici, guanti protettivi, applicazioni di isolamento elettrico e schede per circuiti stampati. Le fibre aramidiche sono molto utilizzate in laminati cosiddetti "ibridi" dove le peculiari caratteristiche delle fibre aramidiche si combinano in modo sinergico con quelle di altre fibre di rinforzo soprattutto negli elementi strutturali potenzialmente assoggettati ad urti - come, ad esempio, i pannelli di rivestimento - oppure in presenza di sollecitazioni dinamiche grazie alla capacità delle fibre aramidiche di smorzare le vibrazioni.

La designazione delle fibre aramidiche è codificata dalla consuetudine di riportare un valore numerico dopo il nome commerciale: sono disponibili diversi tipi, da quello per applicazioni balistiche e per cavi elettrici (Kevlar 29) a quello con modulo elevato (Kevlar 149).

Il tipo di fibra aramidica più utilizzata con i compositi è il Kevlar 49, che ha una resistenza simile al 29 ma un modulo elastico maggiore di circa il 50%, mentre il Kevlar 149 ha un modulo elastico più elevato di circa il 40% e un assorbimento di umidità inferiore del 70% rispetto al Kevlar 49. Esistono poi altri tipi di fibre denominati Kevlar 129 (con elevata tenacità, HT), Kevlar 119 (con elevata deformazione a rottura, HE) e Kevlar 68 con caratteristiche intermedie rispetto ai due (detto anche ad elevate prestazioni, HP). Altri nomi commerciali per le fibre aramidiche sono Twaron e Technora (prodotte da Teijin), Vectran (sviluppata da Celanese) e Staramid.

Proprio l'assorbimento di umidità, unito ad una spiccata tendenza alla degradazione per esposizione diretta all'irraggiamento solare con conseguente severa riduzione della resistenza meccanica, costituiscono i principali limiti per le applicazioni di queste fibre nel settore dei materiali compositi. Per contro, la loro struttura cristallina molto regolare e compatta è all'origine del valore straordinariamente elevato di tenacità di queste fibre, che le rende molto durevoli in varie applicazioni anche non legate al settore dei materiali compositi (come, ad esempio, nel rivestimento di cavi sottomarini).

Le fibre aramidiche sono disponibili in commercio sotto forma di *yarn*, *roving* e di tessuti. Gli FRP a base di fibre aramidiche, come già detto, si denotano usualmente con l'acronimo AFRP (*Aramidic Fiber Reinforced Polymers*).

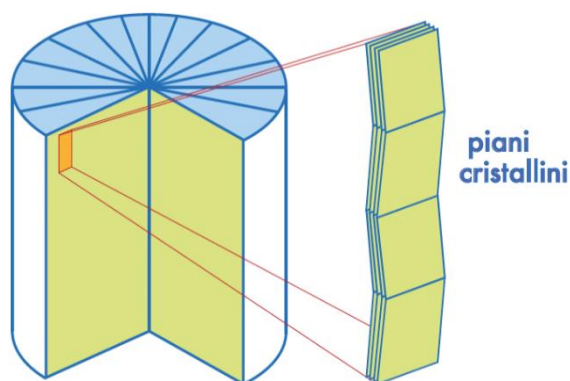


Figura 7-9 – Struttura cristallina delle fibre aramidiche.

7.2.4 Fibre di basalto

In anni recenti le fibre ottenute dal basalto hanno trovato numerose applicazioni in sostituzione delle fibre di vetro, soprattutto laddove sia richiesta un'elevata resistenza al fuoco.

Queste fibre sono state ottenute per la prima volta dall'Istituto di Ricerca per il Vetro e la Plastica di Mosca nel 1953; si tratta quindi di una fibra ad alta tecnologia sviluppata nell'ex Unione Sovietica e che ha trovato le prime applicazioni commerciali dopo 30 anni di ricerca e sviluppo, con il primo forno di produzione industriale avviato nel 1985 in Ucraina.

Il basalto è un materiale naturale che si trova nelle rocce vulcaniche originate da lava raffreddata rapidamente e che presenta una temperatura di fusione compresa tra 1500 e 1700 °C. Circa l'80% delle rocce basaltiche è costituito da due minerali fondamentali - plagioclasio e pirossene - composti principalmente da silice (SiO_2) e allumina (Al_2O_3). Il processo di fabbricazione di queste fibre è molto simile a quello della fibra di vetro, ma il minor consumo di energia e l'assenza di additivi lo rende più economico.

Le fibre di basalto hanno proprietà meccaniche simili a quelle di vetro, ottima stabilità chimica e buona resistenza agli agenti atmosferici, agli ambienti alcalini e all'esposizione agli acidi. La stabilità termica dipende dalla composizione della materia prima ma tende ad essere migliore rispetto a quella delle fibre di vetro: essa è in gran parte determinata dalla presenza di micropori che limitano la convezione dell'aria e l'irraggiamento, per cui i tessuti di fibre di basalto sono molto utilizzati anche per isolamento termico e protezione passiva antifiama.

Gli FRP a base di fibre di basalto si denotano usualmente con l'acronimo BFRP (*Basalt Fiber Reinforced Polymers*).

7.2.5 Microtrefoli e trecce in acciaio

I microtrefoli e le trecce utilizzati nei sistemi SFRP sono costituiti da fili in acciaio di diverso tipo. In generale, vengono utilizzati acciai ad altissima resistenza (*Ultra-High Tensile Strength Steel*, UHTSS) originariamente sviluppati per l'industria degli pneumatici. I fili di acciaio hanno comunemente un diametro di 0.10 – 0.50 mm e vengono attorcigliati l'uno all'altro per formare microtrefoli o trecce con sezione trasversale variabile tra 0.30 e 0.60 mm². Esistono diversi layout, che comprendono microtrefoli composti da cinque filamenti attorcigliati (Figura 7-10a), microtrefoli con tre filamenti rettilinei e altri due avvolti intorno ad essi (Figura 7-10b), microtrefoli composti da 12 filamenti di acciaio attorcigliati con un filamento aggiuntivo avvolto intorno ad essi con un angolo di torsione più stretto (Figura 7-10c), oppure trecce costituite da piccoli filamenti attorcigliati (Figura 7-10d).

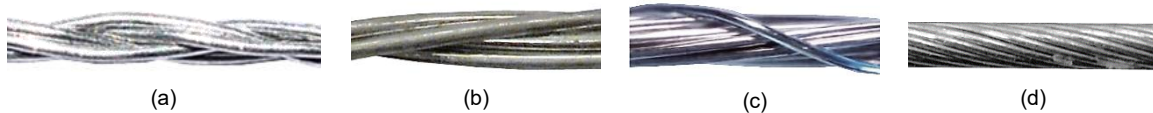


Figura 7-10 – Tipologie più comuni di microtrefoli (a-c) o trecce (d) in acciaio per la formazione di sistemi SFRP.

La disposizione in avvolgimento riduce leggermente la resistenza e la rigidità del trefolo rispetto a quelle del singolo filo in acciaio, ma ne incrementa l'adesione alla matrice e conferisce al tessuto una migliore stabilità geometrica nelle operazioni di installazione. I fili di acciaio devono essere protetti dalla corrosione mediante galvanizzazione in zinco (Figura 7-11), oppure essere realizzati in acciaio inox. I risultati di prove di trazione dopo invecchiamento artificiale accelerato in ambienti aggressivi hanno mostrato che una adeguata protezione dei filamenti dalla corrosione si ottiene con un rivestimento in zinco di almeno 22 g/kg.

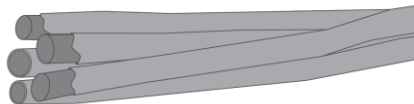


Figura 7-11 – Trefolo in acciaio UHTSS con fili galvanizzati.

I microtrefoli o le trecce sono disposti parallelamente l'uno all'altro, per formare tessuti unidirezionali, e quindi avvolti a formare una bobina per la commercializzazione. Le proprietà meccaniche sono definite nella sola direzione dei microtrefoli/trecce (direzione longitudinale) mentre sono nulle nella direzione trasversale. Il collegamento trasversale può essere garantito mediante sottili filamenti metallici privi di funzione strutturale atti a formare un tessuto per mantenere nella loro posizione i microtrefoli/trecce durante l'installazione, oppure mediante termosaldatura a una rete di fibre di plastica o di vetro, priva di funzione strutturale ma atta a consentirne lo stoccaggio e l'installazione.

La spaziatura dei microtrefoli/trecce varia da 1.1 mm (23 per pollice) a 6.35 mm (4 per pollice). A seconda dell'area dei fili, del loro numero e della densità dei microtrefoli/trecce, lo spessore equivalente dei tessuti varia tra 0.075 mm e 0.440 mm. In base allo spessore equivalente (t_f), i tessuti possono essere classificati come a bassa ($t_f < 0.1$ mm), media ($0.1 \text{ mm} < t_f < 0.3$ mm) o alta ($t_f > 0.3$ mm) densità. I valori corrispondenti espressi come densità di massa superficiale sono: 600-1500 g/m², 1500-2500 g/m² e 2500-3300 g/m².

Il comportamento meccanico a trazione dei sistemi SFRP è governato dal tessuto di acciaio, mentre il contributo della matrice di resina è sostanzialmente trascurabile, salvo che per i tessuti a bassa densità, dove fornisce un piccolo contributo aggiuntivo in termini di rigidità.

Il comportamento a trazione dell'acciaio UHTSS è confrontabile con quello degli acciai ad alto tenore di carbonio comunemente utilizzati nelle strutture in cemento armato precompresso. Si osserva un tratto elastico lineare fino al 60-70% della resistenza ultima e successivamente una graduale diminuzione della rigidità fino al raggiungimento della tensione ultima. Per tenere conto di questa riduzione di rigidità precedente al picco di resistenza, i protocolli di qualificazione e le classi di resistenza dei sistemi SFRP fanno riferimento alla tensione al limite dello snervamento, definita come quella corrispondente ad una deformazione residua allo scarico dello 0.1%, piuttosto che a quella di rottura.

Come per gli altri sistemi FRP le proprietà meccaniche sono riferite all'area della sezione trasversale del tessuto, al netto, cioè della resina. I risultati di prove disponibili in letteratura forniscono valori della resistenza dei tessuti in acciaio compresa tra 2000 e 3300 MPa, deformazione ultima compresa tra 1.6% e 2.2%, modulo elastico compreso tra 180 e 220 GPa, ed una tensione convenzionale di snervamento compresa tra 1600 e 2600 MPa. I tessuti in acciaio inox attualmente in commercio presentano valori di resistenza di circa 1500 MPa con un modulo elastico di circa 180 GPa.

7.2.6 Fibre naturali

Sotto la spinta della crescente consapevolezza per la riduzione dell'impatto ambientale delle attività umane - che incentiva l'utilizzo dei materiali sostenibili - l'uso di fibre naturali per sostituire le fibre di vetro come rinforzo in compositi per applicazioni strutturali e semi-strutturali è diventato negli ultimi anni sempre più frequente, tanto da rappresentare attualmente circa il 15% del mercato europeo dei compositi. Le fibre naturali possono avere proprietà meccaniche simili a quelle delle fibre di vetro ma presentano una densità inferiore, sono biodegradabili e non abrasive; inoltre, solitamente esse presentano anche un costo inferiore rispetto alle altre fibre di rinforzo.

La fibra naturale più impiegata per applicazioni strutturali è il lino (*Linum usitatissimum*) che costituisce circa il 20% del mercato, seguito da kenaf (8%), canapa (5%) e juta. L'Europa è oggi il maggiore produttore ed esportatore di lino del mondo, principalmente da Francia, Belgio e Paesi Bassi.

Il ciclo di crescita del lino è breve, con solo 100 giorni tra la semina di marzo e la mietitura a luglio.

Le fibre lunghe e regolari di lino sono solitamente utilizzate per produrre filati tessili per l'abbigliamento e l'arredamento; per i compositi si usano fibre di qualità inferiore, oggi principalmente utilizzate per la produzione di pannelli per gli interni delle autovetture. Le fibre di lino sono estratte dalla zona del libro (strato subcorticale vascolarizzato che si trova tra la corteccia e lo xilema) presente nello stelo della pianta: nella sezione di uno stelo sono presenti circa una ventina di fasci di fibre, ciascuno dei quali contiene tra dieci e quaranta fibre singole collegate tra loro da lamelle di pectina.

Analogamente alla fibra di cotone, anche la fibra di lino è costituita principalmente da cellulosa, ma la sua struttura è più cristallina, il che rende la fibra più resistente e più rigida. La lunghezza delle fibre può essere di diverse decine di centimetri e il loro diametro medio è compreso tra 10 e 20 μm .

Le fibre di lino possono assorbire quantità rilevanti di umidità dall'ambiente (fino a oltre il 12% in peso). Un contenuto di umidità così elevato può rappresentare un problema durante la produzione dei componenti in composito e perciò deve sempre essere attentamente controllato; le sostanze cerosi presenti sulla superficie delle fibre di lino, inoltre, influenzano la bagnabilità delle fibre e le caratteristiche di adesione con le matrici per compositi. È quindi sempre opportuno, prima di utilizzare le fibre di lino nella fabbricazione dei compositi, sottoporle ad opportuni trattamenti chimici e fisici.

Altre fibre naturali possono essere sisal, canapa, cocco, cotone, abaca, fibre da foglie di banana, bambù, paglia di grano o altri materiali fibrosi naturali. Tuttavia, anche se le possibilità sono molte e le possibili combinazioni sono virtualmente infinite, le fibre da libro (lino, canapa e juta) sono attualmente quelle di maggior interesse per i materiali compositi strutturali.

7.2.7 Proprietà delle fibre

L'applicazione delle fibre di rinforzo nella realizzazione dei materiali compositi strutturali richiede che vengano esaminati innanzitutto il tipo di comportamento meccanico e le principali proprietà meccaniche (modulo elastico, resistenza e deformazione a rottura) delle fibre stesse.

In generale, tutte le fibre presentano un comportamento elasto-fragile caratterizzato da una risposta elastica lineare alla sollecitazione applicata seguita da una frattura fragile, come mostrato in Figura 7-12.

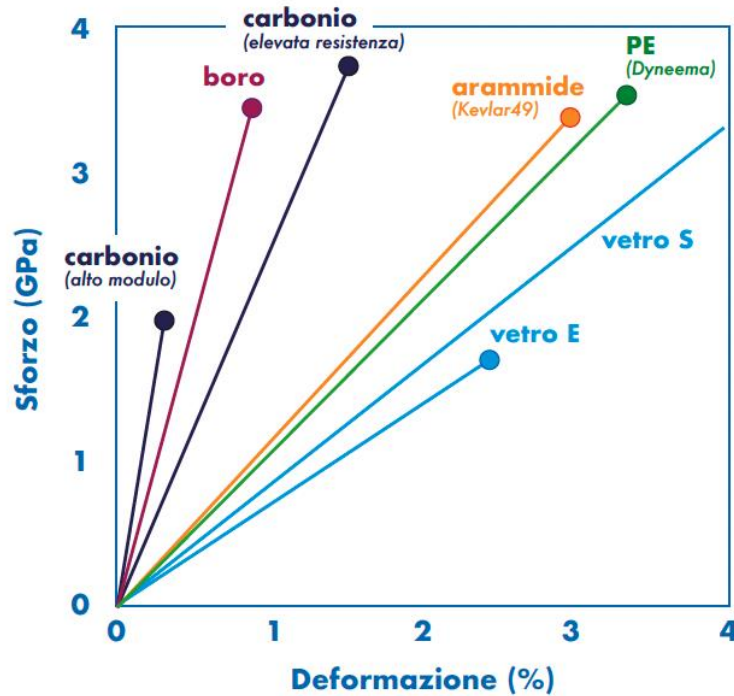


Figura 7-12 – Curve sforzo-deformazione delle principali fibre di rinforzo.

Un confronto tra i valori caratteristici delle principali proprietà per i più importanti tipi di fibre di rinforzo è mostrato invece in Figura 7-13.

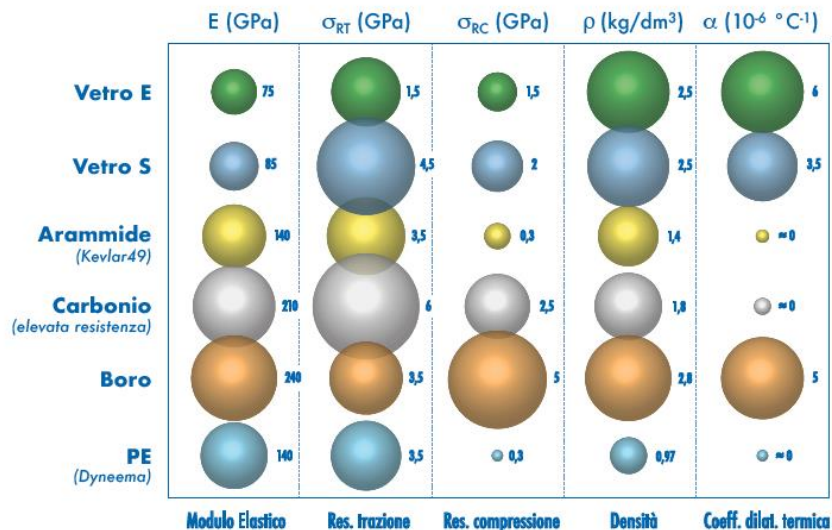


Figura 7-13 – Confronto tra alcune proprietà delle principali fibre di rinforzo.

Per quanto riguarda i moduli elastici, si osservano essenzialmente tre gruppi: le fibre di vetro, con valori di modulo compresi tra 75 e 85 GPa, le fibre aramidiche con valori di modulo fino a 140 GPa

e le fibre di carbonio con valori che si collocano al di sopra dei 200 GPa. Le fibre di carbonio presentano valori di modulo elastico molto variabili al variare del tipo di precursore e del processo di carbonizzazione/grafitizzazione, come mostrato in Figura 7-14.

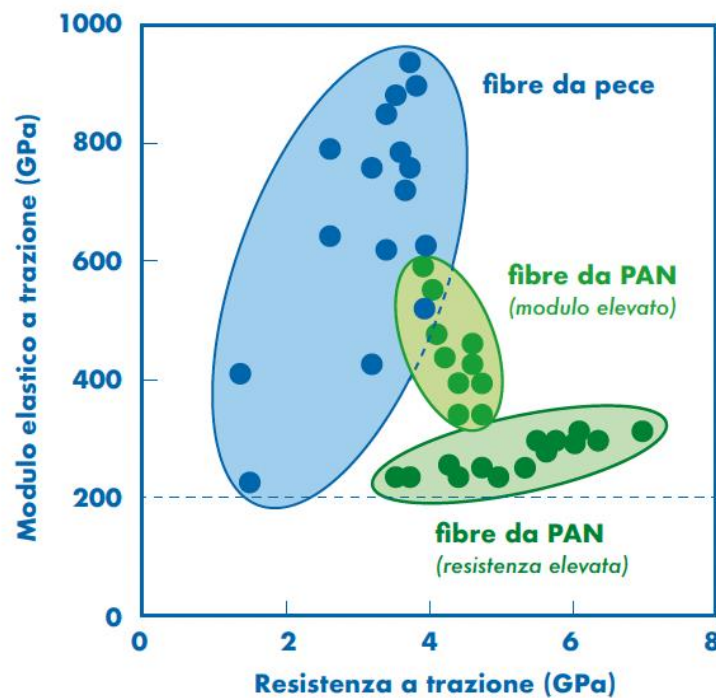


Figura 7-14 – Proprietà meccaniche delle principali fibre di carbonio.

Le fibre di carbonio ottenute da pece costituiscono meno del 5% del mercato totale delle fibre di carbonio e sono utilizzate in applicazioni molto particolari, spesso in ambito militare, grazie alla possibilità di ottenere valori massimi di modulo elastico prossimi a 1000 GPa. A seconda della temperatura del trattamento termico finale delle fibre, le fibre di carbonio da PAN si distinguono in fibre a resistenza elevata o a modulo elevato; l'elevata temperatura di trattamento dà luogo a fibre con maggiore ordine microstrutturale (a patto di riuscire ad applicare un pretensionamento sufficiente) che consentono di ottenere valori di modulo elastico fino a circa 600 GPa.

Non è però possibile con le fibre di carbonio da PAN, come invece avviene con le fibre di carbonio da pece e con la maggior parte delle altre fibre di rinforzo, ottenere contemporaneamente valori di modulo e di resistenza elevati.

Per quanto riguarda i valori del coefficiente di Poisson, le fibre di vetro presentano valori solitamente compresi tra 0.16 e 0.2 mentre per le fibre di carbonio il valore è più elevato (compreso tra 0.26 e 0.3) anche causa dell'anisotropia della loro struttura; le fibre aramidiche presentano un valore ancora superiore (0.37).

Deve essere sottolineato che – con la sola eccezione delle fibre di vetro – le fibre di rinforzo sono materiali intrinsecamente anisotropi e di conseguenza le loro proprietà in direzione longitudinale (di cui abbiamo parlato finora) possono essere molto diverse da quelle in direzione radiale. Nonostante questa differenza possa avere in molti casi un'importanza limitata, almeno per le più comuni applicazioni delle fibre come materiale di rinforzo per i compositi (nelle quali le sollecitazioni principali sono prevalentemente dirette nel senso della lunghezza delle fibre stesse), esistono casi in cui è necessario tenerne conto.

A puro titolo di esempio, le fibre polietileniche hanno un modulo elastico trasversale di circa 40 volte inferiore rispetto a quello in direzione longitudinale e una resistenza a trazione in direzione trasversale inferiore di ben due ordini di grandezza rispetto a quella longitudinale. Anche per quanto riguarda le fibre di carbonio, i valori di modulo elastico radiale sono molto inferiori rispetto a quelli misurati in direzione longitudinale e risultano essere compresi tra 10 e 20 GPa sia per le fibre da PAN che per

quelle da pece. Considerazioni simili valgono anche per il modulo di elasticità tangenziale G_{12} , che nel caso delle fibre di carbonio risulta essere dell'ordine dei 15 GPa.

I valori di densità più elevati si riscontrano per le fibre di vetro e si collocano intorno ai 2.5 kg/dm^3 ; quelli delle fibre di carbonio e delle fibre aramidiche sono inferiori e pari rispettivamente a 1.8 e 1.4 kg/dm^3 .

Per quanto riguarda infine il coefficiente di dilatazione termica lineare, le fibre di vetro presentano un valore positivo compreso tra 3 e $6 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$, mentre le fibre di carbonio e aramidiche mostrano valori negativi (con un minimo di $-2 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ per le fibre aramidiche) a causa dell'effetto di riorrganizzazione della struttura cristallina che avviene all'aumentare della temperatura. Valori negativi del coefficiente di dilatazione termica sono molto apprezzati in caso di applicazioni che prevedono elevate escursioni termiche durante l'esercizio – come, ad esempio, le applicazioni spaziali – in quanto consentono di mantenere tolleranze dimensionali molto strette; con un'opportuna scelta della sequenza di stratificazione dei laminati è infatti possibile ottenere coefficienti di dilatazione termica complessivi prossimi allo zero.

Altre proprietà non strettamente correlate al comportamento strutturale ma piuttosto a funzionalità accessorie richieste al componente – e per questo talvolta chiamate anche proprietà “funzionali” – sono ad esempio le proprietà di trasporto (come la conduzione di calore o di elettricità oppure l'assorbimento di umidità) oppure le proprietà magnetiche. Per quanto riguarda la resistenza al passaggio di elettricità, ad esempio, le fibre polimeriche presentano valori di resistività molto elevati ($> 10^{14} \Omega \text{ cm}$) e sono quindi ottimi isolanti. Le fibre di vetro presentano valori di resistività soltanto leggermente inferiori, dell'ordine di $4 \cdot 10^{12} \Omega \text{ cm}$, e rientrano quindi anch'esse nella categoria dei materiali isolanti. Le fibre di carbonio, invece, hanno una resistività di ordini di grandezza inferiore (dell'ordine di $30 \Omega \text{ cm}$) che le rende adatte ad impieghi specifici in cui è richiesta una buona conduttività elettrica come ad esempio la verniciatura elettrostatica, la schermatura elettromagnetica o la fabbricazione di termoresistenze.

La conduttività termica delle fibre aramidiche è molto bassa ($4 \cdot 10^{-2} \text{ W/m K}$) mentre quella delle fibre di vetro è di due ordini di grandezza più elevata (1.3 W/m K). Ancora maggiore è la conduttività termica delle fibre di carbonio da PAN (da 5 a 15 W/m K). Le fibre di carbonio da pece, infine, possono presentare un valore massimo di 800 W/m K , ben superiore persino a quello dell'alluminio (205 W/m K).

7.2.8 Caratteristiche tecniche del filo

I fili non sono commercializzati come materiali per il rinforzo strutturale, in quanto costituiscono la materia prima per la fabbricazione dei tessuti. Le aziende produttrici possono mettere a disposizione le caratteristiche meccaniche del filo. La normativa internazionale di riferimento è la ISO 2113.

Per determinare o verificare il titolo di un filo è possibile operare secondo la norma ISO 1889. Si preleva, cioè, dal tessuto un campione di filo di lunghezza definita e se ne effettua la pesatura; il valore del titolo è dato dal rapporto:

$$T_x = \frac{P \cdot 1000}{L} \quad (7.2)$$

essendo T_x il titolo del filo, espresso in tex [g/km]; P la massa del campione, espresso in grammi; L la lunghezza del campione, espressa in metri.

L'area, in mm^2 , della sezione trasversale di un filo o di una matassa (*yarn, tow o roving*), A , è determinabile a partire dal titolo e dalla densità del filato mediante la seguente relazione:

$$A = \frac{T_x}{\rho \cdot 1000} \quad (7.3)$$

essendo ρ la densità di massa del filo, espressa in g/cm^3 , e T_x il titolo, espresso in *tex*.

La valutazione delle suddette quantità può essere utile per un controllo di qualità del prodotto fornito.

7.2.9 Tessuti non impregnati

Allo scopo di applicare rapidamente il rinforzo in fase di stesura, nelle applicazioni relative al presente documento si fa quasi sempre uso di tessuti. Per la tessitura si possono utilizzare telai tessili tradizionali a “navetta”, che producono tessuti con fibre intrecciate, oppure in telai speciali per la produzione di tessuti monodirezionali o multiasiali con fibre non intrecciate. Per applicazioni speciali possono anche essere impiegate macchine per maglieria o trecciatura. Il tessuto non impregnato di resina è comunemente contraddistinto dall’attributo “secco”.

I tessuti più comuni sono quelli a telaio tradizionale con trama a tela oppure diagonale, che hanno caratteristiche molto simili sia nella direzione della trama che in quella dell’ordito (tessuti simmetrici) mentre i tessuti monodirezionali forniscono buone proprietà in un’unica direzione. I tessuti multiasiali hanno invece proprietà bilanciate in diverse direzioni.

Le principali caratteristiche di un tessuto includono il tipo e il titolo del filato utilizzato sia in trama che in ordito, il tipo di “armatura” (*weave pattern*), la “riduzione” (*count*) e il peso per unità di superficie. La riduzione del tessuto identifica il numero di fili di trama e ordito per unità di lunghezza (di solito n° di fili al centimetro) che determina quanto è “battuto” un tessuto – cioè, in pratica quanto è “fitto”. I tipi di armatura più comunemente utilizzati nel settore dei materiali compositi sono a tela (*plain*), panama (*basket*), diagonale (*twill*) e raso (*satén*), come mostrato in Figura 7-15. La scelta del tipo del tessuto determina alcune importanti proprietà come la formabilità (detta anche “drappabilità”) e le prestazioni finali del composito.

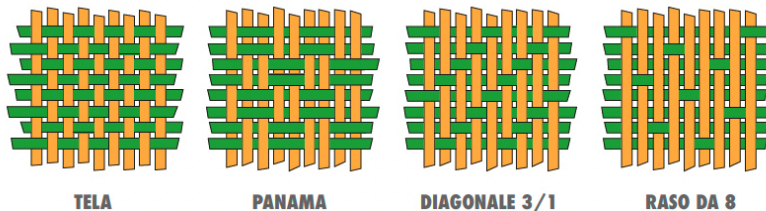


Figura 7-15 – Principali tipi di tessuti a telaio tradizionale.

L’insieme di tutte le caratteristiche di un tessuto può essere codificato dallo “stile” del tessuto (*style*), una sigla che fu introdotta per la prima volta in ambito aeronautico militare negli anni ‘50 (norme MIL-C-9084 ora diventate AMS-C-9084) e che si è evoluta nel tempo spesso assumendo designazioni diverse per i diversi Fabbricanti. Ad esempio, un tessuto stile 7781 è costituito da fibre di vetro con armatura raso da 8 ed è largamente utilizzato nell’industria aeronautica per gli interni delle cabine.

La tela (*plain weave*) è il tipo più semplice di armatura, nella quale i fili di ordito passano una volta sopra e una volta sotto i fili di trama. L’armatura panama è simile alla tela, ma ha due o più fili di ordito che si intrecciano (legano) sopra e sotto un uguale numero di fili di trama; ciò produce un tipico effetto “a scacchiera”, con le dimensioni delle caselle che dipendono dal numero di fili lavorati assieme.

Il tessuto diagonale (*twill*) ha uno o più fili di ordito che separano due punti di legatura con la trama, come nel caso della tela, ma in questo caso i punti sono sfalsati e la struttura che ne risulta è una diagonale orientata a 45°. Un particolare tipo di tessuto diagonale è ad esempio il batavia.

Nell'armatura a raso (*satén*), infine, i punti di legatura sono ridotti al minimo indispensabile in modo da risultare quasi invisibili, mantenendo così i fili molto più rettilinei che nei casi precedenti. Un raso "da otto", ad esempio, è un tessuto in cui soltanto un filo di ordito ogni otto si lega con la trama. Si noti come la superficie totale dei fili di ordito (colorati di arancione in Figura 7-15) visibili con continuità al di sopra della trama (colorata di verde) aumenti da sinistra verso destra, ad indicare una maggiore rettilinearità dei fili di ordito a causa del minor numero di legature rispetto – ad esempio – ad un tessuto a tela.

Dal punto di vista della produzione di un componente in materiale composito, l'armatura raso è quella che meglio si adatta a conformarsi a superfici complesse, in quanto a pari titolo del filato e riduzione il tessuto risulta più "morbido" a causa del minor numero di legature tra trama e ordito per unità di superficie. E' anche il tipo di tessuto per il quale si hanno le migliori proprietà meccaniche del composito, in quanto l'ondulazione (*crimp*) delle fibre dovuta alle legature con la trama è ridotta al minimo.

Queste caratteristiche sono possedute in ordine decrescente dai tessuti diagonale, panama e tela. In generale, tuttavia, qualunque sia il tipo di armatura le fibre di un tessuto risulteranno sempre più ondulate in entrambe le direzioni della trama e dell'ordito rispetto ad un unidirezionale o ad un multiassiale (vedi sotto).

Per contro, i tessuti a raso sono i meno stabili durante le operazioni di manipolazione e devono essere perciò trattati con cura e attenzione. Per produrre rapidamente laminati di elevato spessore aventi curvature non troppo complesse e per i quali la riduzione di proprietà dovuta all'ondulazione delle fibre non è un fattore di criticità si utilizzano quindi di preferenza tessuti a tela o diagonale, che sono più stabili e per questo sono largamente i più venduti.

Una soluzione al problema del necessario compromesso tra il mantenimento delle proprietà e la rapidità di esecuzione dato dall'impiego dei tessuti tradizionali a "navetta" si può trovare con tessuti cosiddetti "multiassiali", nei quali fili monodirezionali sono stratificati uno sull'altro secondo angoli qualsiasi - e quindi non solo ortogonali tra di loro (Figura 7-16). Gli strati sono poi legati assieme da una "impuntura", cioè da una cucitura a punti distanti che trapassa tutti gli strati e garantisce la stabilità del tessuto durante le operazioni di manipolazione. Il caso limite del tessuto multiassiale è rappresentato dal tessuto monodirezionale, costituito da un solo strato di fibre. Questi tessuti, non presentando legature tra le fibre orientate nelle diverse direzioni, hanno tutte le fibre disposte in modo perfettamente rettilineo e sono quindi noti anche come tessuti "*non-crimp*" (*non crimp fabric*, NCF). Oltre alle proprietà meccaniche più elevate grazie alla mancanza di ondulazione delle fibre, gli NCF presentano anche una migliore conformabilità su superfici molto complesse - ad esempio quelle con doppia curvatura - senza dare origine alle "grinze" che normalmente si presentano quando si impiegano tessuti tradizionali o nastri preimpregnati. Tale caratteristica si origina dalla possibilità delle fibre di scorrere le une rispetto alle altre, in quanto non vi sono legature che limitano questo movimento. Per questi motivi l'uso di NCF si sta rapidamente imponendo in tutti i settori che richiedono la fabbricazione di elementi strutturali di forma complessa.

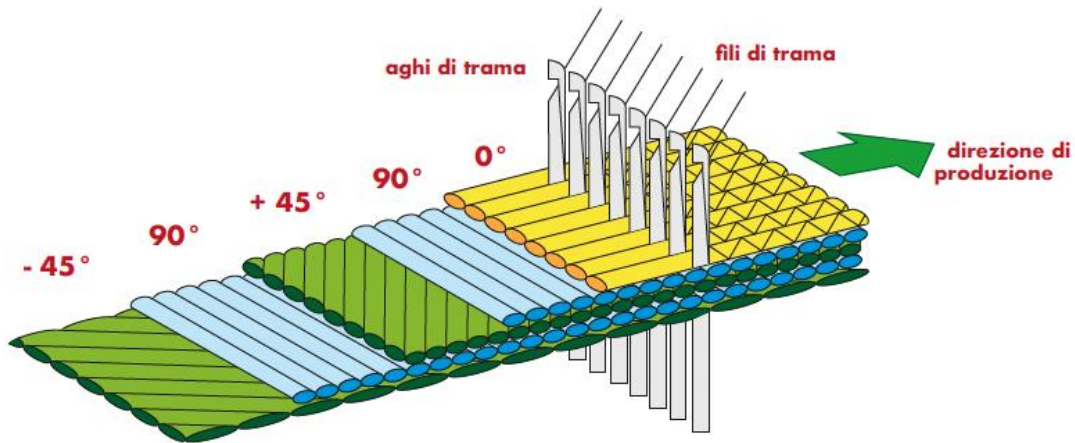


Figura 7-16 – Esempio di tessuto multiassiale.

7.2.10 Caratteristiche tecniche dei tessuti non impregnati

I tessuti per il rinforzo strutturale sono comunemente distribuiti allo stato secco ed in rotoli, da utilizzare per l'impregnazione in cantiere con apposite resine. Possono essere unidirezionali, con le fibre tutte orientate nella direzione della lunghezza e tenute insieme da una trama leggera di tipo non strutturale; bidirezionali, costituiti da una tessitura trama-ordito ortogonale di solito bilanciata (stessa percentuale di fibre nelle due direzioni); multiassiali, con fibre orientate in diverse direzioni del piano. La normativa generale di riferimento è la UNI 8099:1980.

Per tessuti multiassiali, oltre alle indicazioni generali riguardanti il tipo di filato e le altre caratteristiche del tessuto, deve essere riportata anche l'orientazione di ciascuno strato di fibre.

Nel seguito sono illustrati esempi relativi alla determinazione di alcune quantità caratteristiche dei tessuti utilizzati per il rinforzo strutturale.

Nel caso in cui siano forniti solo il titolo del filato e la geometria, la determinazione della massa per unità di superficie delle fibre (grammatura) in una determinata direzione può essere eseguita attraverso la seguente relazione:

$$\rho_x = \frac{T_x \cdot N_f}{10} \quad (7.4)$$

nella quale ρ_x è la massa del tessuto o della componente del tessuto nella direzione interessata, espressa in g/m^2 , T_x è il titolo del filato riferito alla direzione in esame, espresso in tex [g/km], N_f è il numero di fili per unità di larghezza riferiti alla direzione in esame [no/cm].

Ad esempio, dato un tessuto unidirezionale caratterizzato da 3.8 fili/cm e da un titolo del filato di 800 tex, la massa per unità di superficie risulta essere:

$$\rho_x = \frac{800[\text{tex}] \cdot 3.8[\text{fili/cm}]}{10} = 304 \text{ g/m}^2 \quad (7.5)$$

Nel caso in cui sia necessario determinare il numero di fili disposti in un'assegnata direzione per unità di lunghezza nella direzione ortogonale, si può operare secondo la norma ISO 4602: si contano cioè i fili disposti in direzione ortogonale su una base prefissata del tessuto (larga ad esempio 10 cm) e si riconduce tale numero proporzionalmente all'unità di lunghezza prescelta.

7.3 MATRICI DEI COMPOSITI FRP

La matrice è un componente essenziale dei materiali compositi, la cui importanza si manifesta sia nelle tecnologie di fabbricazione che nelle proprietà finali dei componenti. Essa ha il compito di dare continuità al materiale (sostanzialmente occupando tutti gli spazi liberi lasciati dalle fibre), di proteggere le fibre stesse dall'azione degli agenti esterni siano essi ambientali o meccanici (ad es. abrasione) ed infine di ripartire in modo uniforme le azioni meccaniche esterne tra le diverse fibre in modo da ottimizzare la resistenza del materiale composito. A tale scopo, è essenziale che la matrice non presenti vuoti o discontinuità e che sia in grado di sviluppare una buona adesione con le fibre e di mantenerla durante tutta la vita utile del composito.

Le matrici oggetto del presente documento sono quelle cosiddette “polimeriche”, che presentano la caratteristica di essere composte da molecole lunghe e molto flessibili (dette “macromolecole”) derivanti dalla combinazione ripetitiva di molecole relativamente semplici dette “monomeri”. La denominazione dei polimeri deriva quindi dal nome dei monomeri preceduto dal prefisso “poli”: ad esempio il polietilene è una macromolecola ottenuta a partire dal monomero di etilene, il polipropilene dal monomero di propilene e così via. Nel settore dei materiali compositi, i polimeri sintetici sono generalmente chiamati “resine sintetiche” o anche semplicemente “resine”.

I polimeri sintetici possono essere classificati in due principali categorie: i “termoplastici” – nei quali le singole catene polimeriche si scambiano solamente interazioni deboli (tipo van der Waals, dipolo-dipolo o legami idrogeno) per cui il materiale può essere reso liquido per semplice riscaldamento – e i “termoindurenti”.

Le matrici più utilizzate per la fabbricazione dei compositi fibrorinforzati sono le termoindurenti. Tali resine sono disponibili in forma parzialmente polimerizzata e si presentano liquide o pastose a temperatura ambiente. Per miscelazione con un opportuno reagente esse polimerizzano (reticolano) fino a diventare un materiale solido vetroso; la reazione può essere accelerata agendo sulla temperatura. I vantaggi da esse presentati sono diversi: sono caratterizzate da una bassa viscosità allo stato fluido e quindi da una relativa facilità di impregnazione delle fibre, da ottime proprietà adesive, dalla possibilità di avere formulazioni che reticolano a temperatura ambiente, da una buona resistenza agli agenti chimici, dall'assenza di una temperatura di fusione, ecc. I principali svantaggi sono invece rappresentati dall'ampiezza del campo di temperature di esercizio, limitato superiormente dalla temperatura di transizione vetrosa, dalla modesta tenacità a frattura (comportamento “fragile”) e dalla sensibilità all'umidità in fase di applicazione sulla struttura. Le resine termoindurenti più diffuse nel settore civile sono le epossidiche. Anche impiegate sono le resine poliestere o vinilestere.

Sono anche disponibili materiali compositi fibrorinforzati con matrici polimeriche termoplastiche, che possono richiedere tecniche di applicazione diverse dalle precedenti. Ad esempio, sono allo studio barre di composito con matrice termoplastica le quali, rispetto all'analogo prodotto con matrice termoindurente, hanno il vantaggio di poter essere piegate in qualsiasi momento mediante un opportuno riscaldamento.

Infine, risultano disponibili compositi fibrorinforzati che utilizzano come matrice resine elastomeriche con comportamento elastico e non fragile, caratterizzate da elevata tenacità e elevato allungamento a rottura.

7.3.1 Resine epossidiche

Le resine epossidiche sono caratterizzate da una buona resistenza all'umidità ed agli agenti chimici ed inoltre presentano ottime proprietà adesive. Sono perciò particolarmente indicate per la realizzazione di compositi da impiegare nel settore civile.

La temperatura massima di esercizio dipende dalla formulazione e dalla temperatura di reticolazione. Per temperature di esercizio superiori a 60 °C, la resina deve essere opportunamente selezionata tenendo conto delle competenti variazioni delle sue caratteristiche meccaniche. Al contrario non sussistono, di solito, limiti significativi per la temperatura minima di esercizio.

Il termine “epossidico” si riferisce a un gruppo chimico costituito da un atomo di ossigeno legato a due atomi di carbonio che sono già legati in qualche altro modo alla catena polimerica. La resina epossidica più semplice è caratterizzata dalla presenza in catena di strutture ad anello a tre vertici note con il termine “alfa-epossidica” (o anche ossido di etilene); quella più comunemente utilizzata per materiali compositi è il diglicidil-etero del bi- sfenolo A (DGEBA) mostrato in Figura 7-17.

Nello stato non reticolato la resina è un liquido a bassa viscosità facilmente lavorabile che può essere reticolato facilmente e rapidamente a qualsiasi temperatura aggiungendo il cosiddetto “agente reticolante”. Quest’ultimo deve essere aggiunto appena prima della posa in opera in quantità stechiometrica (cioè secondo un dosaggio molto preciso che è stabilito dal Fabbrikante) assicurandosi che la qualità della miscelazione sia molto buona.

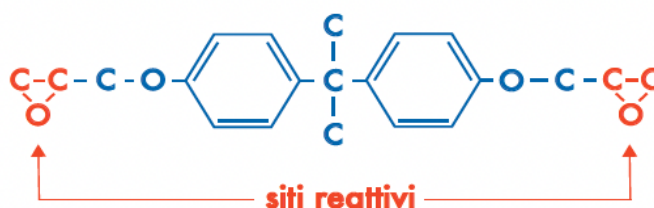


Figura 7-17 – Struttura chimica di oligomero epossidico a base di diglicidil-etero del bisfenolo A (DGEBA).

7.3.2 Resine poliestere

Le resine poliestere sono caratterizzate da una viscosità inferiore rispetto a quella delle epossidiche e presentano una notevole versatilità ed un’elevata reattività. La resistenza meccanica e le proprietà adesive sono solitamente inferiori rispetto alle analoghe esibite dalle resine epossidiche. Nelle applicazioni civili esse trovano impiego nei profili pultrusi e nei pannelli divisorii e/o isolanti quasi esclusivamente in combinazione con fibre di rinforzo di vetro. La reazione di sintesi di queste resine è l’analogo organico della reazione inorganica per cui una base con un acido produce un sale. Allo stesso modo, in chimica organica la reazione di un alcool con un acido organico produce un estere e acqua come sottoprodotto. La resina poliestere insatura viene prodotta usando alcoli bivalenti (glicoli) che reagiscono con acidi bicarbossilici saturi e insaturi; di conseguenza, esiste un’intera gamma di formulazioni di poliesteri tutti con proprietà diverse. Le particolari resine poliestere utilizzate per i materiali compositi sono dette di tipo “insaturo”, cioè, possiedono dei doppi legami atomici lungo la catena molecolare che possono essere utilizzati per la reazione di indurimento.

I due tipi principali di resine poliestere da impregnazione nell’industria dei compositi sono le resine poliestere ortoftaliche e quelle isoftaliche. La prima è una resina standard utilizzata per la maggior parte delle applicazioni, mentre la seconda è un po’ più costosa ed è molto utilizzata – ad esempio – nel settore marino grazie alla sua superiore resistenza all’acqua (Figura 7-18). La resina è disponibile sotto forma di liquido viscoso di colore chiaro costituito da una soluzione di poliestere in un solvente (stirene) che funge anche da agente reticolante; dal punto di vista della reazione chimica, quest’ultimo non deve essere necessariamente presente in quantità stechiometrica e viene normalmente impiegato anche per modulare la viscosità della resina in funzione della specifica applicazione e delle condizioni ambientali.

Con l’aggiunta di un catalizzatore, infine, si attiva la reazione di reticolazione che porta alla formazione di un solido rigido, infusibile e chimicamente resistente ma anche piuttosto fragile, specialmente all’impatto.

Un altro tipo di resina poliestere, molto spesso impiegata nelle applicazioni strutturali, è quella denominata epossi-vinilestere; pur avendo lo stesso tipo di impiego e lo stesso tipo di reazione di induri-

mento tramite stirene, questa resina possiede proprietà intermedie tra quelle di una poliestere tradizionale e di una resina epossidica con migliori proprietà di resistenza chimica e meccanica, soprattutto ad impatto, rispetto alle resine poliestere.

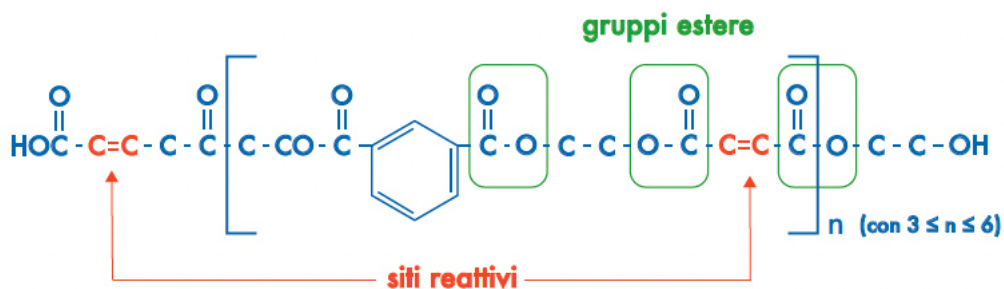


Figura 7-18 – Struttura chimica di una resina poliestere isoftalica.

7.3.3 Altri tipi di resine

I limiti intrinseci delle resine termoindurenti, sopra elencati, in particolare la modesta tenacità, le temperature di esercizio piuttosto basse e la tendenza ad assorbire umidità dall'ambiente, hanno portato in anni recenti allo sviluppo di compositi a matrice termoplastica, la cui quota di mercato si sta espandendo rapidamente all'interno del mercato globale dei materiali compositi per applicazioni strutturali. Tale crescita è trainata principalmente dal settore automobilistico che, alla ricerca di nuove soluzioni per veicoli a basso impatto ambientale, necessita di nuovi materiali strutturali più leggeri che possano essere fabbricati con tecnologie ad alta produttività. Tali resine sono caratterizzate dalla capacità di fluire una volta riscaldate ad una temperatura sufficientemente elevata, superiore, cioè, alla T_g (temperatura di transizione vetrosa) nel caso di materiali amorfi e superiore alla T_m (temperatura di fusione) nel caso di materiali semicristallini. La forma dei componenti può quindi essere modificata a piacere, riscaldando semplicemente il materiale ad un'opportuna temperatura (formatura a caldo). E' anche possibile assemblare i componenti per saldatura termica, cosa che invece non è possibile con le resine reticolate che sono infusibili. Esse presentano infine una migliore durabilità in ambienti aggressivi – specialmente se semicristalline – e hanno una durata di stoccaggio (*shelf life*) molto maggiore rispetto alle resine termoindurenti in quanto non sono costituite da sistemi reattivi.

Le matrici termoplastiche più comunemente usate nei compositi sono mostrate in Tabella 7-5; la maggior parte di esse sono semicristalline con temperature di fusione T_m a partire da 130° C, la quale costituisce la loro temperatura di applicazione limite superiore. La polieterimmide (PEI), essendo un polimero amorfo, ha invece come temperatura di applicazione limite superiore la sua T_g .

Soltanto le tre resine che hanno temperatura di fusione maggiore di 300°C (PPS, PEKK e PEEK) ricadono nella categoria dei termoplastici per elevate temperature. Le unità monomeriche caratteristiche di alcune delle resine termoplastiche riportate in Tabella 7-5 sono infine mostrate in Figura 7-19.

Pur essendo al momento il loro impiego in campo civile piuttosto limitato, sono allo studio applicazioni di potenziale notevole importanza (ad esempio barre di rinforzo per conglomerato cementizio armato). Rispetto alle resine termoindurenti, quelle termoplastiche sono mediamente più tenaci e, in alcuni casi, presentano temperature di esercizio più elevate. Sono inoltre caratterizzate da una migliore resistenza nei confronti dei fattori ambientali.

La principale limitazione al loro uso è rappresentata dalla viscosità elevata, che rende problematica l'impregnazione delle fibre e richiede apparecchiature di lavorazione complesse e costose.

Vanno infine ricordate le matrici di natura inorganica (cementizie, metalliche, ceramiche, ecc.), il cui utilizzo per la realizzazione di compositi fibrorinforzati in campo civile - soprattutto quelle cementizie - sta progressivamente diffondendosi. Pur non essendo esaminate nel presente documento, il loro impiego è tuttavia ritenuto possibile a condizione che risulti suffragato da una documentazione tecnica e da una campagna sperimentale adeguate, comprovanti un'efficacia almeno pari a quella delle matrici organiche qui trattate.

Tabella 7-5 – Temperature di transizione delle principali resine termoplastiche per compositi

Polimero	Morfologia	T _g (°C)	T _m (°C)	Costo relativo
PBT	Semicristallino	56	223	medio
PA6	Semicristallino	48	219	basso
PA12	Semicristallino	52	176	basso
PP	Semicristallino	-20	165	basso
PE	Semicristallino	-120	130	basso
PEI	Amorfo	217	-	medio
PPS	Semicristallino	89	307	basso
PEKK	Semicristallino	156	306	medio
PEEK	Semicristallino	143	343	elevato

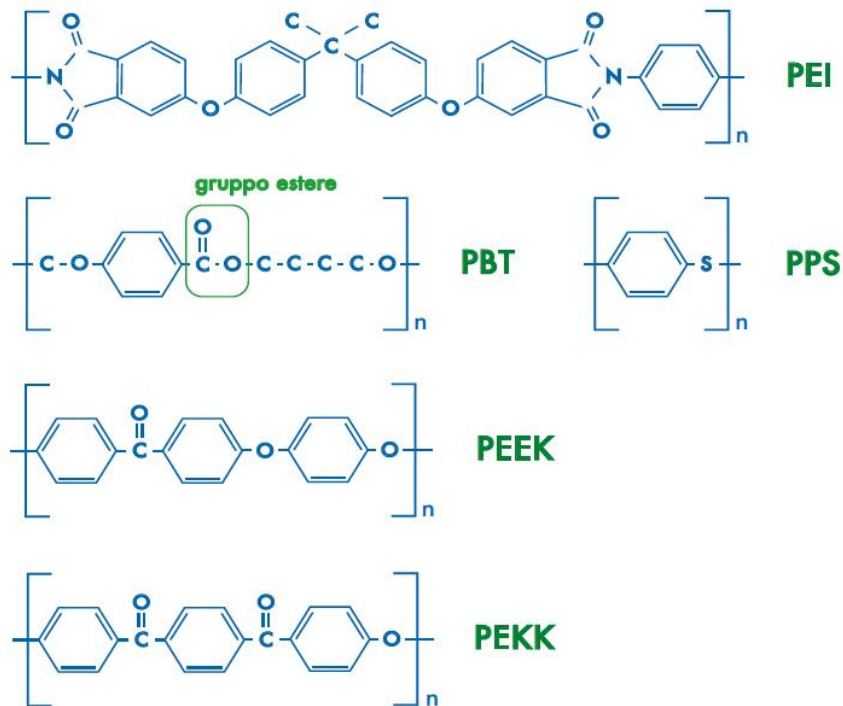


Figura 7-19 – Struttura chimica delle unità monomeriche di alcune resine termoplastiche per compositi.

7.4 ADESIVI

La messa in opera di alcuni tipi di rinforzo strutturale a base di FRP, come ad esempio le lamine pultruse, richiede l'utilizzo di adesivi. La scelta più appropriata dell'adesivo e del tipo di trattamento

superficiale da effettuare prima dell'applicazione va fatta in base alla natura del substrato della struttura da riparare e del materiale di rinforzo. Risulterebbe quindi complesso trattare in modo analitico l'argomento, in quanto sarebbe necessario innanzitutto distinguere i vari casi (strutture di acciaio, conglomerato armato, muratura o legno) secondo un'articolazione esuberante per i limiti del presente documento.

Le schede tecniche dei materiali da rinforzo riportano solitamente indicazioni sul tipo di adesivo da utilizzare in funzione della natura della struttura che si intende rinforzare. Anche l'applicazione di tessuti secchi da impregnare in cantiere può essere considerata in senso lato come un caso di assemblaggio mediante adesivi, in quanto la stessa resina utilizzata per l'impregnazione svolge la funzione di adesivo.

Molto importante, per il corretto utilizzo degli adesivi, è il tipo di trattamento superficiale da eseguire prima della loro applicazione. Per tale motivo si è ritenuto utile in questo paragrafo soffermarsi soprattutto sui motivi che rendono necessaria un'adeguata preparazione del substrato, illustrando i meccanismi fisici, chimici e meccanici alla base dell'adesione.

Per una trattazione più approfondita si rimanda ai testi specifici sull'argomento.

Si definisce adesivo un materiale, quasi sempre di natura polimerica, in grado di realizzare un collegamento tra almeno due superfici e di trasmettere forze di entità anche rilevante (collegamento strutturale). Esistono molte tipologie di adesivi naturali e sintetici (elastomeri, resine termoplastiche e termoindurenti mono o bicomponente); i più adatti per i materiali compositi sono gli adesivi a base di resine epossidiche. Gli adesivi epossidici si presentano come una miscela viscosa bicomponente; una volta induriti, a seguito di una reazione chimica di reticolazione, essi realizzano il collegamento strutturale.

I vantaggi delle giunzioni adesive rispetto a quelle meccaniche sono molteplici: possibilità di unire materiali diversi, maggior rigidità, distribuzione dei carichi più uniforme, consolidamento delle parti, assenza di fori potenzialmente dannosi per le conseguenti concentrazioni tensionali, resistenza a fatica, minori costi di intervento.

7.5 TEMPERATURE DI TRANSIZIONE

Le resine per impregnazione e gli adesivi sono soggetti a transizioni termiche che ne condizionano in modo determinante i campi di applicazione.

Una transizione sempre presente è quella associata alla cosiddetta temperatura di "transizione vetrosa" T_g , in corrispondenza della quale si osserva una riduzione del modulo di elasticità normale E che può essere anche di alcuni ordini di grandezza. Essa costituisce perciò la temperatura limite superiore per le applicazioni di tutte le resine termoindurenti così come per i polimeri termoplastici amorfi (come, ad esempio, la PEI riportata in Tabella 7-5).

Per quanto riguarda invece i polimeri semicristallini (di fatto tutti gli altri polimeri di Tabella 7-5) la temperatura limite superiore di applicazione risulta essere la T_m .

Queste temperature di transizione vengono determinate misurando la variazione delle proprietà meccaniche al variare della temperatura attraverso prove dinamico-meccaniche (*Dynamic Mechanical Analysis*, DMA) oppure mediante prove di calorimetria differenziale a scansione (*Differential Scanning Calorimetry*, DSC). Quest'ultima, soprattutto in ragione della sua semplicità e rapidità di esecuzione, è di gran lunga la più utilizzata per le misure su resine per impregnazione e adesivi.

La prova viene condotta con riferimento alla norma ISO 11357-2, alla quale si rimanda per tutti i dettagli. E' tuttavia importante qui richiamare che, poiché la norma citata è stata redatta con riferimento principale a misure condotte su resine termoplastiche, quando essa viene applicata a resine termoindurenti è necessario fare riferimento alla procedura speciale per sistemi reattivi riportata nel terzo capoverso del paragrafo 9.4.2 della suddetta norma. Essa prevede, in particolare, che la prova sia condotta su un provino preconditionato e che la misura sia effettuata esclusivamente nel primo ciclo di riscaldamento allo scopo di evitare che la resina reagisca durante la prova stessa.

8 APPENDICE B (TECNICHE DI PRODUZIONE)

Il contenuto dell'Appendice B è stato in gran parte estratto dal libro "Tecnologie e proprietà dei materiali compositi" Amazon Publ. (2021) ISBN-13 979-8712973958, per gentile concessione dell'Autore prof. Roberto Frassine.

8.1 TECNICHE DI PRODUZIONE

In questa appendice sono descritte le tecniche di produzione dei compositi FRP preformati di interesse per l'Ingegneria Civile.

8.1.1 Pultrusione

Si tratta del primo processo di produzione continua per la produzione di materiali compositi rinforzati sviluppato sin dagli anni '50 negli Stati Uniti. Già negli anni '60 era disponibile sul mercato americano una vasta gamma di profili pultrusi aventi diverse dimensioni e diversi tipi di sezioni trasversali. Il volume del mercato raggiunge oggi nella sola Europa circa 50.000 tonnellate all'anno.

La sua denominazione, piuttosto curiosa, è di fatto una parola composta che origina dalla combinazione dei due termini inglesi *pull* ed *extrusion*: al contrario dell'estrusione che spinge il materiale attraverso l'apparecchiatura, infatti, la pultrusione lo "tira" utilizzando le fibre di rinforzo.

La pultrusione è una tecnologia di largo impiego in ambito civile dove viene utilizzata principalmente per la produzione di lamine e profili strutturali.

Essa si basa su un processo continuo di produzione, articolato essenzialmente in tre fasi:

- formatura,
- impregnazione,
- consolidamento.

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

Una versione molto diffusa del processo è quella con impregnazione a bagno di resina, illustrata in Figura 8-1. Le fibre sono prelevate da un gruppo di rocchetti e convogliate, attraverso rastrelliere che ne uniformano la disposizione, verso un bagno di resina, dove avviene l'impregnazione.

All'uscita dal bagno di impregnazione è possibile rivestire il fascio di fibre principali – tutte allineate nella direzione dell'asse del profilo – con strati di altri materiali di rinforzo come roving, mat e tessuti. I mat a filo continuo vengono utilizzati principalmente per il rinforzo delle superfici esterne di profili con particolari esigenze di buona finitura superficiale. Si utilizzano tipicamente grammature da 300, 450 e 600 g/m². I veli in poliestere o vetro sono spesso impiegati per ottenere superfici di elevata qualità e buona resistenza agli agenti atmosferici e ai raggi UV, nonché la solidità del colore e la resistenza chimica. Le grammature sono in questo caso comprese tra 30 e 100 g/m².

I tessuti o i *mat* vengono invece impiegati per aumentare la resistenza trasversale. Combinazioni di fibre nella direzione 0°, 45° e 90° ma anche tessuti ibridi possono essere applicati anche in strati successivi per ottenere le proprietà finali desiderate. I *mat* ignifughi, infine, sono applicati in superficie e di solito in caso di incendio producono una schiuma che fa da barriera nei riguardi dell'ossigeno, ritardando così la combustione.

Il fascio di fibre impregnate viene preformato secondo la forma della sezione del profilo da ottenere e entra poi in uno stampo riscaldato (*die*) nel quale avviene il consolidamento del materiale sotto pressione. Il calore viene di solito fornito tramite resistenze elettriche e il profilo di temperatura al

suo interno viene monitorato attraverso termocoppie opportunamente posizionate. Il tempo di permanenza del profilo a contatto con lo stampo è regolato dalla velocità di produzione. La reazione di reticolazione si innesca non appena viene raggiunta la temperatura di decomposizione dell'iniziatore radicalico (perossido) ed inizia sempre dalle superfici dello stampo per poi raggiungere il centro del profilo.

All'uscita dallo stampo la matrice si è solidificata e il composito può essere afferrato da un dispositivo di traino che lo trascina a velocità costante, costituito da cingoli o pinze idrauliche, che possono essere azionate individualmente, congiuntamente o in parallelo. Una sega circolare taglia, infine, il prodotto in barre della lunghezza desiderata (che di solito non supera i 15 m) oppure, se la flessibilità data dalle dimensioni della sezione lo consente, lo si avvolge su bobine di grande diametro.

Il processo di pultrusione tradizionale è adatto solo per la produzione di profili dritti e a sezione costante. Esistono però varianti del processo nelle quali lo stampo non è mantenuto fermo ma si muove avanti e indietro lungo il profilo da produrre. Questo processo modificato, noto come “*Radius-Pultrusion*”, permette di realizzare profili curvi bidimensionali e tridimensionali – come, ad esempio, profili a onda o a spirale. Combinando la tecnologia di pultrusione con lo stampaggio a compressione è possibile infine ottenere anche manufatti a sezione moderatamente variabile.

I profili pultrusi pesano dal 30% all'80% in meno di profili analoghi rispettivamente in alluminio e in acciaio. Sono inoltre più economici, molto più durevoli anche in assenza di manutenzione – in quanto sono immuni ai processi corrosivi – e presentano una conduttività elettrica molto inferiore. Per questi motivi essi trovano impiego in numerosi settori industriali che vanno dall'edilizia all'industria dei trasporti, per canaline passacavi, tiranti, montanti per scale, canne da pesca, manopole per utensili, supporti per illuminazione e cartellonistica stradale, riser per l'industria petrolifera, ecc.

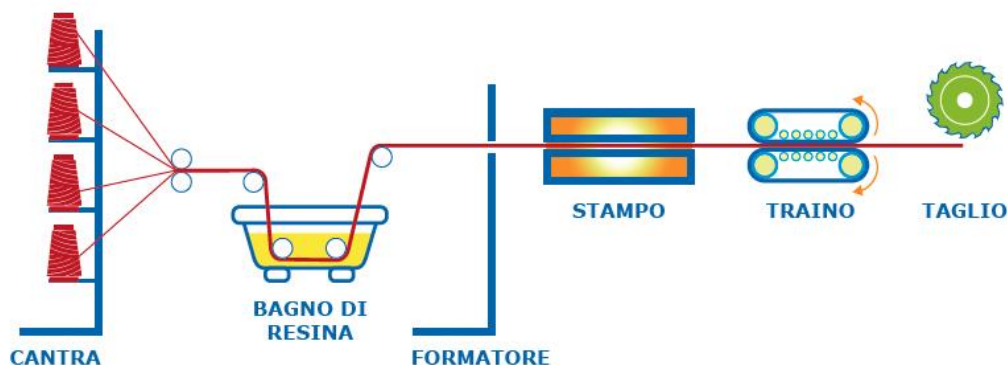


Figura 8-1 – Tecnologia di pultrusione.

8.1.2 Laminazione con sacco da vuoto

La laminazione con sacco da vuoto trova impiego quasi esclusivamente per la fabbricazione di compositi ad alte prestazioni.

Si tratta di un processo di tipo discontinuo, che permette di produrre laminati di spessore fino ad alcuni centimetri, con sequenze di laminazione anche molto complesse.

Rispetto alla pultrusione consente una libertà pressoché assoluta in termini di orientazione delle fibre nelle diverse lamine e di curvatura dei pezzi prodotti. La principale limitazione consiste nella lentezza del ciclo di produzione, che è caratterizzato da una velocità dell'ordine di 0.5 kg/h per componenti non troppo complessi.

Nella realizzazione di un laminato tipico, è possibile identificare le seguenti fasi fondamentali:

- a) preparazione (dello stampo e del materiale);
- b) laminazione (taglio del materiale, sovrapposizione degli strati e compattazione);

- c) confezionamento del sacco da vuoto;
- d) reticolazione del materiale (a temperatura ambiente, in forno o in autoclave);
- e) ispezione (visiva, con ultrasuoni e con raggi X);
- f) finitura (taglio dei bordi con fresa o getto d'acqua ad alta pressione).

La laminazione (*lay-up*) può essere eseguita a partire da fibre secche che devono essere impregnate di resina durante l'applicazione, oppure a partire da un preimpregnato a fibre continue, unidirezionali o tessute.

La fase successiva della laminazione (fase c) prevede la preparazione del sacco da vuoto: una tipica composizione di quest'ultimo, con l'indicazione dei vari componenti, è illustrata in Figura 8-2.

All'interno del sacco viene praticato il vuoto attraverso una valvola collegata ad una pompa. Il vuoto ha essenzialmente il compito di consentire la rapida estrazione dei solventi e dell'aria contenuti nel laminato e di compattare gli strati tra di loro prima della reticolazione completa della resina. Il sacco da vuoto assolve, inoltre, a diverse funzioni molto importanti per lo svolgimento del successivo processo di reticolazione (fase d), ma non è strettamente indispensabile.

Il principale vantaggio della suddetta tecnologia è l'estrema versatilità di impiego, che consente di impiego, che consente di produrre componenti di forma anche molto complessa senza richiedere stampi costosi.

Le applicazioni principali riguardano il settore aeronautico e quello aerospaziale, l'automobilismo da competizione, la nautica e il trasporto in generale. Un esempio di applicazione della laminazione (manuale) in campo civile è rappresentato dal confinamento di colonne o dal rinforzo a taglio di travi mediante l'applicazione di un tessuto secco (o un preimpregnato) sulla superficie delle membrature con successiva impregnazione di resina mediante rullatura.

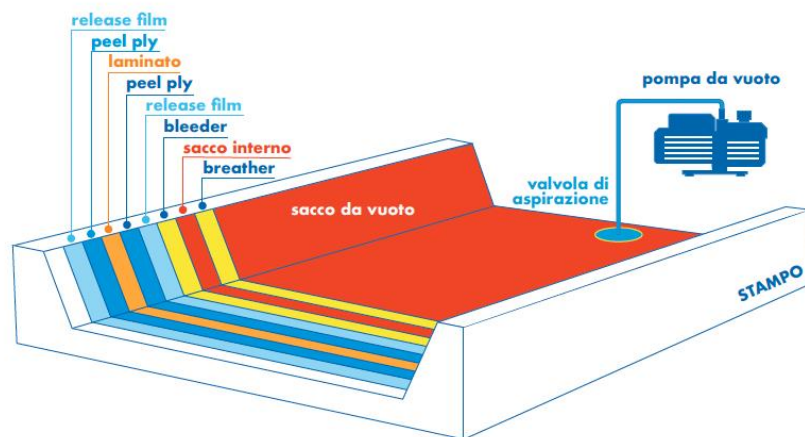


Figura 8-2 – Stampaggio di preimpregnati con la tecnica del sacco da vuoto.

8.1.3 Wet lay-up

La laminazione a umido (*wet lay-up*) è una delle più semplici e tradizionali tecniche utilizzate per la preparazione dei compositi in situ.

Essa si articola in due fasi: una di stratificazione ed una di polimerizzazione.

Nel dettaglio, la prima consiste nel disporre manualmente, su uno specifico supporto, uno strato di tessuto che viene successivamente impregnato di resina premiscelata al catalizzatore (Figura 8-3).

L'impregnazione è realizzata manualmente con rulli o pennelli ed è seguita da un'accurata rullatura finalizzata alla compattazione del materiale ed all'eliminazione delle bolle d'aria in esso intrappolate. Simile procedura può essere ripetuta per ogni ulteriore strato di tessuto aggiunto singolarmente, fino al raggiungimento dello spessore desiderato.

La fase di polimerizzazione segue la stratificazione e si sviluppa a temperatura ambiente ed in tempi sufficientemente brevi senza la necessità di riscaldare la superficie del composito.

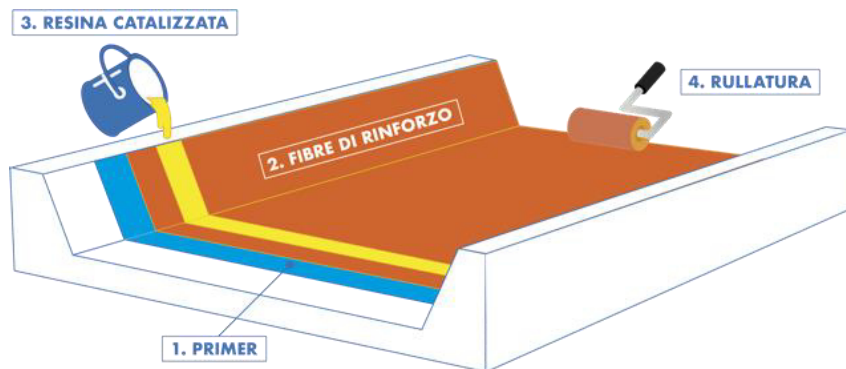


Figura 8-3 – Impregnazione manuale (detta anche laminazione a umido o *wet lay-up*) di tessuti di rinforzo *in situ*.

9 APPENDICE C (LEGAME COSTITUTIVO DEGLI FRP E CRITERI DI ROTTURA)

9.1 LEGAMI COSTITUTIVI

I materiali compositi fibrorinforzati sono materiali eterogenei (cioè, costituiti da materiali diversi) e anisotropi (cioè aventi proprietà diverse nelle diverse direzioni). Poiché la scala delle applicazioni che interessano l'ingegneria civile è di gran lunga più grande di quella relativa alla microstruttura del materiale, è possibile trascurare l'eterogeneità schematizzando il materiale reale con un continuo omogeneo. Com'è noto, se si assume che gli stati di sforzo e di deformazione in un punto generico del continuo siano rappresentabili dalle componenti del tensore degli sforzi, $\underline{\sigma}$ (Figura 9-1), e dalle relative componenti del tensore di deformazione, $\underline{\varepsilon}$, il comportamento meccanico di un solido omogeneo elastico e anisotropo è definibile mediante 21 costanti elastiche indipendenti per il tramite di una relazione matriciale del tipo:

$$\underline{\sigma} = [C] \underline{\varepsilon} \quad \Leftrightarrow \quad \begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \\ \tau_{23} \\ \tau_{31} \\ \tau_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & C_{14} & C_{15} & C_{16} \\ C_{12} & C_{22} & C_{23} & C_{24} & C_{25} & C_{26} \\ C_{13} & C_{23} & C_{33} & C_{34} & C_{35} & C_{36} \\ C_{14} & C_{24} & C_{34} & C_{44} & C_{45} & C_{46} \\ C_{15} & C_{25} & C_{35} & C_{45} & C_{55} & C_{56} \\ C_{16} & C_{26} & C_{36} & C_{46} & C_{56} & C_{66} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \\ \gamma_{23} \\ \gamma_{31} \\ \gamma_{12} \end{bmatrix} \quad (9.1)$$

nella quale $[C]$ è la matrice di rigidità.

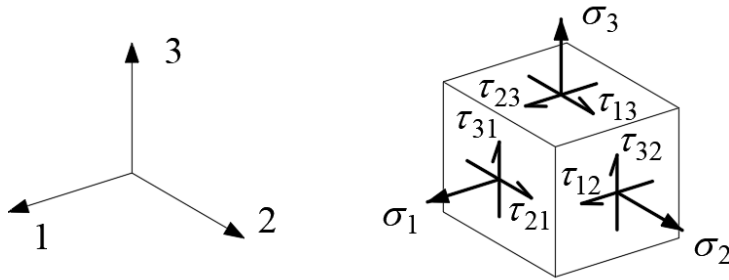


Figura 9-1 – Rappresentazione dello stato tensionale agente su un elemento infinitesimo.

La caratterizzazione completa della matrice di rigidità richiederebbe dunque la valutazione delle suddette 21 costanti attraverso opportune combinazioni di prove di trazione e di taglio. Il numero di prove può ridursi sensibilmente se il materiale possiede qualche tipo di simmetria, circostanza che si verifica per la quasi totalità dei materiali compositi di interesse ingegneristico.

Molti compositi unidirezionali costituiti di fibre allineate in un'unica direzione possono essere considerati trasversalmente isotropi, come nel caso di Figura 9-2, dove il piano 2-3 perpendicolare alle fibre è il piano di isotropia. In tal caso le costanti elastiche indipendenti si riducono a 5 e la matrice di rigidità assume la forma:

$$[C] = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{12} & 0 & 0 & 0 \\ C_{12} & C_{22} & C_{23} & 0 & 0 & 0 \\ C_{12} & C_{23} & C_{22} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}(C_{22} - C_{23}) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & C_{66} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & C_{66} \end{bmatrix} \quad (9.2)$$

Nella pratica è spesso conveniente riferirsi alle cosiddette costanti “ingegneristiche”: E (modulo di elasticità normale o modulo di Young), ν (coefficiente di contrazione trasversale o di Poisson) e G (modulo di elasticità tangenziale) per le quali esistono tecniche consolidate di caratterizzazione sperimentale. Tali costanti hanno in generale valori distinti nelle diverse direzioni. È lecito, ad esempio, attendersi che il modulo di elasticità normale diretto in direzione delle fibre, E_1 , sia maggiore di quello in direzione trasversale, E_2 , che a sua volta può essere diverso da quello in direzione 3, E_3 . Le stesse considerazioni valgono per i moduli G_{12} , G_{13} , G_{23} (le direzioni 1, 2 e 3 sono definite in Figura 9-2).

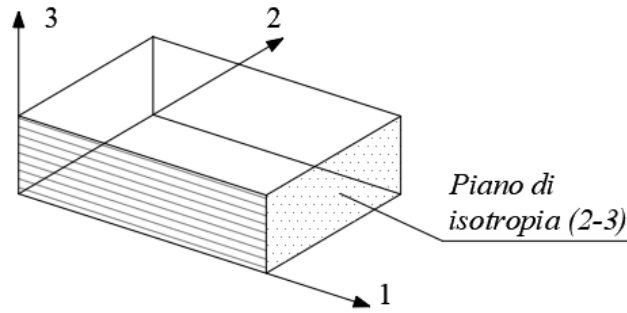


Figura 9-2 – Composito unidirezionale con piano di isotropia trasversale.

In funzione delle costanti ingegneristiche, la matrice di deformabilità del materiale, $[S]$, cioè l'inversa della matrice di rigidità $[C]$ (eq. (9.2)), può essere espressa nella maniera seguente:

$$[S] = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_{12}}{E_1} & -\frac{\nu_{12}}{E_1} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{12}}{E_1} & \frac{1}{E_2} & -\frac{\nu_{23}}{E_2} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{12}}{E_1} & -\frac{\nu_{23}}{E_2} & \frac{1}{E_2} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{2 \cdot (1 + \nu_{23})}{E_2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{12}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{12}} \end{bmatrix} \quad (9.3)$$

Le costanti ingegneristiche indipendenti sono ovviamente anch'esse in numero di cinque e risultano essere:

$$E_1, E_2, \nu_{12}, \nu_{23}, G_{12}.$$

9.2 STATI PIANI DI TENSIONE

Nel caso più particolare di una lamina unidirezionale sottile in stato piano di tensione, la matrice di deformabilità si specializza nella forma:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \gamma_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_{12}}{E_1} & 0 \\ -\frac{\nu_{12}}{E_1} & \frac{1}{E_2} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{G_{12}} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \tau_{12} \end{bmatrix} \quad (9.4)$$

In tal caso, il comportamento meccanico della lamina unidirezionale può essere caratterizzato da quattro costanti elastiche indipendenti. Per la determinazione delle suddette costanti si effettuano solitamente prove di trazione monoassiale con le fibre inclinate di un angolo predefinito, θ , rispetto alla direzione del carico applicato. Ponendo $\theta = 0^\circ$, cioè con le fibre parallele alla direzione di carico, è possibile ricavare E_1 e ν_{12} ; mentre con $\theta = 90^\circ$ (fibre perpendicolari alla direzione di carico) si valuta E_2 . Per quanto riguarda la determinazione di G_{12} , la scelta dell'angolo θ sarà funzione della particolare geometria del rinforzo.

È anche possibile stimare, con buona approssimazione, alcuni valori delle costanti elastiche mediante semplici modelli “micromeccanici” basati sulle proprietà dei singoli costituenti (fibra e matrice) e sulle loro frazioni in volume. In particolare, nel caso di lamine unidirezionali, le proprietà in direzione longitudinale possono essere valutate utilizzando una relazione nota con il nome di “regola delle miscele”. Essa deriva dall'applicazione di un semplice modello micromeccanico (*Slab Model*) in cui le fibre e la matrice “lavorano” in parallelo. Il modello fornisce con ottima approssimazione il valore del modulo di elasticità normale in direzione delle fibre, E_1 , e quello del coefficiente di Poisson, ν_{12} :

$$\begin{aligned} E_1 &= V_{\text{fib}} \cdot E_{\text{fib}} + (1 - V_{\text{fib}}) \cdot E_{\text{mat}} \\ \nu_{12} &= V_{\text{fib}} \cdot \nu_{\text{fib}} + (1 - V_{\text{fib}}) \cdot \nu_{\text{mat}} \end{aligned} \quad (9.5)$$

essendo V_{fib} la frazione in volume delle fibre (rapporto tra il volume delle fibre ed il volume totale del composito); E_{fib} e E_{mat} , rispettivamente, i moduli di elasticità normale delle fibre e della matrice; ν_{fib} e ν_{mat} i corrispondenti coefficienti di Poisson.

Spesso, in luogo delle frazioni in volume, sono note quelle in peso per fibre e matrice: rispettivamente P_{fib} e P_{mat} . Se ρ_{fib} e ρ_{mat} sono, nell'ordine, le densità della fibra e della matrice, è agevole verificare che risulta:

$$V_{\text{fib}} = \frac{P_{\text{fib}} / \rho_{\text{fib}}}{P_{\text{fib}} / \rho_{\text{fib}} + P_{\text{mat}} / \rho_{\text{mat}}} \quad (9.6)$$

$$P_{\text{fib}} + P_{\text{mat}} = 1$$

A titolo di esempio viene riportato il calcolo della frazione in volume relativa alle fibre per un composito a base di fibre di vetro, la cui frazione in peso sia pari al 60%. Le caratteristiche dei componenti sono riportate in Tabella 9-1.

Tabella 9-1

	Frazione in peso	Densità [g/cm ³]
Fibra	0.60	2.5
Matrice	0.40	1.2

Applicando la (9.6) si ricava un valore della frazione in volume delle fibre di vetro pari al 42%. Infine, noti i valori delle proprietà meccaniche delle fibre ($E_{\text{fib}} = 80$ GPa, $\nu_{\text{fib}} = 0.3$) e della matrice ($E_{\text{mat}} = 3$ GPa, $\nu_{\text{mat}} = 0.34$), si ottengono i seguenti valori delle costanti elastiche del composito:

$$E_1 = 35.2 \text{ GPa}$$

$$\nu_{12} = 0.32$$

Per maggiori dettagli sui modelli micromeccanici si rimanda ai testi specialistici.

9.2.1 Effetto di carichi agenti in direzioni diverse dalle direzioni di simmetria del materiale

Una volta note le costanti elastiche del materiale, il comportamento del composito fibrorinforzato è completamente determinato per qualunque direzione di sollecitazione, comunque essa sia orientata rispetto agli assi di simmetria del materiale. Questi ultimi non coincidono necessariamente con gli assi di simmetria del corpo o del sistema di carico.

Ad esempio, prendendo in esame la situazione rappresentata in Figura 9-3, relativa ad una lamina a fibre continue e unidirezionali, è possibile calcolare le costanti elastiche “equivalenti”, E_x , E_y , G_{xy} e ν_{xy} , riferite agli assi di riferimento x ed y del sistema di carico, ruotati di un angolo θ rispetto agli assi di simmetria del materiale, 1 e 2, in funzione di θ e delle costanti elastiche del materiale, E_1 , E_2 , G_{12} , ν_{12} .

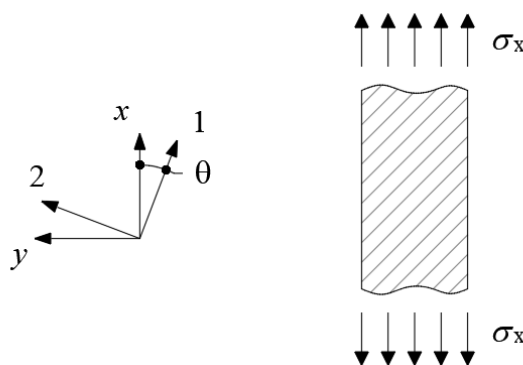


Figura 9-3 – Definizione dei sistemi di riferimento x , y e 1, 2.

In Figura 9-4 e Figura 9-5 sono diagrammati gli andamenti del modulo di elasticità E_x e del modulo di elasticità tangenziale G_{xy} al variare dell'angolo θ tra la direzione delle fibre e la direzione di carico per diversi valori del modulo E_1 .

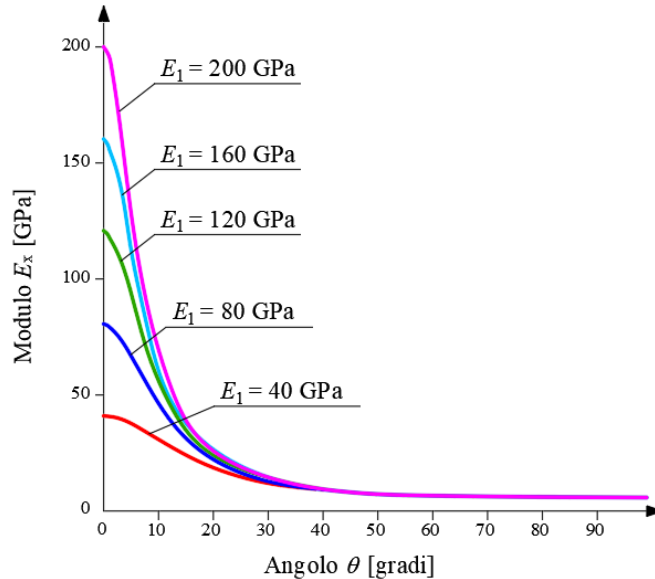


Figura 9-4 – Modulo di elasticità normale E_x al variare dell'angolo di rotazione θ per compositi fibrorinforzati con diverso valore del modulo di elasticità normale E_1 ($E_2 = 5$ GPa; $G_{12} = 3$ GPa; $\nu_{12} = 0.35$).

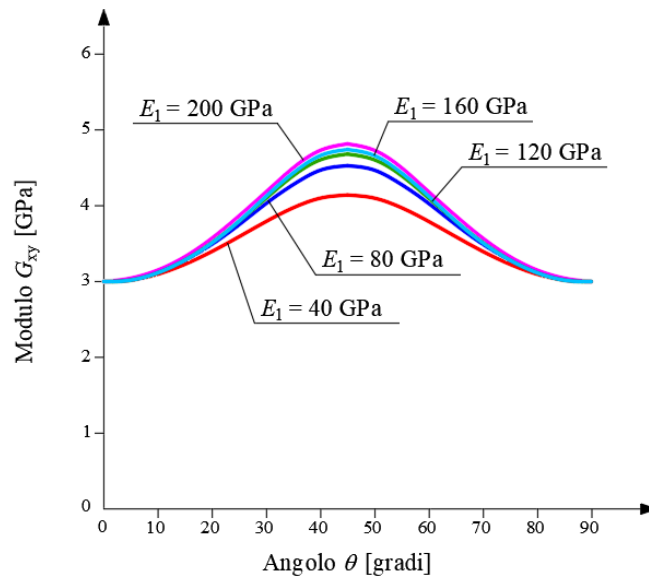


Figura 9-5 – Modulo di elasticità tangenziale G_{xy} al variare dell'angolo di rotazione θ per compositi fibrorinforzati con diverso valore del modulo di elasticità normale E_1 ($E_2 = 5$ GPa; $G_{12} = 3$ GPa; $\nu_{12} = 0.35$).

Sono evidenti le variazioni significative dei moduli E_x e G_{xy} al variare dell'angolo θ .

Nel caso di tessuti è necessario considerare che le fibre sono disposte lungo due o più direzioni (tessuti multiassiali). Trascurando l'effetto dell'ondulazione del filo dovuto alla tessitura e assumendo il tessuto come costituito da due strati sovrapposti di fibre unidirezionali orientati a 90° , è possibile stimare il modulo di elasticità normale E_x mediante metodi approssimati basati sull'ipotesi che non vi siano

scorrimenti relativi tra gli strati. Nel caso di un tessuto semplice bilanciato, cioè con la stessa percentuale di fibre nelle due direzioni, l'andamento di E_x al variare dell'angolo θ è mostrato in Figura 9-6.

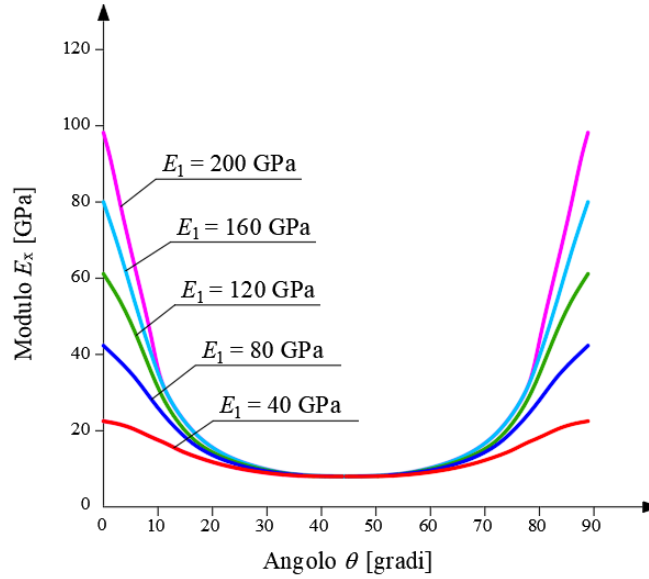


Figura 9-6 – Modulo di elasticità normale E_x al variare dell'angolo di rotazione θ per un tessuto semplice bilanciato con diversi valori del modulo di elasticità normale E_1 ($E_2 = E_1$; $G_{12} = 3$ GPa; $\nu_{12} = 0.35$)

9.3 CRITERI DI ROTTURA

Il comportamento a rottura dei compositi fibrorinforzati è, a livello micromeccanico, un fenomeno particolarmente complesso che dipende da diversi fattori quali la tipologia del carico e le proprietà dei materiali costituenti (fibra, matrice ed interfaccia). Per tale motivo, i criteri di rottura dei materiali compositi sono preferibilmente riferiti ad una scala macromeccanica e basati sull'assunzione di omogeneità. Inoltre, viene ipotizzato un comportamento lineare sino a collasso.

Nel caso di una lamina soggetta ad uno stato piano di tensione, uno dei criteri di rottura più semplici è quello dello sforzo massimo.

Indicando con $\sigma_{1u,t}$ ($\sigma_{1u,c}$) e $\sigma_{2u,t}$ ($\sigma_{2u,c}$), rispettivamente, le tensioni di rottura a trazione (a compressione) nelle direzioni di simmetria e con τ_{12u} la corrispondente tensione di rottura a taglio, tale criterio si traduce analiticamente nelle seguenti disuguaglianze:

$$\begin{aligned}
 \sigma_1 & \begin{cases} \leq \sigma_{1u,t} & \text{per } \sigma_1 > 0, \\ \geq \sigma_{1u,c} & \text{per } \sigma_1 < 0, \end{cases} \\
 \sigma_2 & \begin{cases} \leq \sigma_{2u,t} & \text{per } \sigma_2 > 0, \\ \geq \sigma_{2u,c} & \text{per } \sigma_2 < 0, \end{cases} \\
 |\tau_{12}| & \leq \tau_{12u}.
 \end{aligned} \tag{9.7}$$

Si osserva che il criterio è indipendente dal segno dello sforzo di taglio ed inoltre non contempla le interazioni tra i diversi modi di rottura. Questi ultimi, infatti, possono manifestarsi l'uno indipendentemente dall'altro.

Con riferimento alla situazione di Figura 9-3, lo sforzo massimo che la lamina è in grado di sopportare è rappresentato dal minore tra i seguenti valori:

$$\begin{aligned}
\sigma_{xu} &< \frac{\sigma_{1u}}{\cos^2 \theta} \\
\sigma_{xu} &< \frac{\sigma_{2u}}{\sin^2 \theta} \\
\sigma_{xu} &< \frac{\tau_{12u}}{\sin \theta \cdot \cos \theta}
\end{aligned} \tag{9.8}$$

La variazione di tale sforzo in funzione dell'angolo θ è diagrammata in Figura 9-7.

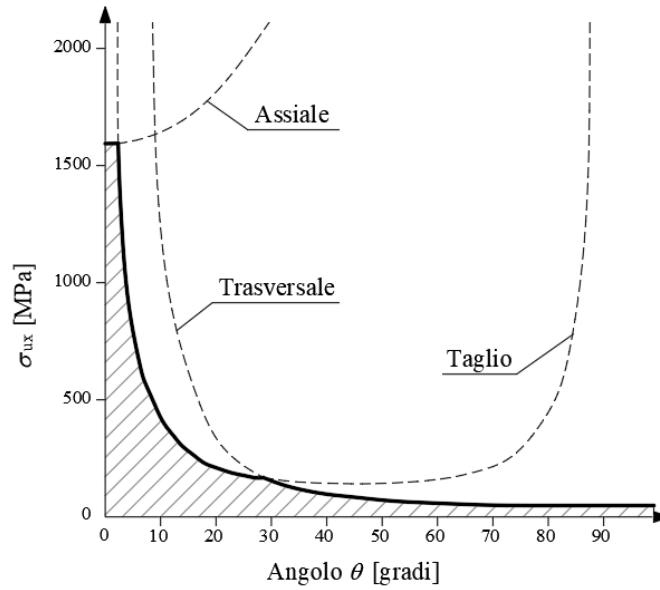


Figura 9-7 – Criterio dello sforzo massimo: sforzo a rottura a trazione al variare dell'angolo di rotazione θ per una lamina unidirezionale ($\sigma_{1u} = 1600$ MPa; $\sigma_{2u} = 40$ MPa; $\tau_{12u} = 70$ MPa).

In genere, il criterio dello sforzo massimo è in ragionevole accordo con i dati sperimentali solo per prove condotte a trazione ad angoli inferiori a 15° e superiori a 45° . I valori misurati in compressione sono invece notevolmente superiori.

Un altro criterio molto utilizzato per prevedere la rottura di una lamina ed abbastanza aderente alla realtà è quello di Tsai-Hill, esprimibile nella forma:

$$\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{1u}} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_{2u}} \right)^2 - \frac{\sigma_1 \cdot \sigma_2}{\sigma_{1u}^2} + \left(\frac{\tau_{12}}{\tau_{12u}} \right)^2 \leq 1 \tag{9.9}$$

Sempre con riferimento alla situazione di Figura 9-3, il valore dello sforzo a rottura, al variare dell'angolo θ , è fornito dalla seguente relazione:

$$\sigma_{xu} = \left[\frac{\cos^4 \theta}{\sigma_{1u}^2} + \left(\frac{1}{\tau_{12u}^2} - \frac{1}{\sigma_{1u}^2} \right) \cos^2 \theta \cdot \sin^2 \theta + \frac{\sin^4 \theta}{\sigma_{2u}^2} \right]^{-1/2} \tag{9.10}$$

ed è diagrammato in Figura 9-8.

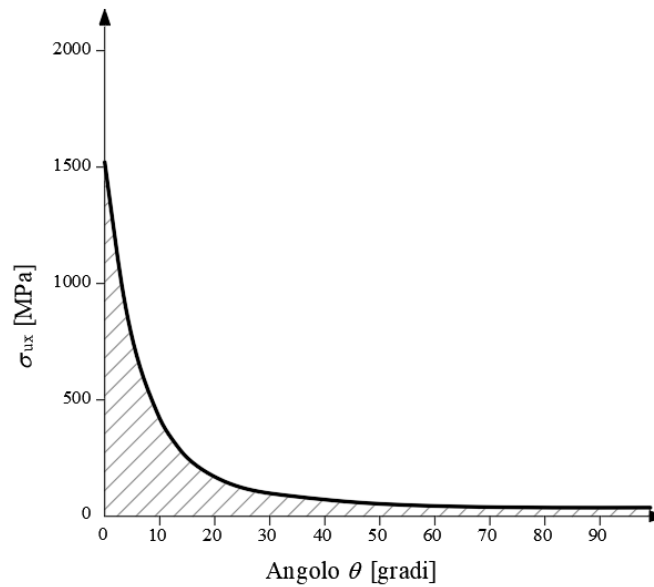


Figura 9-8 – Criterio di Tsai-Hill: sforzo a rottura a trazione al variare dell'angolo di rotazione θ per una lamina unidirezionale ($\sigma_{1u} = 1600$ MPa; $\sigma_{2u} = 40$ MPa; $\tau_{12u} = 70$ MPa).

Le considerazioni sopra riportate evidenziano ulteriormente la forte variabilità delle proprietà elastiche e di resistenza dei materiali fibrorinforzati al variare della direzione delle fibre rispetto alla direzione di carico.

10 APPENDICE D (DISTACCO DAL SUPPORTO DI RINFORZI EBR E NSM)

10.1 MODI DI ROTTURA PER DISTACCO DI RINFORZI EBR DA UN SUPPORTO DI CALCESTRUZZO

I principali modi di rottura di elementi strutturali rinforzati con sistemi FRP di tipo EBR a causa del fenomeno del distacco dal supporto sono le seguenti:

- Modo 1 (Distacco di estremità) (Figura 10-1). Le zone terminali del rinforzo, chiamate ad assolvere ad una funzione di ancoraggio del composito al supporto, sono soggette ad elevate tensioni tangenziali di interfaccia. Generalmente tali zone hanno una lunghezza di circa 100÷200 mm.

Nel caso particolare di rinforzo con lamine, la rigidezza flessionale posseduta da queste ultime può indurre anche significative tensioni di trazione in direzione normale all'interfaccia (tensioni di *peeling*) (Figura 10-2(a)). Tali tensioni possono penalizzare sensibilmente il valore massimo della concomitante tensione tangenziale rispetto a quello da modo II di frattura, come si può evincere dal dominio di resistenza riportato in Figura 10-2(b).

Il modo di collasso per distacco alle estremità del rinforzo è particolarmente fragile.

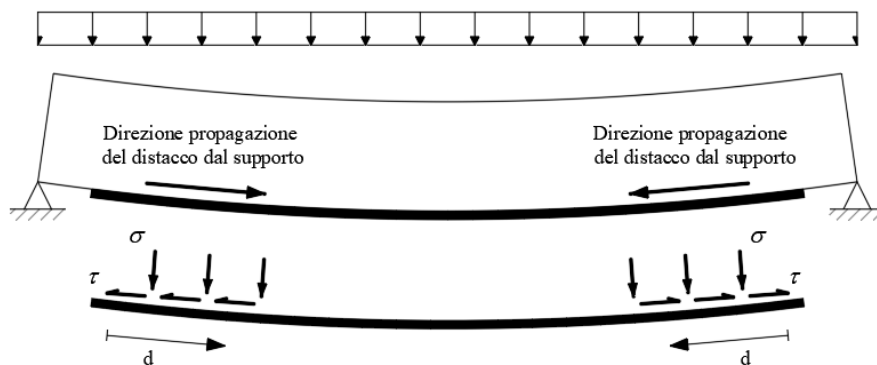


Figura 10-1 – Distacco alle estremità del rinforzo.

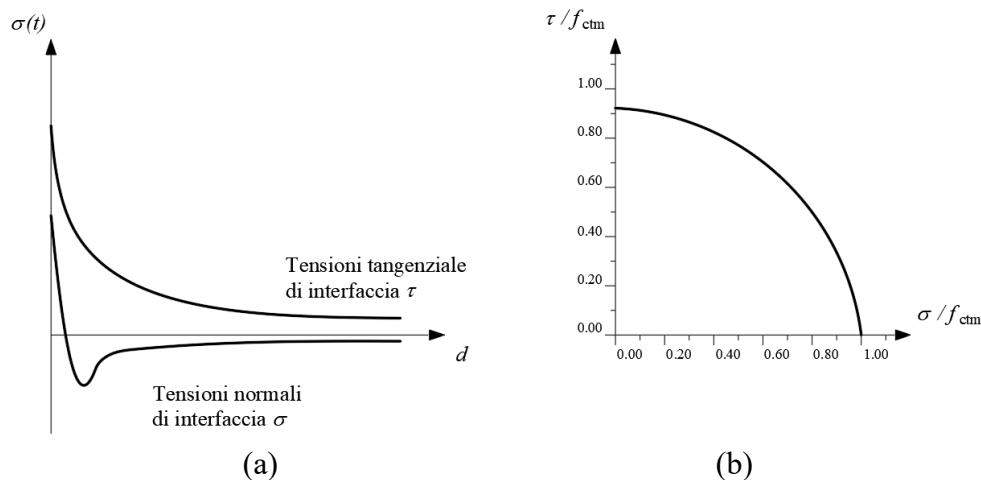


Figura 10-2 – (a) Concentrazione delle tensioni tangenziali e normali all'interfaccia in prossimità dell'estremità del placcaggio (ottenute mediante un calcolo elastico-lineare); (b) Dominio di resistenza in termini di tensioni tangenziali e normali di interfaccia.

- Modo 2 (Distacco causato da fessure per flessione nella trave) (Figura 10-3). Le discontinuità prodotte nel supporto da fessure trasversali a carico del calcestruzzo teso generano concentrazioni di tensione all'interfaccia calcestruzzo-FRP che possono innescare il distacco completo o parziale del rinforzo. Le fessure possono essere ortogonali all'asse della trave, nel caso di prevalenza della sollecitazione flessionale, ovvero inclinate, nel caso di sollecitazione combinata di flessione e taglio.

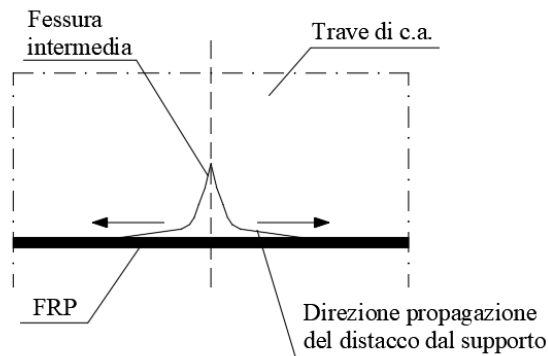


Figura 10-3 – Distacco a partire da fessure trasversali nel calcestruzzo.

- Modo 3 (Distacco causato da fessure diagonali da taglio) (Figura 10-4). Quando la sollecitazione da taglio è prevalente rispetto a quella flessionale, si produce uno spostamento relativo tra le facce delle fessure inclinate. La componente verticale dello spostamento mobilita, all'interfaccia calcestruzzo-FRP, sforzi di trazione particolarmente elevati con conseguente possibilità di innescare il distacco dal supporto. Studi sperimentali hanno dimostrato che il distacco si manifesta anche in presenza di staffe, sia che esse lavorino in fase elastica o in fase plastica. Il suddetto modo di collasso è tipico delle prove di laboratorio del tipo *four point bending* (flessione a 4 punti). Si produce, invece, meno frequentemente in situazioni di carico trasversale ripartito.

Per travi con debole armatura a taglio, ma fortemente rinforzate (ad esempio con lamine di larghezza confrontabile con la larghezza della trave), il distacco si innesca generalmente in corrispondenza della sezione terminale del rinforzo, per effetto delle tensioni da *peeling*.

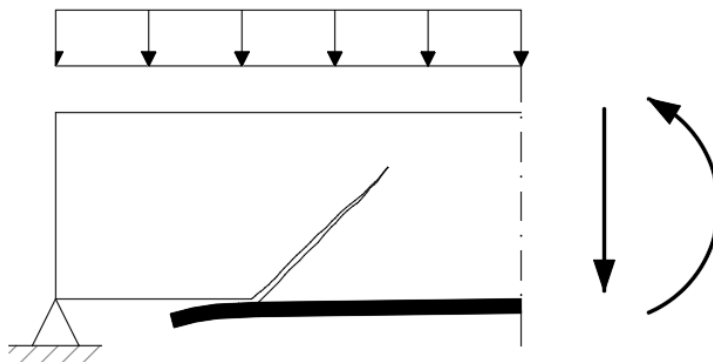


Figura 10-4 – Distacco causato da fessure diagonali da taglio.

- Modo 4 (Distacco causato da irregolarità e rugosità della superficie di calcestruzzo). Il distacco localizzato dovuto ad irregolarità superficiali del substrato di calcestruzzo può propagarsi e provocare il distacco completo del rinforzo. Tale modo di rottura può essere evitato introducendo opportuni trattamenti della superficie di applicazione del rinforzo e/o accorgimenti per regolarizzarla.

10.2 MODELLAZIONE DEL LEGAME DI ADERENZA TRA RINFORZO E CALCESTRUZZO PER SISTEMI EBR

Si forniscono di seguito alcune informazioni complementari sulla modellazione del legame di aderenza tra rinforzo e calcestruzzo per sistemi EBR e sul calcolo delle forze di distacco dal supporto.

10.2.1 Il legame di aderenza

Il legame di aderenza tra un rinforzo di FRP di tipo EBR e un supporto di calcestruzzo può essere modellato mediante una relazione tra la tensione tangenziale all'interfaccia, che si ipotizza costante sulla larghezza b_f , ed il competente scorrimento (relazione “ $\tau - s$ ”). In essa intervengono sia le caratteristiche meccaniche dei materiali a contatto, sia le geometrie dell'elemento rinforzato e del rinforzo, che influiscono sul fenomeno di diffusione delle tensioni.

Il legame, tipicamente non lineare con un ramo discendente (*softening*), può essere approssimato mediante una legge bilineare (Figura 10-5). Il grafico di tale legge comprende un primo ramo lineare, crescente con lo scorrimento s fino alla massima tensione tangenziale di interfaccia, f_b . Il suddetto ramo è seguito da un ulteriore ramo anch'esso lineare ma decrescente a causa del progressivo danneggiamento del calcestruzzo all'interfaccia fino al valore massimo dello scorrimento, s_u , in corrispondenza del quale la tensione tangenziale è nulla e si assume che si verifichi il completo distacco del rinforzo dal substrato.

L'area sottesa dal diagramma “ $\tau - s$ ” rappresenta l'energia specifica di frattura $\Gamma_F = \frac{1}{2} f_b s_u$, associata al distacco del rinforzo dal substrato in modo II.

La tensione tangenziale di picco f_b può essere assunta pari alla coesione del supporto:

$$f_b = \frac{\sqrt{f_c \cdot f_t}}{2} \quad (10.1)$$

essendone f_c e f_t , rispettivamente, le resistenze a compressione ed a trazione.

Per definire il primo dei due rami è necessario tenere conto sia della deformabilità dello strato di adesivo (con spessore dell'ordine del millimetro) che di quella di uno strato superficiale di calcestruzzo di opportuno spessore.

In assenza di risultati sperimentali specifici, i parametri meccanici che definiscono il legame di aderenza bilineare “ $\tau - s$ ” possono essere valutati con le modalità appresso descritte.

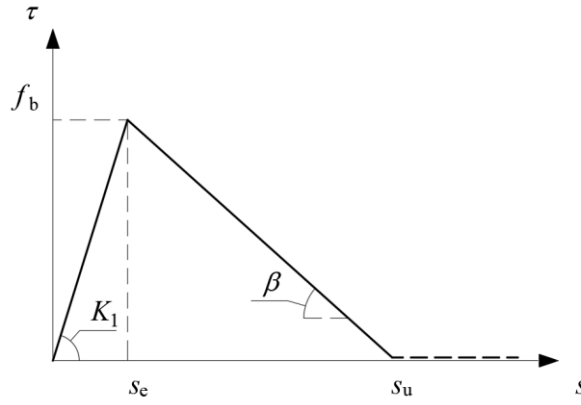


Figura 10-5 – Esempi di legame di aderenza “ $\tau - s$ ” bilineare.

Per lo scorrimento di interfaccia corrispondente al completo distacco, si assume il seguente valore, ampiamente condiviso in letteratura:

$$s_u = 0.25 \text{ mm} \quad (10.2)$$

Infine, il coefficiente angolare del ramo lineare crescente, K_1 , può essere valutato come:

$$K_1 = \frac{c_1}{t_a/G_a + t_c/G_c} \quad (10.3)$$

essendo, rispettivamente, G_a e G_c i moduli di elasticità tangenziale dell’adesivo e del calcestruzzo, t_a lo spessore nominale dell’adesivo e t_c lo spessore dello strato di calcestruzzo che partecipa alla deformabilità dell’interfaccia (in mancanza di dati sperimentali si può assumere $t_c = 20 \div 30 \text{ mm}$, $c_1 = 0.5 \div 0.7$).

Nel calcolo delle tensioni per le verifiche allo SLE, il legame “ $\tau - s$ ” si riduce al solo ramo lineare crescente, il cui coefficiente angolare K_1 è fornito dalla (10.3) per $c_1 = 1$.

10.2.2 Legame di aderenza rigido-softening

L’espressione del valore di progetto della lunghezza ottimale di ancoraggio, adottata nelle presenti Istruzioni, deriva dall’ipotesi di legame “ $\tau - s$ ” rigido-*softening* ($K_1 \rightarrow \infty$), lecita allo SLU dal momento che l’ampiezza del tratto elastico-lineare è del tutto trascurabile rispetto a quella del successivo tratto *softening*.

Di seguito si accenna all’utilizzo di tale legame, rappresentato in Figura 10-6, per derivare tale espressione. Inoltre, si mostrerà come, con l’utilizzo di esso, sia possibile ritrovare l’espressione della forza massima trasmissibile al rinforzo di FRP e quindi giustificare l’espressione della resistenza allo SLU per distacco di estremità (4.1.3). Si evidenzia, come risulta dalla Figura 10-5, che si è posto $\beta = \frac{f_b}{s_u}$ e che il legame di aderenza può essere, quindi, espresso nel tratto di *softening* come $\tau = \beta \cdot (s_u - s)$.

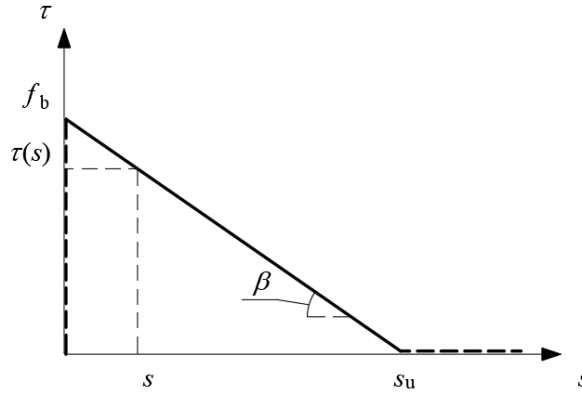


Figura 10-6 – Legame di aderenza “ $\tau - s$ ” rigido-softening.

A tal fine è sufficiente riferirsi allo schema semplificato di Figura 10-7, in cui, rispetto a quello della Figura 4-3, il tratto del rinforzo a sbalzo dal supporto è stato omesso in quanto inessenziale per lo scopo proposto. I simboli utilizzati sono quelli già introdotti nel § 4.1.

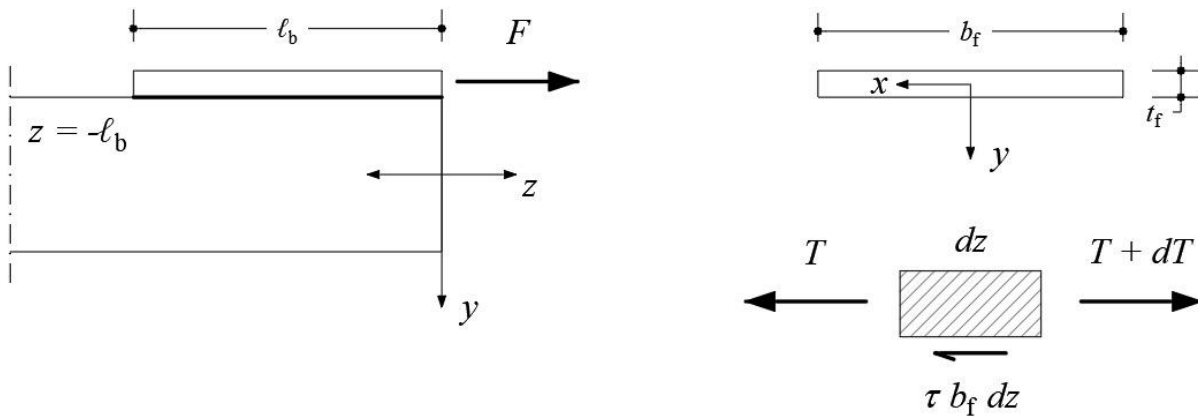


Figura 10-7 – Parametri geometrici per la determinazione della lunghezza ottimale di ancoraggio.

Si suppone che il supporto si possa considerare infinitamente rigido rispetto al rinforzo di FRP, cosicché si possa assumere che $\frac{ds}{dz} = \varepsilon_f$, essendo s lo scorrimento all’interfaccia precedentemente introdotto e ε_f la deformazione assiale nel rinforzo. Inoltre, si assume che la sezione retta del rinforzo di FRP sia rigida nel proprio piano, sicché il problema di equilibrio esaminato è monodimensionale. Lo studio di tale problema, del quale in generale non è assicurata l’esistenza di soluzione, viene ristretto al caso in cui in tutti i punti di contatto tra supporto e rinforzo sia soddisfatta la condizione $s_u - s \geq 0$, sicché il rinforzo risulta completamente adeso al supporto ed è in grado di contrastarne il distacco. Sotto questo vincolo, di cui si forniscono nel prosieguo condizioni sufficienti a garantirne il soddisfacimento, la soluzione del problema esiste ed è unica.

Le equazioni di campo sono le seguenti:

- Equazione indefinita di equilibrio alla traslazione in direzione z :

$$\frac{dT}{dz} - \tau(s)b_f = 0 \quad (10.4)$$

avendo denotato con T il valore corrente dello sforzo di trazione nel rinforzo nella generica sezione z e con b_f la larghezza del rinforzo FRP.

- Equazione indefinita di congruenza:

$$\frac{ds}{dz} = \varepsilon_f = \frac{T}{E_f b_f t_f} \quad (10.5)$$

Sostituendo la (10.5) nella (10.4), e tenendo conto del legame di aderenza, si ottiene la seguente equazione differenziale del secondo ordine nell'incognita $s(z)$:

$$\frac{d^2 s}{dz^2} + \omega^2 s - \omega^2 s_u = 0 \quad (10.6)$$

avendo posto

$$\omega^2 = \frac{\beta}{E_f t_f} \quad (10.7)$$

dove E_f è il modulo di elasticità normale del rinforzo di FRP in direzione longitudinale. Le competenti condizioni al contorno, basate sulla (10.5) sono:

$$\begin{aligned} E_f b_f t_f \left. \frac{ds}{dz} \right|_{z=0} &= T(z=0) = F \\ E_f b_f t_f \left. \frac{ds}{dz} \right|_{z=-\ell_b} &= 0 \Leftrightarrow \left. \frac{ds}{dz} \right|_{z=-\ell_b} = 0 \end{aligned} \quad (10.8)$$

essendo F il valore della forza applicata all'estremità del rinforzo FRP ($z=0$).

La soluzione del problema di equilibrio è fornita dalla (10.6) è:

$$s(z) = -\frac{F}{\omega E_f b_f t_f} \frac{1}{\sin(\omega \ell_b)} \cos(\omega(z + \ell_b)) + s_u \quad (10.9)$$

Condizione sufficiente perché risulti $s_u - s \geq 0$ per ogni $z \in [-\ell_b, 0]$ è che sia $\cos(\omega(z + \ell_b)) \geq 0$, il

che accade se $\omega(z + \ell_b) \leq \frac{\pi}{2}$, ovvero se $\ell_b \leq \frac{\pi}{2\omega}$.

La lunghezza incollata limite:

$$\ell_e = \frac{\pi}{2\omega} \quad (10.10)$$

è detta “lunghezza ottimale di ancoraggio”, in quanto per $\ell_b = \ell_e$, risulta:

$$s(z) = -\frac{F}{\omega E_f b_f t_f} \cos(\omega(z + \ell_e)) + s_u \quad (10.11)$$

Calcolando lo scorrimento nella sezione $z = 0$, dalla (10.9) si ottiene che $s(0) = s_u$ e $\tau(0) = 0$. Inoltre, per $z = -\ell_e$, imponendo che sia $s(-\ell_e) = 0$, si ottiene che $\tau(-\ell_e) = f_b$. Tali condizioni, che corrispondono all’intero sviluppo del legame di aderenza, corrispondono anche al raggiungimento del valore massimo della forza F per cui è possibile l’equilibrio nel caso in cui $\ell_b = \ell_e$. Quindi, si può scrivere:

$$s_u = \frac{F_{\max}}{\omega E_f b_f t_f} \rightarrow F_{\max} = \omega E_f b_f t_f s_u \quad (10.12)$$

Quando la lunghezza aderente del rinforzo è minore della lunghezza ottimale di ancoraggio, quindi per $\ell_b < \ell_e$, la (10.9), per $z = 0$ ed usando $\omega = \frac{\pi}{2\ell_e}$, fornisce il seguente valore di scorrimento all’estremo caricato:

$$s(0) = -\frac{F}{\omega E_f b_f t_f} \frac{1}{\sin\left(\frac{\pi}{2} \frac{\ell_b}{\ell_e}\right)} \cos\left(\frac{\pi}{2} \frac{\ell_b}{\ell_e}\right) + s_u \quad (10.13)$$

La (10.13) evidenzia che $s(0) < s_u$, per cui nella sezione caricata il legame di aderenza non è del tutto sviluppato e, quindi, si avrà anche $\tau(0) > 0$. Inoltre, per $z = -\ell_b$, poiché si deve sempre avere che la sezione terminale del rinforzo non subisce spostamenti, imponendo $s(-\ell_b) = 0$ nella (10.9), si ottiene $s_u = \frac{F}{\omega E_f b_f t_f} \cdot \frac{1}{\sin(\omega \ell_b)}$. Ciò significa che per $\ell_b < \ell_e$, il valore massimo della forza F per cui è assicurato l’equilibrio è:

$$F_{\max}(\ell_b) = \omega E_f b_f t_f s_u \sin\left(\frac{\pi}{2} \frac{\ell_b}{\ell_e}\right) = \sin\left(\frac{\pi}{2} \frac{\ell_b}{\ell_e}\right) F_{\max} \quad (10.14)$$

essendo $F_{\max}$ espressa dalla (10.12).

La (10.14) mostra chiaramente che, essendo $\frac{\ell_b}{\ell_e} < 1$, è $F_{\max}(\ell_b) < F_{\max}$ e, quindi, si conferma ulteriormente che la lunghezza ottimale di ancoraggio è la lunghezza minima che assicura la trasmissione del massimo sforzo di aderenza.

10.2.3 Derivazione delle formule 4.1, 4.4 e 4.5

Dalla (10.10) del §10.2.2, elevando al quadrato entrambi i membri, si ottiene:

$$\ell_e^2 = \left(\frac{\pi}{2}\right)^2 \frac{1}{\omega^2} = \left(\frac{\pi}{2}\right)^2 \frac{E_f t_f}{\beta} = \left(\frac{\pi}{2}\right)^2 \frac{E_f t_f s_u}{f_b} = \left(\frac{\pi}{2}\right)^2 \frac{E_f t_f f_b s_u}{f_b^2} \quad (10.15)$$

da cui discende:

$$\ell_e = \frac{1}{f_b} \sqrt{\frac{\pi^2}{4} E_f t_f f_b s_u} = \frac{\pi}{f_b} \sqrt{\frac{E_f t_f \Gamma_F}{2}} \quad (10.16)$$

essendo $\Gamma_F = \frac{1}{2} f_b s_u$.

Inoltre, tenendo conto della (10.7), si ha:

$$\omega^2 = \frac{\beta}{E_f t_f} \Rightarrow \omega E_f t_f = \frac{\beta}{\omega} \quad (10.17)$$

per cui dalla (10.12) discende:

$$F_{\max} = \frac{\beta}{\omega} b_f s_u = \frac{f_b b_f}{\omega} \quad (10.18)$$

ovvero anche per la (10.10):

$$F_{\max} = \frac{2}{\pi} f_b b_f \ell_e \quad (10.19)$$

In definitiva, in virtù della (10.16); si ottiene:

$$F_{\max} = b_f \sqrt{E_f t_f f_b s_u} = b_f \sqrt{2 E_f \Gamma_F t_f} \quad (10.20)$$

essendo, come già osservato, $\Gamma_F = \frac{1}{2} f_b s_u$.

La (10.16) e la (10.20) consentono agevolmente di risalire, nell'ordine, alla (4.1) e alle (4.4) e (4.5), introducendo gli opportuni fattori parziali sui materiali (FC , γ_2) e coefficienti correttivi (k_G , k_b). Invece, come pure è facile verificare, la (4.11) rappresenta una buona approssimazione parabolica della (10.14), che è più maneggevole ai fini tecnici.

10.2.4 Calibrazione del coefficiente k_G

Alla luce dei numerosi dati sperimentali disponibili nella bibliografia nazionale ed internazionale con riferimento a prove di aderenza di diversi sistemi di rinforzo FRP applicati su substrati in calcestruzzo, si è ritenuto opportuno procedere, rispetto alla versione R1 delle Istruzioni, ad una nuova calibrazione della formula (10.20) attraverso l'introduzione del coefficiente k_G che permette di ottenere i valori medio e caratteristico dell'energia specifica di frattura Γ_F definita nel 10.2.1.

In particolare, il valore medio della forza massima nel rinforzo per $\ell_b \geq \ell_c$ viene corretto rispetto alla formula (10.20) attraverso il coefficiente di forma k_b ed il coefficiente di calibrazione k_G come segue:

$$F_{\max,m} = k_b \cdot b_f \cdot \sqrt{2E_f t_f \Gamma_{Fm}} \quad k_b = \sqrt{\frac{2 - b_f/b}{1 + b_f/b}} \geq 1 \quad (10.21)$$

essendo:

$$\Gamma_{Fm} = \frac{1}{2} f_{bm} s_u = \frac{k_{Gm} s_u}{4} \frac{\sqrt{f_{cm} f_{ctm}}}{FC} \quad (10.22)$$

La calibrazione del coefficiente k_G e dello scorrimento s_u è stata fatta sulla base di confronti della Eq. (10.21) con dati sperimentali. Una parte del *database* sperimentale raccoglie i risultati di prove di aderenza composito-calcestruzzo eseguite nell'ambito delle attività del Task WP1 - Compositi a matrice polimerica (FRP) del Progetto ReLUIS-DPC 2019-2021. La calibrazione dei valori medi e caratteristici del coefficiente k_G è stata eseguita in accordo con l'approccio suggerito in EN1990 – Annex D (*Design assisted by testing*) tramite confronti con i numerosi dati sperimentali raccolti.

Il database sperimentale è costituito da 280 prove di aderenza relative a compositi impregnati *in situ* (tessuti composti da fibre di vetro e di carbonio e da microtrefoli di acciaio) e 100 prove di aderenza relative a compositi preformati (lamine in fibre di carbonio). Le caratteristiche principali dei campioni sottoposti alle prove sperimentali esaminate variano nei seguenti intervalli:

- Per i sistemi compositi impregnati *in situ*
 - Resistenza media a compressione del calcestruzzo: $f_{cm} = 14.6-70.0$ MPa;
 - Modulo elastico dei rinforzi FRP: $E_f = 73-409$ GPa;
 - Spessore del rinforzo FRP: $t_f = 0.083-0.600$ mm (da 1 a 3 strati di rinforzo);
 - Rapporto larghezza rinforzo FRP-larghezza dell'elemento in calcestruzzo: $b_f/b = 0.20-1.00$;
 - Larghezza del rinforzo FRP: $b_f = 30-150$ mm;
 - lunghezza aderente del rinforzo FRP: $\ell_b = 85 - 500$ mm.
- Per i sistemi compositi preformati
 - Resistenza media a compressione del calcestruzzo: $f_{cm} = 15.0-66.0$ MPa;
 - Modulo elastico dei rinforzi FRP: $E_f = 150-400$ GPa;
 - Spessore del rinforzo FRP: $t_f = 1.2-1.6$ mm (1 strato di rinforzo);
 - Rapporto larghezza rinforzo FRP-larghezza element in calcestruzzo: $b_f/b = 0.15-1.00$;

- Larghezza del rinforzo FRP: $b_f = 50-100$ mm;
- lunghezza aderente del rinforzo FRP: $\ell_b = 150 - 400$ mm.

La procedura di calibrazione è stata condotta separatamente per compositi preformati (§ 2.2.2) e per compositi impregnati *in situ* (§2.2.3) ed ha fornito, assumendo $FC = 1$:

- scorrimento ultimo del legame di interfaccia $s_u = 0.25$ mm per qualsiasi tipologia di rinforzo, sia compositi preformati, sia compositi impregnati *in situ*;
- per i compositi preformati un valore medio di $k_{Gm} = 0.80$ ed un valore caratteristico (frattile al 5%) $k_{Gk} = 0.35$.
- per compositi impregnati *in situ* un valore medio $k_{Gm} = 1.25$ ed un valore caratteristico (frattile al 5%) $k_{Gk} = 0.60$.

In analogia con le espressioni per i valori medi, il valore caratteristico della forza massima nel rinforzo per $\ell_b \geq \ell_e$ si calcola come:

$$F_{\max,k} = k_b \cdot b_f \cdot \sqrt{2E_f t_f \Gamma_{Fk}} \quad (10.23)$$

essendo:

$$\Gamma_{Fk} = \frac{1}{2} f_{bk} \cdot s_u = \frac{k_{Gk}}{4} \frac{\sqrt{f_{cm} f_{ctm}}}{FC} \cdot s_u \quad (10.24)$$

Nelle (10.22) e (10.24), il valore medio della resistenza a trazione del substrato in calcestruzzo, f_{ctm} , qualora non disponibile, è stato calcolato secondo le indicazioni della Normativa vigente, mentre si è assunto sempre $FC = 1$. In applicazioni reali, FC è il fattore di confidenza associato al livello di conoscenza del substrato su cui si applica il rinforzo e va valutato con riferimento a normative di comprovata validità.

Infine, il valore di progetto della forza massima nel rinforzo per $\ell_b \geq \ell_e$ è calcolato come segue, tramite l'introduzione del fattore parziale di sicurezza $\gamma_{f2} = 1.3$:

$$F_{\max,d} = \frac{k_b \cdot b_f}{\gamma_{f2}} \sqrt{2E_f t_f \Gamma_{Fk}} \quad (10.25)$$

In Figura 10-8, i valori sperimentali della forza di distacco desunti dall'ampio *database* di prove di aderenza utilizzate per la calibrazione del coefficiente k_G e distinti per compositi preformati ed impregnati *in situ*, sono confrontati con i valori medi, caratteristici e di progetto della forza di distacco espressi dalle (10.21), (10.23) e (10.25).

Per $\ell_b < \ell_e$, i valori medi, caratteristici e di progetto della massima forza nel rinforzo potranno essere sempre espressi dalle (10.21), (10.23) e (10.25), ma introducendo, in analogia con la (10.14) il coefficiente riduttivo funzione della lunghezza aderente, ℓ_b , del rinforzo, $\sin\left(\frac{\pi \ell_b}{2 \ell_e}\right) \approx \frac{\ell_b}{\ell_e} \left(2 - \frac{\ell_b}{\ell_e}\right)$.

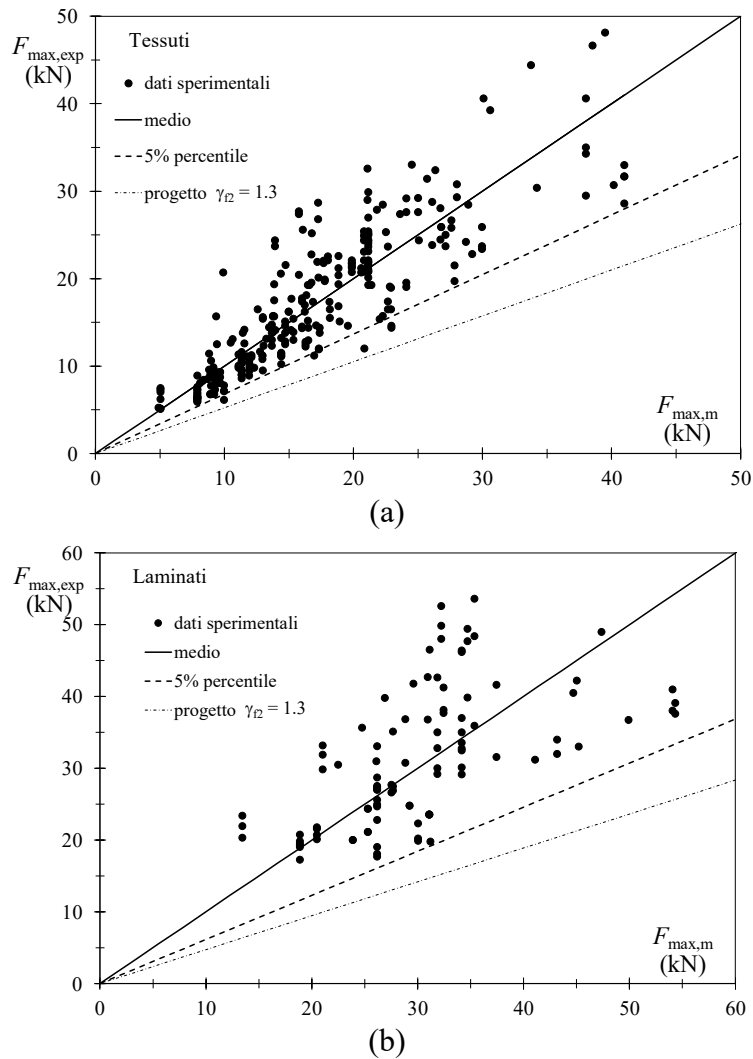


Figura 10-8 – Risultati della calibrazione su base sperimentale di valori medi, caratteristici e di progetto della forza F_{max} per supporti in calcestruzzo: (a) compositi impregnati in situ, (b) compositi preformati.

10.2.5 Resistenza al distacco dal supporto in corrispondenza di fessure da flessione

La calibrazione dei valori medi e caratteristici del coefficiente $k_{G,2}$ nella formula (4.12) è stata anch'essa condotta sulla base di un'analisi statistica di numerosi risultati sperimentali, disponibili nella bibliografia nazionale ed internazionale, relativi a travi e solette di c.a. rinforzate con lamine o tessuti di FRP che hanno raggiunto la rottura per distacco intermedio (modalità 2). Anche in questo caso, la procedura di calibrazione è stata eseguita in accordo con l'approccio suggerito in EN1990 – Annex D (*Design assisted by testing*), considerando come variabili aleatorie anche le caratteristiche meccaniche dei materiali.

L'analisi statistica dei risultati ha fornito un valore medio di $k_{G,2}$ pari a 5.1 ed un frattile al 5% pari a 1.6, indipendentemente dalla tipologia del rinforzo.

L'introduzione dell'ulteriore coefficiente correttivo k_q è giustificata sulla base di risultati di prove sperimentali ed analisi numeriche per distinguere tra la condizione di carico distribuito ($k_q = 1.25$) e quella di carico concentrato ($k_q = 1.00$), atteso il palese effetto benefico della prima condizione rispetto alla seconda. Il valore $k_q = 1.25$ rappresenta comunque una scelta cautelativa, dato il ridotto numero di prove sperimentali con carico distribuito attualmente disponibili.

10.3 MODELLAZIONE DEL LEGAME DI ADERENZA TRA RINFORZO EBR E MURATURA

Per la muratura possono ripetersi considerazioni analoghe a quelle già presentate in questa Appendice per il supporto di calcestruzzo. Si forniscono pertanto dettagli sulla sola calibrazione del coefficiente k_G per diversi supporti murari.

10.3.1 Calibrazione del coefficiente k_G

Alla luce dei numerosi dati sperimentali disponibili nella bibliografia nazionale ed internazionale con riferimento a prove di aderenza di diversi sistemi di rinforzo FRP applicati su diversi substrati in muratura (laterizi e blocchi in pietra naturale), si è ritenuto opportuno procedere ad una nuova calibrazione del coefficiente k_G che ha permesso di ottenere i valori medio e caratteristico dell'energia specifica di frattura Γ_F definita nel 10.2.1 e particolarizzata per diversi materiali murari. In particolare, per le murature in pietra naturale, la numerosità dei risultati sperimentali disponibili ha permesso di effettuare calibrazioni per il coefficiente k_G distinte per tre tipologie: tufo campano, calcarenite siciliana, pietra leccese.

Una parte del *database* sperimentale raccoglie i risultati di prove di aderenza composito-calcestruzzo eseguite nell'ambito delle attività del Task WP1 - Compositi a matrice polimerica (FRP) del Progetto ReLUIS-DPC 2019-2021. La calibrazione dei valori medi e caratteristici del coefficiente k_G è stata eseguita in accordo con l'approccio suggerito in EN1990 – Annex D (*Design assisted by testing*), tramite confronti con i dati sperimentali raccolti.

La procedura di calibrazione è stata condotta per i soli compositi impregnati *in situ* (§ 2.2.3) in quanto non risultano nel database prove sperimentali di aderenza relative ad applicazioni di compositi preformati su substrati murari.

Gli intervalli di resistenza a compressione dei laterizi e dei blocchi in pietra naturale, su cui sono state realizzate le prove di aderenza impiegate nella calibrazione, sono:

- per mattoni in laterizio (377 prove): 12.0-30.0 MPa;
- per blocchi di tufo campano (39 prove): 2.0-6.0 MPa;
- per blocchi di calcarenite siciliana (68 prove): 2.0-11.0 MPa;
- per blocchi di pietra leccese (35 prove): 21.0-31.0 MPa.

La calibrazione ha fornito per il coefficiente k_G :

- per mattoni in laterizio: un valore medio $k_{Gm} = 0.40$ ed un valore caratteristico (frattile al 5%) $k_{Gk} = 0.15$;
- per blocchi di tufo campano, un valore medio $k_{Gm} = 1.30$ ed un valore caratteristico (frattile al 5%) $k_{Gk} = 0.60$;
- per blocchi di pietra leccese, un valore medio $k_{Gm} = 0.24$ ed un valore caratteristico (frattile al 5%) $k_{Gk} = 0.12$;
- per blocchi di calcarenite siciliana, un valore medio $k_{Gm} = 0.73$ ed un valore caratteristico (frattile al 5%) $k_{Gk} = 0.38$.

Per tipologie murarie diverse da quelle indicate in precedenza, occorre eseguire opportune prove sperimentali con procedure statisticamente corrette in accordo con EN1990 – Annex D (*Design assisted by testing*).

In Figura 10-9, i valori sperimentali della forza di distacco desunti dalle prove di aderenza utilizzate per la calibrazione del coefficiente k_G e distinti per supporti murari di laterizio e di pietra naturale

(tufo campano, calcarenite siciliana e pietra leccese), sono confrontati con i valori di progetto della forza di distacco, ottenuti dalla seguente espressione:

$$F_{\max,d} = \frac{k_b b_f}{\gamma_{f2}} \cdot \sqrt{2E_f t_f \Gamma_{Fk}} \quad (10.26)$$

essendo:

$$\Gamma_{Fk} = \frac{1}{2} f_{bk} s_u = \frac{k_{Gk}}{4} \frac{\sqrt{f_{bcm} f_{btm}}}{FC} \cdot s_u \quad (10.27)$$

in cui si è assunto $FC=1$ e $\gamma_{f2} = 1.3$ ed il valore medio della resistenza a trazione del substrato murario, f_{btm} , qualora non disponibile, è stato calcolato come $f_{btm} = 0.10 f_{bcm}$; il valore medio della resistenza a compressione del substrato murario, f_{bcm} , è stato assunto pari al valore sperimentale della resistenza a compressione della pietra lapidea o del laterizio fornito dagli sperimentatori. Lo scorrimento ultimo del legame di aderenza, s_u , nella (10.26a) è diversificato in funzione dei diversi substrati murari ed è pari a:

- per mattoni in laterizio: $s_u = 0.40$ mm;
- per blocchi di tufo campano: $s_u = 0.40$ mm;
- per blocchi di pietra leccese: $s_u = 0.30$ mm;
- per blocchi di calcarenite siciliana: $s_u = 0.30$ mm.

In Figura 10-9, i valori sperimentali della forza massima di delaminazione sono confrontati anche con i valori caratteristici e medi della forza di distacco calcolati con le seguenti espressioni, sempre assumendo $FC = 1$ e di valori dello scorrimento s_u prima riportati:

$$F_{\max,k} = k_b b_f \sqrt{2E_f t_f \Gamma_{Fk}} \quad (10.28)$$

$$F_{\max,m} = k_b b_f \sqrt{2E_f t_f \Gamma_{Fm}} \quad (10.29)$$

essendo:

$$\Gamma_{Fm} = \frac{1}{2} f_{bm} s_u = \frac{k_{Gm} s_u}{4} \cdot \frac{\sqrt{f_{bcm} f_{btm}}}{FC} \quad (10.30)$$

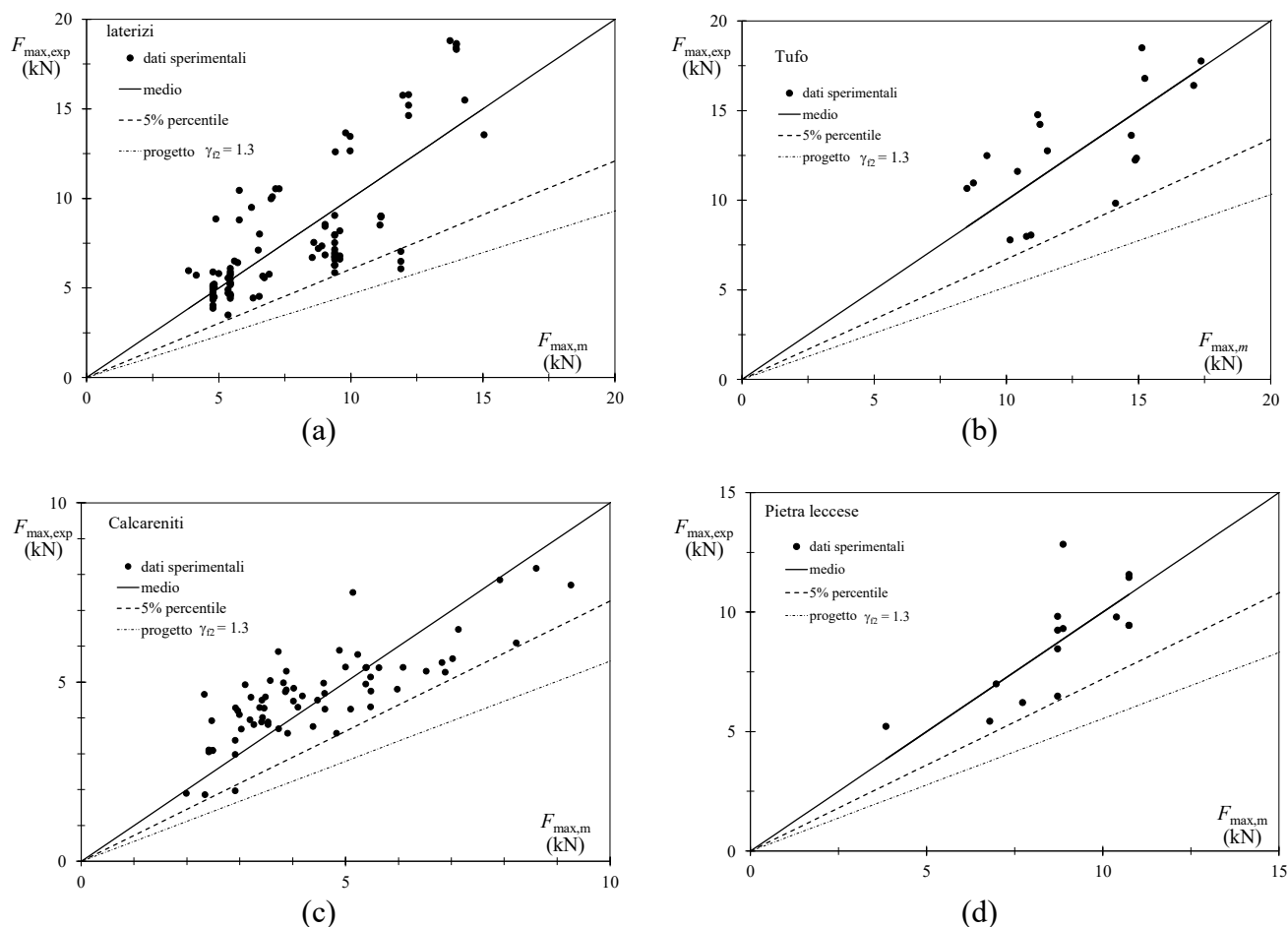


Figura 10-9 – Risultati della calibrazione su base sperimentale di valori medi, caratteristici e di progetto della forza $F_{\max}$ per supporti in muratura: (a) laterizi; (b) tufo campano; (c) calcarenite siciliana; (d) pietra leccese.

10.4 MODELLAZIONE DEL LEGAME DI ADERENZA TRA RINFORZO NSM E CALCESTRUZZO O MURATURA

10.4.1 Introduzione

Viene presentato di seguito un semplice modello meccanico per la valutazione della resistenza nei confronti del distacco dal supporto di rinforzi FRP in forma di barre o lamine inseriti all'interno di intagli (rinforzo FRP-NSM). Tale modello utilizza una generalizzazione del modello di interfaccia rigido-*softening* presentato in questa stessa Appendice 10 per rinforzi FRP applicati con la tecnica EBR.

Si studia a tal fine il problema di equilibrio descritto nella Figura 10-10, relativo alla determinazione della forza massima trasmessa da un rinforzo FRP inserito in un intaglio di dimensioni w_G e d_G eseguito all'interno di un solido prismatico.

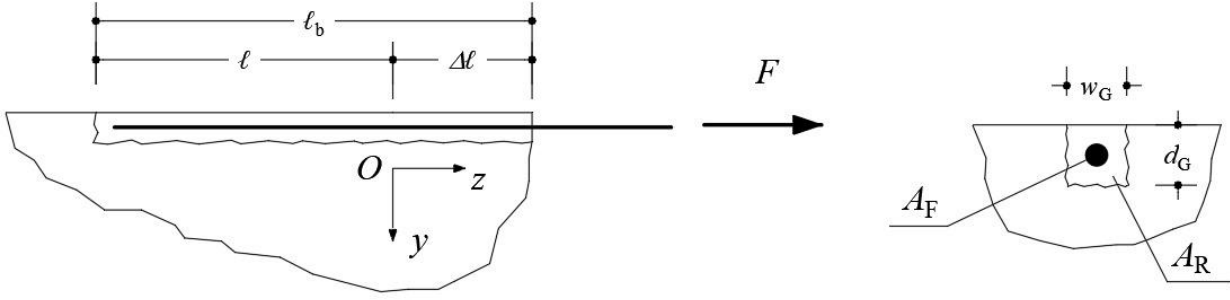


Figura 10-10 – Geometria di un elemento FRP inserito in un intaglio.

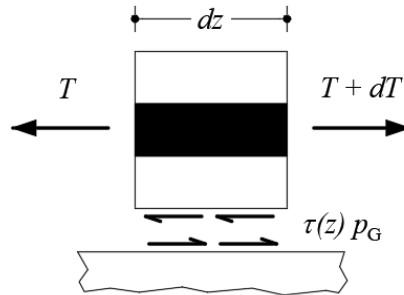


Figura 10-11 – Problema di equilibrio di un elemento FRP inserito in un intaglio.

Si suppone che il supporto sia infinitamente rigido rispetto al rinforzo in FRP. Sia E_F il modulo di elasticità longitudinale della fibra e E_R il modulo della resina, supposti entrambi costanti lungo l'asse longitudinale del rinforzo. La sezione retta della lamina è supposta rigida nel proprio piano, sicché il problema di equilibrio esaminato è monodimensionale. Si introducono le quantità omogeneizzate:

$$A_H = A_F + A_R = w_G d_G \quad , \quad p_G = 2d_G + w_G \quad , \quad E_H = \frac{E_F A_F + E_R A_R}{A_H} \quad (10.31)$$

con w_G e d_G dimensioni definite nella Figura 10-10.

Si assume come legame di aderenza una legge bilineare, caratterizzata da un valore di picco f_b e seguita da un ramo costante di tipo attritivo, individuato dalla resistenza residua f_{bR} e dallo scorrimento massimo s_{max} , come rappresentato in Figura 10-12. Con i simboli s e τ si sono denotati rispettivamente lo *scorrimento* esibito dal rinforzo e la *tensione tangenziale* di interazione tra rinforzo e supporto.

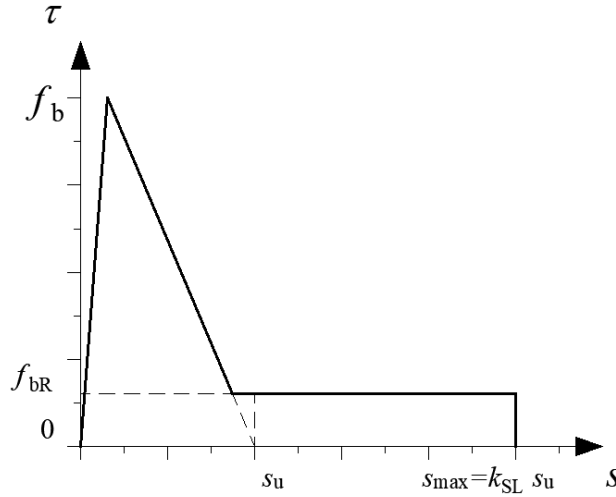


Figura 10-12 – Legame di aderenza con attrito residuo.

Ai fini tecnici, analogamente a quanto fatto nella trattazione dei sistemi FRP-EBR, si può trascurare il ramo crescente della legge bilineare, riducendola quindi al solo ramo *softening*. Questo è esteso fino all'intersezione s_u con l'asse degli scorrimenti ed è seguito da un ramo costante, di tipo attritivo, per valori dello scorrimento compresi tra s_u e s_{max} , essendo $s_{max} = k_{SL} \cdot s_u$, come rappresentato in Figura 10-13. Tale legame di aderenza presenta in corrispondenza dell'ascissa s_u una discontinuità di prima specie, giustificata dalla sostanziale differenza del fenomeno fisico nel passaggio da un ramo all'altro. Come sarà mostrato nel prosieguo, la schematizzazione proposta consente di trattare i rinforzi FRP-NSM con semplicità, potendosi avvalere di risultati già presentati nell'Appendice 10 per i rinforzi FRP-EBR. Inoltre, consente di conservare la valenza delle definizioni già adottate, di comune utilizzo nella pratica tecnica, affiancandone altre che permettono di governare, con altrettanta semplicità, il problema meccanico ampliato.

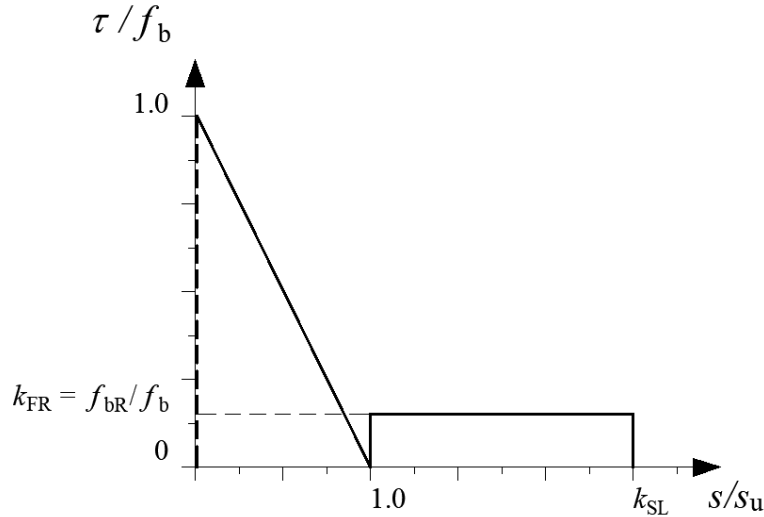


Figura 10-13 – Legame di aderenza rigido-*softening* con attrito residuo.

In termini analitici, il legame di aderenza qui proposto è descritto dalle seguenti relazioni:

$$\tau = \beta(s_u - s) \quad \forall s \in [0, s_u] \quad (10.32)$$

$$\tau = f_{bR} = k_{FR} f_b \quad \forall s \in [s_u, s_{max}] \quad (10.33)$$

$$\tau = 0 \quad \forall s > s_{max} = k_{SL} s_u \quad (10.34)$$

Si evidenzia che il parametro $\beta = f_b / s_u$ ha le dimensioni di una forza riferita ad una lunghezza al cubo. Diverse prove sperimentali e studi numerici hanno evidenziato che tale legame di aderenza risulta particolarmente idoneo a modellare il comportamento dei rinforzi di FRP-NSM nei confronti del distacco dal supporto.

La tensione tangenziale di picco f_b può essere assunta pari alla coesione del supporto, come già ipotizzato per i sistemi FRP-EBR:

$$f_b = \frac{\sqrt{f_c \cdot f_t}}{2} \quad (10.35)$$

essendone f_c e f_t , rispettivamente, le resistenze a compressione ed a trazione.

10.4.2 Il problema di equilibrio

Si assume che il rinforzo di cui si studia il problema di equilibrio abbia una lunghezza aderente $\ell_b = \ell + \Delta\ell$. Il problema è non lineare ed in generale una sua soluzione non è assicurata. E' conveniente assumere come origine del sistema di riferimento il punto O in cui lo *slip* esibito dal rinforzo è pari al valore s_u definito in precedenza, condizione che identifica la lunghezza ℓ . Questo è certamente possibile nella condizione di equilibrio ultima nella quale ℓ_b sia la più piccola lunghezza aderente cui corrisponda la massima forza trasmissibile dal rinforzo NSM al supporto, come sarà chiarito nel prosieguo.

Ciò premesso, il problema è governato dalle equazioni di campo che si riportano nel seguito e si esplicitano con riferimento ai due tratti di rinforzo relativi, rispettivamente, agli intervalli $[-\ell, 0]$ e $[0, \Delta\ell]$. Con il simbolo T si denota il valore corrente dello sforzo di trazione nel rinforzo e variabile lungo di esso, mentre con il simbolo s si denota il valore corrente dello scorrimento (*slip*). Per distinguere le grandezze relative ai due intervalli si utilizzano rispettivamente i pedici 1 e 2.

Per il tratto 1 (Problema “1”, valido per $z \in [-\ell, 0]$), le equazioni di campo sono:

$$\frac{dT_1}{dz} - \tau p_G = 0 \quad (\text{equazione indefinita di equilibrio}) \quad (10.36)$$

$$\frac{ds_1}{dz} = \frac{T_1}{E_H A_H} \quad (\text{equazione indefinita di congruenza}) \quad (10.37)$$

$$\tau = \beta(s_u - s_1) \quad (\text{tratto softening del legame di aderenza}) \quad (10.38)$$

Il prodotto $E_H A_H$ rappresenta la rigidezza assiale omogeneizzata del rinforzo. Il parametro p_G indica il perimetro dell'intaglio a contatto con la resina ovvero anche la superficie dell'interfaccia, tra l'elemento strutturale e il rinforzo, riferita all'unità di lunghezza.

Con semplici passaggi, è agevole ricondursi alla seguente equazione differenziale di equilibrio, del secondo ordine, nella funzione incognita s_1 :

$$\frac{d^2 s_1}{dz^2} - \frac{f_b p_G}{E_H A_H s_u} (s_u - s_1) = 0 \quad (10.39)$$

ovvero anche, ponendo, in analogia con la (10.7) assunta per i rinforzi FRP-EBR:

$$\omega^2 = \frac{f_b p_G}{E_H A_H s_u} = \frac{\beta p_G}{E_H A_H} \quad (10.40)$$

$$\frac{d^2 s_1}{dz^2} + \omega^2 s_1 - \omega^2 s_u = 0 \quad (10.41)$$

La (10.41) è analoga alla (10.6) valida per rinforzi FRP-EBR.

Per il tratto 2 (Problema “2”, valido per $z \in [0, \Delta \ell]$), le equazioni di campo sono:

$$\frac{dT_2}{dz} - \tau p_G = 0 \quad (\text{equazione indefinita di equilibrio}) \quad (10.42)$$

$$\frac{ds_2}{dz} = \frac{T_2}{E_H A_H} \quad (\text{equazione indefinita di congruenza}) \quad (10.43)$$

$$\tau = f_{br} = k_{FR} f_b \quad (\text{tratto residuo del legame di aderenza}) \quad (10.44)$$

Con semplici passaggi, è agevole ricondursi alla seguente equazione differenziale di equilibrio nella funzione incognita s_2 :

$$\frac{d^2 s_2}{dz^2} - \frac{k_{FR} f_b \cdot p_G}{E_H A_H} = 0 \quad (10.45)$$

10.4.3 Discussione del problema di equilibrio “1”

Per la discussione del problema di equilibrio “1”, è possibile rifarsi ai ragionamenti già presentati nell’Appendice 10 per il distacco di estremità di un rinforzo EBR, allorché si utilizzi un legame di aderenza rigido-*softening*, in quanto l’equazione risolutiva è analoga a quella già definita per i rinforzi FRP-EBR, a meno di introdurre le grandezze omogeneizzate $E_H A_H$ ed il perimetro p_G come superficie di interfaccia per unità di lunghezza.

Nel paragrafo 10.2, si è definita la cosiddetta ‘lunghezza ottimale di ancoraggio’, che viene riproposta per i rinforzi FRP-NSM e sostituendo il termine ω^2 con la (10.40):

$$\ell_{e1} = \frac{\pi}{2\omega} = \frac{1}{f_b} \sqrt{\frac{\pi^2 E_H A_H \Gamma_{F1}}{2 p_G}} = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{E_H A_H s_u}{f_b p_G}} \quad (10.46)$$

avendo definito in tal caso l’energia di frattura, corrispondente all’area sottesa dal solo ramo rigido-*softening* del legame di aderenza, come segue:

$$\Gamma_{F1} = \frac{f_b \cdot s_u}{2} \quad (10.47)$$

Attribuendo il valore ℓ_{e1} alla lunghezza ℓ del primo tratto del rinforzo, si dimostra che tale lunghezza è la più piccola per cui sono soddisfatte le seguenti due condizioni nella sezione $z = 0$ (punto O,

origine del riferimento, Figura 10-10):

- i) $s_1(z=0) = s_u$;
- ii) si attinge il massimo valore dello sforzo di trazione, $T_1(0) = F_{1,\max}$ che il rinforzo è in grado di sopportare nel rispetto del legame di aderenza dato dalla (10.32) nel tratto 1 ($z \in [-\ell_{e1}, 0]$) e che è esprimibile come segue:

$$T_1(0) = F_{1,\max} = \sqrt{2p_G E_H A_H \Gamma_{F1}} = \sqrt{E_H A_H p_G f_b s_u} \quad (10.48)$$

dove si è tenuto conto dell'espressione (10.47) dell'energia di frattura Γ_{F1} . La (10.48) è ottenuta, in analogia alla (10.20), adottando il perimetro dell'intaglio p_G al posto di b_f e sostituendo all'area e al modulo elastico delle fibre del rinforzo FRP-EBR le grandezze omogeneizzate E_H e A_H definite dalle (10.31).

La posizione $\ell = \ell_{e1}$ consente perciò la individuazione immediata dell'origine O con la proprietà richiesta: il punto O dista ℓ_{e1} dal bordo del rinforzo opposto a quello a cui è applicata la forza F .

10.4.4 Discussione del problema di equilibrio “2”

L'esistenza di un ulteriore tratto di rinforzo di lunghezza $\Delta\ell_e$, eccedente la lunghezza ℓ_{e1} , fa comprendere che il rinforzo può trasmettere al supporto una forza di intensità superiore a quella dello sforzo massimo di trazione, $F_{1,\max}$, sopportabile dal tratto di lunghezza ℓ_{e1} .

Per determinare l'incremento massimo della forza trasferibile e la lunghezza del tratto aggiuntivo $\Delta\ell_{e,\max}$ in presenza del quale si attinge il massimo valore della forza trasferibile, occorre risolvere il problema di equilibrio “2”, definito nell'intervallo $[0, \Delta\ell_e]$.

Dalla risoluzione della (10.45) si ricava facilmente la seguente soluzione:

$$s_2(z) = \frac{1}{2} \frac{k_{FR} f_b \cdot p_G}{E_H A_H} z^2 + C z + D \quad (10.49)$$

con C e D costanti di integrazione da determinarsi con le condizioni al contorno. Queste sono sia di tipo cinematico che statico e sono da imporre in corrispondenza della coordinata $z = 0$:

$$s_2(0) = s_u \quad \Rightarrow \quad D = s_u \quad (10.50)$$

$$E_H A_H \left. \frac{ds_2}{dz} \right|_{z=0} = T_2(z=0) = F_{1,\max} \quad \Rightarrow \quad C = \frac{F_{1,\max}}{E_H A_H} \quad (10.51)$$

In definitiva, l'integrale particolare della (10.45), che soddisfa le condizioni al contorno di tipo statico e cinematico, è:

$$s_2(z) = \frac{1}{2} \frac{k_{FR} f_b \cdot p_G}{E_H A_H} z^2 + \frac{F_{1,\max}}{E_H A_H} z + s_u \quad (10.52)$$

Ovviamente, la (10.52) vale fin quando lo scorrimento s_2 non raggiunge il valore massimo $s_{\max}$ previsto dal legame di aderenza. Per $s_2 = s_{\max}$, si ottiene, quindi, tramite la (10.52), la seguente equazione per calcolare il più grande valore di $\Delta\ell_e$ associabile al legame di aderenza assegnato al rinforzo

FRP-NSM, $\Delta\ell_{e,\max}$:

$$s_2(\Delta\ell_{e,\max}) = s_{\max} = \frac{1}{2} \frac{k_{FR} f_b \cdot p_G}{E_H A_H} \Delta\ell_{e,\max}^2 + \frac{F_{1,\max}}{E_H A_H} \Delta\ell_{e,\max} + s_u \quad (10.53)$$

La (10.53) è un'equazione algebrica di secondo grado, che presenta una permanenza ed una variazione essendo $s_{\max} > s_u$: essa ammette pertanto una radice negativa, da scartare, ed una positiva che fornisce un limite superiore per la lunghezza $\Delta\ell_e$; inoltre, la radice positiva è quella che presenta il valore assoluto più piccolo. Risulta, quindi:

$$\Delta\ell_{e,\max} = \frac{-F_{1,\max} + \sqrt{F_{1,\max}^2 + 2k_{FR} f_b p_G \cdot E_H A_H (s_{\max} - s_u)}}{k_{FR} f_b p_G} \quad (10.54)$$

Si può ottenere una forma più sintetica del risultato dato dalla (10.54) introducendo la posizione $s_{\max} = k_{SL} s_u$, e ricordando il valore di $F_{1,\max}$ indicato alla (10.48):

$$\Delta\ell_{e,\max} = \frac{F_{1,\max}}{k_{FR} f_b p_G} \left[\sqrt{1 + 2k_{FR} \cdot (k_{SL} - 1)} - 1 \right] \quad (10.55)$$

In definitiva, è possibile stimare l'intensità della massima forza, $F_{2,\max}$, che un rinforzo NSM di lunghezza $\ell_{e2} = \ell_{e1} + \Delta\ell_{e,\max}$ è in grado di trasmettere al supporto per il tramite della (10.43), calcolata in $z = \Delta\ell_{e,\max}$, essendo $\Delta\ell_{e,\max}$ data dalla (10.55):

$$E_H A_H \left. \frac{ds_2}{dz} \right|_{z=\Delta\ell_{e,\max}} = T_2(z = \Delta\ell_{e,\max}) = F_{2,\max} = F_{1,\max} + k_{FR} f_b p_G \cdot \Delta\ell_{e,\max} \quad (10.56)$$

$$\begin{aligned} F_{2,\max} &= F_{1,\max} + k_{FR} f_b p_G \cdot \left(\frac{F_{1,\max}}{k_{FR} f_b p_G} \left[\sqrt{1 + 2k_{FR} \cdot (k_{SL} - 1)} - 1 \right] \right) \\ &= F_{1,\max} \cdot \sqrt{1 + 2k_{FR} \cdot (k_{SL} - 1)} \end{aligned} \quad (10.57)$$

La lunghezza $\ell_{e2} = \ell_{e1} + \Delta\ell_{e,\max}$ è la minima lunghezza aderente cui corrisponde la massima forza che il rinforzo NSM può trasferire al supporto. Lo *slip* in $z = -\ell_{e1}$ è pari a zero e quello in $z = \Delta\ell_{e,\max}$ è pari a $s_{\max}$, per cui sulla lunghezza ℓ_{e2} si è sviluppato l'intero legame di aderenza: da quanto sopra esposto si giustifica la denominazione "ottimale" attribuita alle due lunghezze ℓ_{e1} e ℓ_{e2} . La relazione (10.57) espone chiaramente il contributo attritivo alla forza massima che il rinforzo FRP-NSM è in grado di trasmettere al supporto.

10.4.4.1 Valutazione della forza di distacco nel caso $\ell_{e1} < \ell_b < \ell_{e2}$

Le relazioni (10.57) consentono di valutare in forma chiusa la forza di distacco nel caso in cui la lunghezza di incollaggio sia uguale a ℓ_{e2} , cioè pari alla somma della lunghezza ℓ_{e1} più un tratto

addizionale di lunghezza massima, $\Delta\ell_{e,\max}$. La lunghezza ℓ_{e2} è pertanto la più piccola che consente al rinforzo FRP-NSM di trasmettere la forza di distacco di intensità massima ed assume, per analogia, il ruolo di “*lunghezza ottimale di ancoraggio*” di un rinforzo FRP-NSM.

Qualora il tratto addizionale abbia lunghezza inferiore, $\Delta\ell_e < \Delta\ell_{e,\max}$, e quindi si abbia $\ell_{e1} < \ell_b = \ell_{e1} + \Delta\ell_e < \ell_{e2}$, è immediato concludere, a partire dalla (10.56), che il rinforzo è in grado di trasmettere una forza di intensità ridotta e funzione lineare della lunghezza incollata, $F_2(\ell_b)$, pari a:

$$\begin{aligned} F_2(\ell_b) &= F_{1,\max} + \frac{\Delta\ell_e}{\Delta\ell_{e,\max}} \cdot k_{FR} f_b p_G \cdot \Delta\ell_{e,\max} = F_{1,\max} + k_{FR} f_b p_G \cdot \Delta\ell_e \\ F_2(\ell_b) &= F_{1,\max} + k_{FR} f_b p_G \cdot (\ell_b - \ell_{e1}) = F_{1,\max} + (\ell_b - \ell_{e1}) \cdot \frac{F_{2,\max} - F_{1,\max}}{\ell_{e2} - \ell_{e1}} \end{aligned} \quad (10.58)$$

10.4.4.2 Valutazione della forza di distacco nel caso $\ell_b < \ell_{e1}$

Nel caso in cui il rinforzo abbia lunghezza complessiva $\ell_b < \ell_{e1}$, la (10.13) consente di asserire che in nessun punto di esso lo *slip* può attingere il valore s_u , per cui non si può attivare la parte attritiva del legame di aderenza. Il competente valore della forza di distacco, $F_1(\ell_b)$, sarà, quindi, deducibile sulla base della relazione (10.14), già dimostrata per i sistemi FRP-EBR:

$$F_1(\ell_b) = F_{1,\max} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{2} \frac{\ell_b}{\ell_{e1}}\right) \quad (10.59)$$

con $F_{1,\max}$ data dalla (10.48). La (10.59) è ben approssimata dalla seguente funzione razionale che è di più semplice applicabilità:

$$F_1(\ell_b) = \frac{2\ell_b}{\ell_b + \ell_{e1}} \cdot F_{1,\max} = k_{\ell_b} \cdot F_{1,\max} \quad , \quad k_{\ell_b} = \frac{2\ell_b}{\ell_b + \ell_{e1}} < 1 \quad (10.60)$$

In Figura 10-14, si riporta l'andamento della forza massima nel rinforzo FRP-NSM con la lunghezza aderente del rinforzo in base alle formule (10.58), (10.57), (10.59) e (10.60).

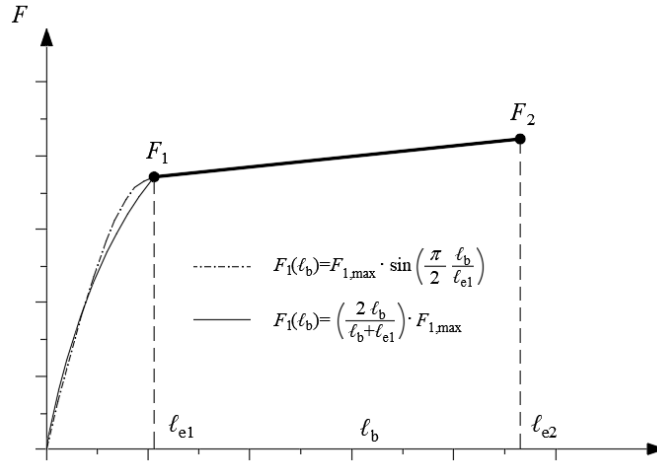


Figura 10-14 – Relazione tra la forza massima nel rinforzo FRP-NSM e la lunghezza aderente.

10.4.5 Calibrazione su base sperimentale

Alla luce dei numerosi dati sperimentali disponibili nella bibliografia nazionale ed internazionale con riferimento a prove di aderenza di diversi sistemi di rinforzo FRP-NSM applicati su substrati in calcestruzzo e muratura di laterizi, si è proceduto a calibrare le formule per il carico massimo tramite confronto con i dati sperimentali raccolti secondo quanto indicato in EN1990 – Annex D (*Design assisted by testing*).

Complessivamente sono stati raccolti 350 prove sperimentali su substrati in calcestruzzo e 150 su muratura di laterizi.

Per le prove su substrati in calcestruzzo, i sistemi FRP-NSM utilizzati sono costituiti da barre e lamine in fibre di carbonio, vetro e basalto caratterizzate da moduli elastici variabili nell'intervallo 37170-182000 MPa. La resistenza media a compressione del calcestruzzo utilizzato nelle prove varia da 13 a 72 MPa.

Per le prove su substrati in muratura i sistemi FRP-NSM utilizzati sono costituiti da lamine in fibre di carbonio e barre in fibra di vetro caratterizzate da moduli elastici variabili nell'intervallo 40800-207000 MPa. La resistenza media a compressione dei laterizi utilizzati nelle prove varia da 8.9 a 39.8 MPa.

Poiché nelle prove sperimentali la lunghezza aderente ℓ_b risulta sempre minore o confrontabile con la lunghezza ℓ_{e1} data dall'eq. (10.46), il confronto con i dati sperimentali è stato realizzato utilizzando la formula (10.60), in termini di valori medi. I dati sperimentali sono stati, pertanto, confrontati con la seguente espressione del valore medio della forza massima $F_1(\ell_b)$ corretta attraverso il coefficiente k_1 e funzione di ℓ_b attraverso il coefficiente k_{ℓ_b} :

$$F_1(\ell_b) = \frac{2\ell_b}{\ell_b + \ell_{e1}} \cdot F_{1,\max} = k_{\ell_b} \cdot F_{1,\max} \quad , \quad k_{\ell_b} = \frac{2\ell_b}{\ell_b + \ell_{e1}} \quad (10.61)$$

essendo:

- per substrati in calcestruzzo: $f_{bm} = \frac{1}{2} \frac{\sqrt{f_{cm} f_{ctm}}}{FC}$ con f_{cm} e f_{ctm} valori medi della resistenza a compressione e trazione del substrato in calcestruzzo, rispettivamente, ed assumendo $FC = 1$. Il valore medio della resistenza a trazione del substrato in calcestruzzo, f_{ctm} , qualora non disponibile, è stato calcolato sulla base delle indicazioni fornite dalla Normativa vigente;

- per substrati in muratura: $f_{bm} = \frac{1}{2} \frac{\sqrt{f_{bcm} f_{btm}}}{FC}$ con f_{bcm} e f_{btm} valori medi della resistenza a compressione e trazione degli elementi costituenti il substrato muratura, ed assumendo $FC = 1$. Il valore medio della resistenza a trazione del substrato murario, f_{btm} , qualora non disponibile, è stato calcolato come $f_{btm} = 0.10 f_{bcm}$, dove il valore f_{bcm} è stato assunto pari al valore sperimentale della resistenza a compressione del laterizio fornito dagli sperimentatori.

In applicazioni reali, FC è il fattore di confidenza associato al livello di conoscenza del substrato su cui si applica il rinforzo e va valutato con riferimento a normative di comprovata validità.

In particolare, il confronto della eq. (10.61) con i dati sperimentali, riportato in Figura 10-15, per i supporti in calcestruzzo e muratura, rispettivamente, ha permesso anche di calibrare $s_u = 1.2$ mm sia per substrati in calcestruzzo sia in muratura e di selezionare le seguenti espressioni per il coefficiente di intensificazione k_1 :

$$\text{Per substrati in calcestruzzo: } k_1 = \left(\frac{f_{Rm}}{f_{cm}} \right)^{nf} \cdot \left(\frac{p_F}{p_G} \right)^{np} \quad (10.62)$$

$$\text{Per substrati in muratura: } k_1 = 1.05 \cdot \left(\frac{f_{Rm}}{f_{bcm}} \right)^{nf} \cdot \left(\frac{p_F}{p_G} \right)^{np} \quad (10.63)$$

dove f_{Rm} è il valore medio della resistenza a compressione della resina, p_F e p_G sono i perimetri del rinforzo FRP-NSM e della scanalatura bagnati dalla resina, f_{cm} e f_{bcm} le resistenze a compressione dei substrati precedentemente introdotte.

La migliore approssimazione dei risultati sperimentali ha fornito sia per applicazioni in strutture in calcestruzzo, sia per quelle in strutture murarie i valori $n_f = 0.5$ e $n_p = 0.25$ che possono essere utilizzati per il progetto dell'intervento di rinforzo, fatte salve più precise determinazioni sperimentali per specifici sistemi di rinforzo.

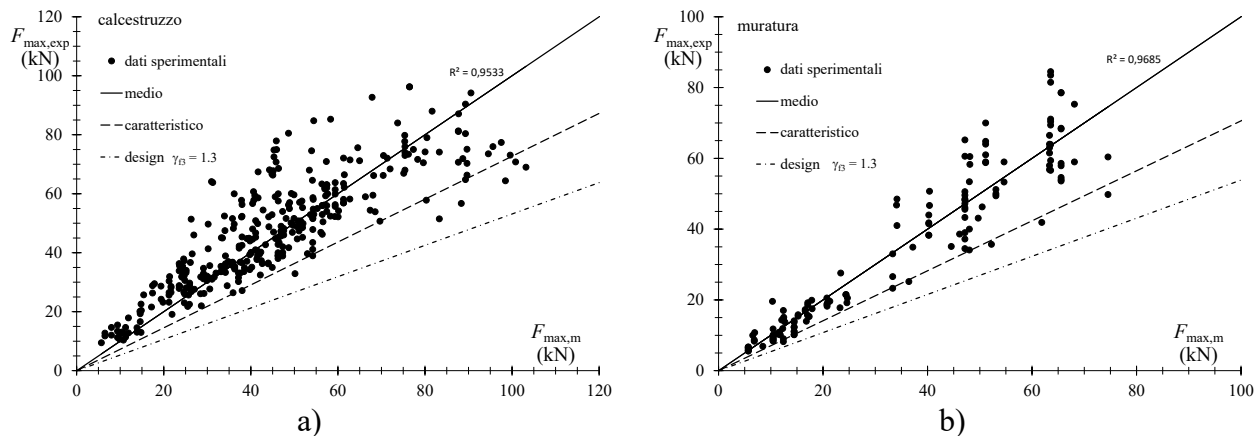


Figura 10-15 – Risultati della calibrazione su base sperimentale di valori medi, caratteristici e di progetto della forza massima di distacco dal supporto in sistemi FRP-NSM applicati su: a) supporti in calcestruzzo; b) supporti in muratura (laterizi).

Per $\ell_b = \ell_{e1}$, la (10.61) diventa:

$$F_{l,max,m} = k_1 \sqrt{E_H A_H \cdot p_G \cdot f_{bm} \cdot s_u} \quad (10.64)$$

Nel caso in cui $\ell_b > \ell_{e1}$, in mancanza di specifici dati sperimentali, i valori teorici della massima forza nel rinforzo, calcolati con la (10.58) vanno comunque corretti per il coefficiente k_I facendo riferimento al valore $F_{1,max,m}$ dato dalla (10.64) come segue:

$$\ell_{e1} < \ell_b < \ell_{e2} \quad F_{2,m}(\ell_b) = F_{1,max,m} + k_{FR} f_b p_G \cdot (\ell_b - \ell_{e1}) \quad (10.65)$$

Analogamente, per $\ell_b \geq \ell_{e2}$, la (10.57) diventa:

$$\ell_b \geq \ell_{e2} \quad F_{2,max,m} = F_{1,max,m} \cdot \sqrt{1 + 2k_{FR} \cdot (k_{SL} - 1)} \quad (10.66)$$

in cui il valore di $F_{1,max,m}$ è dato dalla (10.64).

L'analisi statistica dei dati attraverso le procedure indicate in EN1990 – Annex D (*Design assisted by testing*), nel caso $\ell_b < \ell_{e1}$, ha permesso anche di ottenere una stima del valore caratteristico (frattile 5%) della previsione teorica pari a:

$$F_{1,k}(\ell_b) = k_{\ell_b} \cdot k_{k,NSM} \cdot k_I \cdot \sqrt{E_H A_H \cdot p_G \cdot f_{bm} \cdot s_u} \quad (10.67)$$

con $k_{k,NSM} = 0.7$.

Infine, sempre sulla base delle procedure suggerite in EN1990, il valore di progetto della forza, per può essere calcolato come segue per $\ell_b < \ell_{e1}$:

$$F_{1,d}(\ell_b) = \frac{F_{1,k}(\ell_b)}{\gamma_f} = \frac{k_{\ell_b} \cdot k_I \cdot k_{k,NSM}}{\gamma_f} \sqrt{E_H A_H \cdot p_G \cdot f_{bm} \cdot s_u} \quad (10.68)$$

dove γ_f è il fattore parziale del materiale FRP che, con riferimento allo Stato Limite Ultimo di distacco dal supporto, è stato stimato pari a 1.30 per sistemi NSM costituiti da barre di FRP nervate (*ribbed*), dentellate (*indented*) o con avvolgimento a spirale (*helically wrapped*) ed eventuale sabbiatura (*sand-coated helically wrapped*), e pari a 1.70 per lamine o barre di FRP con superficie liscia o dotata di sabbiatura (*sand-coated*).

In Figura 10-15, i valori sperimentali della forza massima di delaminazione sono confrontati con i valori medi, caratteristici e di progetto della forza di distacco dati dalle espressioni (10.61), (10.67) e (10.68), rispettivamente, ed assumendo $FC = 1$ in tutte le espressioni e $\gamma_f = 1.30$ nella (10.68).

Ai fini progettuali, si definiscono valori di progetto anche per le lunghezze ottimali di ancoraggio, introducendo un coefficiente di modello $\gamma_{Rd} = 1.20$, in analogia a quanto fatto per i sistemi FRP-EBR:

$$\ell_{e1,d} = \gamma_{Rd} \cdot \ell_{e1} \quad (10.69)$$

$$\ell_{e2,d} = \gamma_{Rd} \cdot \ell_{e2} \quad (10.70)$$

Essendo state definite ℓ_{e1} e ℓ_{e2} nel §10.4.4.

Pertanto, se $\ell_b < \ell_{e1,d}$, il valore di progetto della forza nel rinforzo FRP-NSM che ne determina il distacco è dato dalla (10.68), mentre il valore della forza di progetto, $F_{1,max,d}$, corrispondente a $\ell_b = \ell_{e1,d}$, è pari a:

$$F_{1,max,d} = \frac{k_1 \cdot k_{k,NSM}}{\gamma_f} \sqrt{E_H A_H \cdot p_G \cdot f_{bm} \cdot s_u} \quad (10.71)$$

Se $\ell_b \geq \ell_{e2,d}$, il valore di progetto della massima forza nel rinforzo FRP-NSM, $F_{2,max,d}$, può essere calcolato come segue in base alla (10.57), in cui si adotta il valore di progetto $F_{1,max,d}$:

$$F_{2,max,d} = F_{1,max,d} \cdot \sqrt{1 + 2k_{FR} \cdot (k_{SL} - 1)} \quad (10.72)$$

Infine, se $\ell_{e1,d} < \ell_b < \ell_{e2,d}$, il valore di progetto della massima forza nel rinforzo FRP-NSM può essere calcolato in funzione della lunghezza ℓ_b in base alla (10.57), come segue:

$$F_{2,d}(\ell_b) = F_{1,max,d} + (\ell_b - \ell_{e1,d}) \cdot \left(\frac{F_{2,max,d} - F_{1,max,d}}{\ell_{e2,d} - \ell_{e1,d}} \right) \quad (10.73)$$

10.5 MODELLAZIONE DI CONNETTORI SFIOCATI PER SUPPORTI IN CALCESTRUZZO

Le formule riportate nel paragrafo 4.1.5, sono basate su un'analisi statistica di dati sperimentali disponibili in letteratura relativi a prove di aderenza su fiocchi inclinati e in linea.

Le formule (4.18) e (4.19), relative al calcolo dei termini N_{PO} e N_S , si intende diano una previsione media della forza associata al meccanismo di crisi ed in esse, pertanto, devono introdursi i valori medi delle proprietà del substrato in calcestruzzo opportunamente divisi per il fattore di confidenza FC .

Le formule (4.20)-(4.24), relative al calcolo dei termini N_{FD} e N_{FR} , forniscono valori caratteristici della forza associata al meccanismo di crisi in quanto dipendono dai valori caratteristici delle proprietà dei materiali di rinforzo (resine e fibre) forniti dai Fabbrikanti.

La formula (4.18), relativa al calcolo della resistenza associata alla crisi per *pull-out* dei fiocchi in linea ($\psi = 180^\circ$), è stata validata sulla base del confronto con prove sperimentali di *pull-out* disponibili in letteratura e realizzate su fiocchi in linea e per le quali si è osservata la crisi per distacco di un cono di calcestruzzo. In Figura 10-16, si riporta il confronto tra i risultati sperimentali di letteratura e le previsioni medie fornite dalla (4.18). Le prove sono state realizzate sul solo fiocco inserito all'interno del calcestruzzo e non sul sistema fiocco più rinforzo di FRP e, pertanto, sono state utilizzate per calibrare la sola (4.18) relativa alla crisi per pull-out.

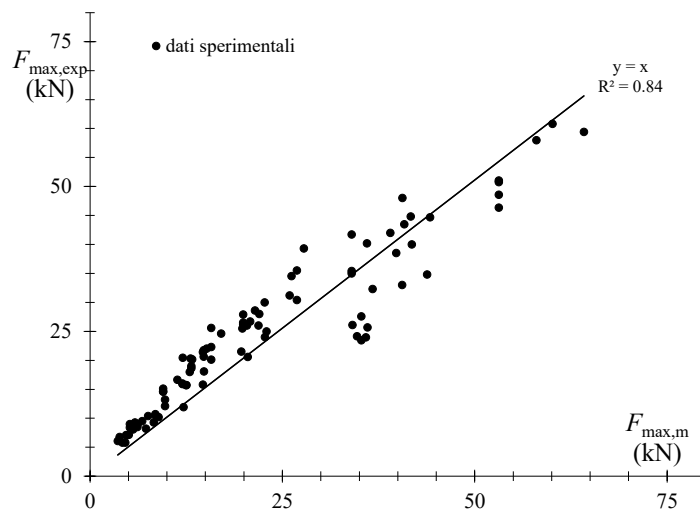


Figura 10-16 – Confronto tra dati sperimentali e valori medi della forza massima per crisi per pull-out data dalla (4.18) per fiocchi in linea ($\psi = 180^\circ$).

In Figura 10-17, si riporta per i fiocchi inclinati ($\psi \neq 180^\circ$) il confronto tra i risultati sperimentali ottenuti da prove di letteratura con la formula (4.15) in termini di valori medi, valori caratteristici e valori di progetto ottenuti utilizzando i coefficienti $k_k = 0.7$ e $\gamma_{f2} = 1.3$ calibrati in accordo con l'approccio suggerito in EN1990 – Annex D (*Design assisted by testing*). Si è assunto $FC = 1.0$ in tutti i confronti.

In tal caso le prove utilizzate sono prove di aderenza (*shear test*) su sistemi FRP-EBR incollati su elementi in calcestruzzo e dotati di fiocchi di ancoraggio di estremità e, pertanto, è stato possibile calibrare la (4.15) che tiene conto di diverse modalità di crisi.

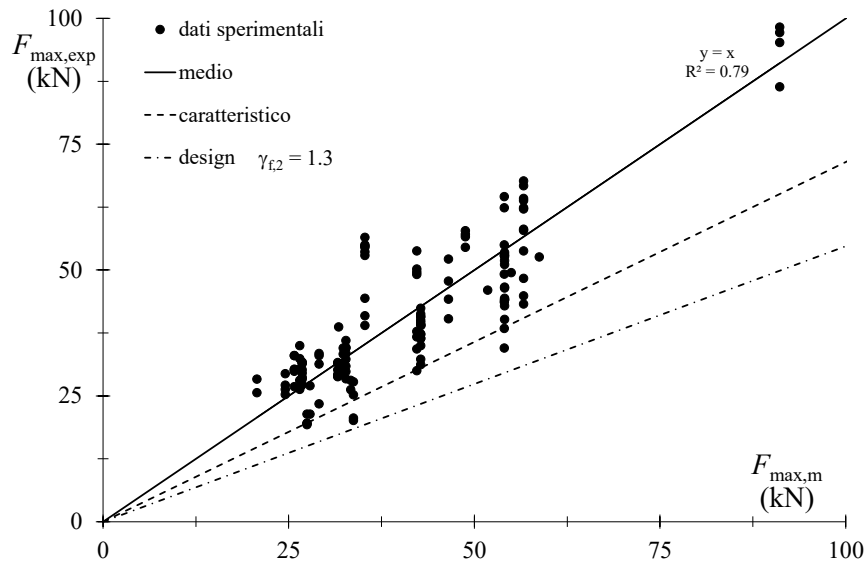


Figura 10-17 – Confronto tra dati sperimentali e valori medi, caratteristici e di progetto dati dalla formula (4.15) per fiocchi inclinati ($\psi \neq 180^\circ$).

11 APPENDICE E (RINFORZO A PRESSOFLESSIONE DI ELEMENTI DI C.A.)

11.1 VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DI PROGETTO A FLESSIONE DELL'ELEMENTO RINFORZATO CON FRP IN PRESENZA DI FORZA ASSIALE (PRESSOFLESSIONE)

Nelle sezioni soggette a pressoflessione, il progetto allo SLU richiede il dimensionamento del rinforzo di FRP al fine di garantire il soddisfacimento della seguente disuguaglianza:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}(N_{Sd}) \quad (11.1)$$

dove M_{Sd} è il momento sollecitante di progetto e M_{Rd} è il momento resistente di progetto della sezione rinforzata in presenza dello sforzo assiale sollecitante di calcolo, N_{Sd} .

Una possibile procedura di progetto è appresso descritta.

Si valutano, preliminarmente, la percentuale meccanica relativa all'armatura tesa, μ_s , e quella relativa al composito teso, μ_f , fornite, nell'ordine, dalle relazioni seguenti:

$$\mu_s = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{f_{ccd} \cdot b \cdot d} \quad (11.2)$$

$$\mu_f = \frac{b_f \cdot t_f \cdot f_{fd}}{f_{ccd} \cdot b \cdot d} \quad (11.3)$$

In esse A_{s1} e f_{yd} sono, rispettivamente, l'area e la resistenza di progetto allo snervamento delle armature metalliche in trazione; f_{ccd} è la tensione di progetto del calcestruzzo confinato; b e d sono, nell'ordine, la base e l'altezza utile della sezione retta rinforzata; b_f e t_f sono, rispettivamente, la larghezza e lo spessore del rinforzo di FRP; f_{fd} è la resistenza di progetto a rottura del rinforzo di FRP valutata applicando la (4.51). Le caratteristiche di resistenza di progetto dei materiali esistenti sono da ricavarsi, per situazioni non sismiche, in accordo con le indicazioni di cui al § 3.3.3 e, per situazioni sismiche, da prove condotte *in situ* sui materiali esistenti. In quest'ultimo caso, tali caratteristiche di resistenza, in assenza di un adeguato livello di conoscenza dei dettagli strutturali e delle proprietà dei materiali esistenti, devono essere divise per un fattore di confidenza, cui va attribuito un opportuno valore maggiore dell'unità.

Si introducono, inoltre, le seguenti espressioni adimensionalizzate delle caratteristiche di sollecitazione a base del calcolo:

$$n_{Sd} = \frac{N_{Sd}}{f_{ccd} \cdot b \cdot d} \quad (11.4)$$

$$m_{Sd} = \frac{M_{Sd}}{f_{ccd} \cdot b \cdot d^2} \quad (11.5)$$

Supponendo note la larghezza del rinforzo e le sue proprietà meccaniche, resta da definire, in sede di progetto, il solo spessore, t_f .

A partire da un prefissato valore di tentativo di tale spessore e quindi della percentuale meccanica di rinforzo, μ_f , si procede iterativamente come di seguito indicato.

Passo 1

Si calcola il valore del parametro η definito come:

$$\eta = n_{sd} + \mu_s \cdot (1 - u) + \mu_f \quad (11.6)$$

Passo 2

Si determinano i seguenti valori limite η_i ($i = 0, 1, 2, 3$), del suddetto parametro per il tramite delle relazioni appresso riportate:

$$\eta_0 = -\mu_s \cdot u, \quad \eta_1 = \frac{2}{3} \cdot \frac{r}{r+1}, \quad \eta_2 = 0.8 \cdot \frac{1.75 \cdot r}{1.75 \cdot r + 1}, \quad \eta_3 = 0.51 + \mu_f \cdot (1 - r) \quad (11.7)$$

dove:

- u è il rapporto tra l'area dell'armatura compressa, A_{s2} , e quella dell'armatura tesa, A_{s1} ;
- $r = \frac{2/1000}{\varepsilon_{fd}}$.

Passo 3

Dalla Tabella 11-1, confrontando il valore del parametro η con i valori limite, di cui al Passo 2, si determinano la modalità di rottura della sezione rinforzata (Figura 4-14, § 4.3.2.3) e si calcola il competente valore del parametro $m_{(mr)}(\eta)$.

Tabella 11-1

Modalità di rottura	η	$m_{(mr)}(\eta)$
1a	$\eta_0 \leq \eta \leq \eta_1$	$m_{(1a)}(\eta) = \frac{1}{2} \cdot \left\{ \eta_0 + \frac{\eta_1 \cdot (1 - \eta_1) - \eta_0}{\eta_1 - \eta_0} \cdot (\eta - \eta_0) \right\}$
1b	$\eta_1 \leq \eta \leq \eta_2$	$m_{(1b)}(\eta) = \frac{1}{2} \cdot \{ \eta_1 \cdot \eta_2 + [1 - (\eta_1 + \eta_2)] \cdot \eta \}$
2	$\eta_2 \leq \eta \leq \eta_3$	$m_{(2)}(\eta) = \frac{1}{2} \cdot \left\{ \eta_2 \cdot (1 - \eta_2) + \frac{(0.75 - \eta_3) - \eta_2 \cdot (1 - \eta_2)}{\eta_3 - \eta_2} \cdot (\eta - \eta_2) \right\}$

Passo 4

Si valuta il momento resistente adimensionalizzato della sezione rinforzata, $m_{Rd}(n_{sd})$, in accordo con la seguente relazione:

$$m_{\text{Rd}}(n_{\text{Sd}}) = m_{(\text{mr})}(\eta) + \frac{1}{2} \cdot [\mu_{\text{s}} \cdot (1 + u) + \mu_{\text{f}}] \quad (11.8)$$

Passo 5

Si verifica il rispetto della disuguaglianza:

$$m_{\text{Rd}}(n_{\text{Sd}}) \geq m_{\text{Sd}} \quad (11.9)$$

Qualora essa non fosse soddisfatta, si incrementa lo spessore del rinforzo di FRP, t_{f} , e quindi la sua percentuale meccanica, μ_{f} , reiterando la procedura a partire dal Passo 1.

Al contrario, se lo spessore del rinforzo a flessione dovesse risultare troppo elevato, è possibile contenerne il valore agendo sulla resistenza a flessione. Quest'ultima può essere infatti migliorata incrementando la resistenza a compressione del calcestruzzo mediante confinamento.

12 APPENDICE F (LEGAME COSTITUTIVO DEL CALCESTRUZZO CONFINATO)

12.1 LEGAME COSTITUTIVO DEL CALCESTRUZZO CONFINATO

La modellazione del comportamento meccanico di elementi di conglomerato cementizio armato confinati con FRP richiede la preliminare definizione di un opportuno legame costitutivo $\sigma(\varepsilon)$, relativo al comportamento meccanico a compressione monoassiale (σ tensione di compressione assiale positiva, ε concomitante contrazione assunta anch'essa positiva).

A tal proposito, in alternativa al modello parabola-rettangolo proposto nel § 4.6.3, è possibile adottare un legame non lineare del tipo rappresentato in Figura 12-1, costituito da un primo tratto parabolico e da un secondo lineare crescente. Nel punto di passaggio dal tratto parabolico a quello lineare si ipotizza la continuità della derivata prima della funzione $\sigma(\varepsilon)$.

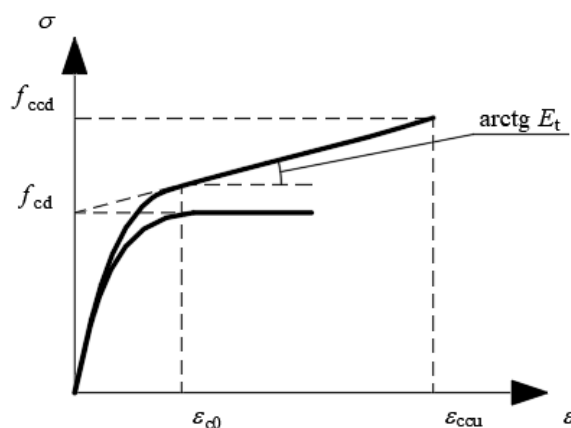


Figura 12-1 – Modello tensione-deformazione del calcestruzzo confinato con FRP.

In termini analitici il legame proposto può essere espresso come segue:

$$- \quad (\text{tratto parabolico}) \quad \frac{\sigma}{f_{cd}} = a \cdot \bar{\varepsilon} - \bar{\varepsilon}^2 \quad \text{per } 0 \leq \bar{\varepsilon} \leq 1 \quad (12.1)$$

$$- \quad (\text{tratto lineare}) \quad \frac{\sigma}{f_{cd}} = 1 + b \cdot \bar{\varepsilon} \quad \text{per } 1 \leq \bar{\varepsilon} \leq \frac{\varepsilon_{ccu}}{\varepsilon_{c0}} \quad (12.2)$$

nelle (12.1) e (12.2) i simboli introdotti hanno il significato appresso specificato:

- $\bar{\varepsilon}$ è il coefficiente adimensionale:

$$\bar{\varepsilon} = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c0}} \quad (12.3)$$

- f_{cd} ed ε_{c0} sono, rispettivamente, la resistenza di progetto del calcestruzzo non confinato e la competente deformazione (generalmente assunta pari a 0.002);

- ε_{ccu} è la deformazione ultima di progetto del calcestruzzo confinato, competente alla resistenza di progetto f_{ccd} (Capitolo 4);
- i coefficienti a e b sono:

$$a = 1 + \gamma, \quad b = \gamma - 1 \quad (12.4)$$

ed inoltre (vedere Figura 12-1):

$$\gamma = \frac{f_{cd} + E_t \cdot \varepsilon_{c0}}{f_{cd}} \quad (12.5)$$

$$E_t = \frac{f_{ccd} - f_{cd}}{\varepsilon_{ccu}} \quad (12.6)$$

13 APPENDICE G (DERIVAZIONE DELLA FORMULA DELL'APERTURA DELLE FESSURE IN ELEMENTI IN C.A. RINFORZATI CON MATERIALI FRP)

La formula per il calcolo dell'apertura delle fessure dipende da due termini: la distanza massima tra le fessure $s_{r,max}$ e la differenza tra la deformazione media nell'armatura in acciaio e la deformazione media nel calcestruzzo teso ($\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$) calcolata tra due fessure successive. Le espressioni riportate nel capitolo 4 sono state ottenute attraverso semplici passaggi basati su equazioni di equilibrio delle forze ed adottando alcune ipotesi semplificative.

13.1 CALCOLO DELLA DISTANZA MASSIMA TRA DUE FESSURE

In elementi in c.a. rinforzati esternamente con sistemi FRP è possibile definire la lunghezza di trasferimento l_E come la distanza tra una sezione già fessurata e la sezione (definita nel seguito come sezione E) in cui non c'è scorrimento sia tra il calcestruzzo teso e l'armatura interna in acciaio sia tra il calcestruzzo teso ed il rinforzo esterno in FRP. Si assume, infatti, l'ipotesi semplificativa che la lunghezza di trasferimento sia la stessa per l'armatura interna in acciaio ed il rinforzo esterno in FRP (Figura 13-1) e che nella lunghezza di trasferimento tra la sezione fessurata e la sezione E le tensioni tangenziali all'interfaccia armatura in acciaio-calcestruzzo e rinforzo FRP-calcestruzzo siano costanti e pari a τ_{sm} e τ_{fm} , rispettivamente.

Il valore teorico della lunghezza di trasferimento si può, quindi, ottenere scrivendo equazioni di equilibrio alla traslazione lungo le interfacce e di uguaglianza dello sforzo normale di trazione lungo l'asse dell'elemento.

Volendo correlare la lunghezza di trasferimento con la distanza tra le fessure, si assume che nella sezione E si raggiunga la resistenza a trazione nel calcestruzzo teso nell'intorno delle armature grazie al duplice trasferimento di tensioni tangenziali, τ_{sm} e τ_{fm} , prodotto dall'armatura interna e dal rinforzo esterno (Figura 13-1.b).

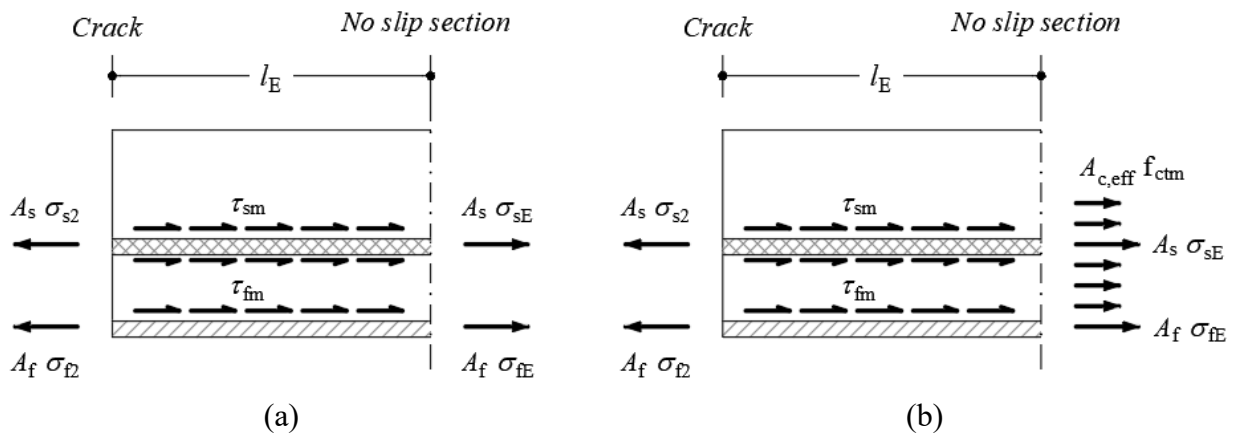


Figura 13-1 – a) Equilibrio alla traslazione orizzontale lungo le interfacce; b) forze agenti nella sezione fessurata (sezione di tipo 2) e nella sezione di incipiente fessurazione a distanza l_E (sezione E , 'no slip' section).

L'equilibrio alla traslazione lungo l'armatura in acciaio fornisce:

$$A_s \cdot \sigma_{s2} = A_s \cdot \sigma_{sE} + \tau_{bsm} \cdot l_E \cdot u_s \quad (13.1)$$

L'equilibrio alla traslazione lungo il rinforzo esterno in FRP fornisce:

$$A_f \cdot \sigma_{f2} = A_f \cdot \sigma_{fE} + \tau_{bfm} \cdot l_E \cdot u_f \quad (13.2)$$

Scrivendo l'uguaglianza dello sforzo normale nella sezione fessurata 2 e nella sezione E, si ottiene:

$$\begin{aligned} A_s \cdot \sigma_{s2} + A_f \cdot \sigma_{f2} &= A_s \cdot \sigma_{sE} + A_f \cdot \sigma_{fE} + A_{c,ef} \cdot f_{ctm} \\ A_s \cdot (\sigma_{s2} - \sigma_{sE}) + A_f \cdot (\sigma_{f2} - \sigma_{fE}) &= A_{c,ef} \cdot f_{ctm} \end{aligned} \quad (13.3)$$

Nell'Eq. (13.3) si assume che nella sezione 2, fessurata, il calcestruzzo non dia alcun contributo alla risultante di trazione, mentre nella sezione E il suo contributo è funzione dell'area efficace, $A_{c,ef}$, interessata dal trasferimento delle tensioni tangenziali ed è calcolato considerando una condizione di incipiente fessurazione in quanto si assume che la tensione di trazione sia pari a f_{ctm} .

Introducendo le eq. (13.1) e (13.2) nella (13.3) si ottiene la seguente espressione della lunghezza di trasferimento:

$$\begin{aligned} l_e &= \frac{f_{ctm} \cdot A_{c,ef}}{\tau_{bms} \cdot u_s + \tau_{bmf} \cdot u_f} = \frac{f_{ctm}}{\tau_{bms}} \cdot \frac{A_{c,ef}}{u_s \cdot \left(1 + \frac{\tau_{bmf}}{\tau_{bms}} \cdot \frac{u_f}{u_s}\right)} \\ &= \frac{f_{ctm}}{\tau_{bms}} \cdot \frac{A_s}{u_s} \cdot \frac{A_{c,ef}}{A_s \cdot \left(1 + \frac{\tau_{bmf}}{\tau_{bms}} \cdot \frac{u_f}{u_s}\right)} = \frac{f_{ctm}}{\tau_{bms}} \cdot \frac{\phi_s}{4} \cdot \frac{1}{\rho_{s+FRP,ef}} \end{aligned} \quad (13.4)$$

Nella (13.4) si è posto $\frac{A_s}{u_s} = \frac{\phi_s}{4}$ e si è introdotta una percentuale equivalente di rinforzo definita come:

$$\rho_{s+FRP,ef} = \frac{A_s}{A_{c,ef}} \left(1 + \frac{\tau_{bmf}}{\tau_{bms}} \cdot \frac{u_f}{u_s}\right) = \frac{A_s + \xi_1^2 \cdot A_f}{A_{c,ef}} \quad (13.5)$$

in cui A_s è l'area del rinforzo interno in acciaio, A_f è l'area del rinforzo esterno in FRP, ξ_1^2 è un coefficiente adimensionale definito come:

$$\xi_1^2 = \frac{\tau_{bmf}}{\tau_{bms}} \cdot \frac{A_s}{u_s} \cdot \frac{u_f}{A_f} \quad (13.6)$$

dove u_s e u_f sono i perimetri delle armature interne in acciaio e del rinforzo esterno in FRP.

A partire dall'Eq. (13.4), si può esprimere la distanza massima tra le fessure seguendo lo stesso approccio utilizzato nel Model Code 2020 per elementi in c.a.:

$$s_{r,\max} = \beta_w \cdot \left(k_c \cdot c + k_{\phi/\rho} \cdot k_{fl} \cdot k_b \frac{f_{ctm} \cdot \phi_s}{\tau_{bms} \cdot \rho_{s+FRP,ef}} \right) \quad (13.7)$$

Nell'eq. (13.7) il primo termine porta in conto l'effetto del copriferro geometrico, mentre il secondo termine, funzione della lunghezza l_e , attraverso gli stessi coefficienti correttivi utilizzati per elementi in c.a., è legato al trasferimento delle tensioni tangenziali di aderenza.

Nell'eq. (13.6), in assenza di più precise valutazioni, in analogia con quanto assunto per le armature interne in acciaio per le quali $\tau_{bms} = 1.8 \cdot f_{ctm}$, per sistemi di rinforzo NSM si può assumere $\tau_{bmf} = 1.8 \cdot f_{ctm}$, mentre per sistemi EBR si può assumere $\tau_{bmf} = f_{ctm}$.

I simboli presenti nella (13.7) sono descritti nel paragrafo §4.3.3.4.

13.2 CALCOLO DELLA DIFFERENZA TRA LE DEFORMAZIONI MEDIE NEL CONCIO TRA DUE FESSURE

Adottando una distribuzione costante delle tensioni tangenziali all'interfaccia acciaio-calcestruzzo e, quindi, una variazione lineare delle tensioni e delle deformazioni nell'armatura in acciaio e nel calcestruzzo teso, si può scrivere, con riferimento alle sezioni 2 (fessurata) e E (incipiente fessurazione ed assenza di scorrimenti) indicate in Figura 13-1.b:

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{s2} - \beta \cdot (\varepsilon_{s2} - \varepsilon_{sE}) = \frac{\sigma_{s2} - \beta \cdot (\sigma_{s2} - \sigma_{sE})}{E_s} \quad (13.8)$$

$$\varepsilon_{cm} = \beta \cdot \varepsilon_{cE} = \beta \cdot \frac{f_{ctm}}{E_c} \quad (13.9)$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_{s2} - \beta \cdot (\sigma_{s2} - \sigma_{sE})}{E_s} - \beta \cdot \frac{f_{ctm}}{E_c} = \frac{\sigma_{s2} - \beta \cdot (\sigma_{s2} - \sigma_{sE}) - \beta \cdot \alpha_s f_{ctm}}{E_s} \quad (13.10)$$

essendo $\alpha_s = \frac{E_s}{E_c}$ e β un coefficiente che dipende dall'andamento delle deformazioni nei materiali

tra due fessure successive (pari a 0.5 in caso di variazione lineare).

Utilizzando l'equilibrio alla traslazione lungo l'armatura in acciaio dato dall'eq. (13.1) e l'equilibrio alla traslazione lungo il rinforzo esterno in FRP dato dall'eq. (13.2) si ottiene:

$$l_E = \frac{A_s \cdot (\sigma_{s2} - \sigma_{sE})}{\tau_{bsm} \cdot u_s} \quad (13.11)$$

$$(\sigma_{f2} - \sigma_{fE}) = \tau_{bfm} \cdot l_E \cdot \frac{u_f}{A_f} \quad (13.12)$$

Sostituendo la (13.11) nella (13.12) ed assumendo la stessa lunghezza di trasferimento per entrambi i rinforzi, si ottiene:

$$(\sigma_{f2} - \sigma_{fe}) = \frac{\tau_{bfm}}{\tau_{bsm}} \cdot \frac{A_s \cdot (\sigma_{s2} - \sigma_{sE})}{A_f} \cdot \frac{u_f}{u_s} = \xi_1^2 \cdot (\sigma_{s2} - \sigma_{sE}) \quad (13.13)$$

Avendo definito in precedenza $\xi_1^2 = \frac{\tau_{bmf}}{\tau_{bms}} \cdot \frac{A_s}{u_s} \cdot \frac{u_f}{A_f}$.

Sostituendo $(\sigma_{f2} - \sigma_{fe})$ data dalla (13.13) nella (13.3), si ottiene:

$$A_s \cdot (\sigma_{s2} - \sigma_{sE}) + A_f \cdot (\sigma_{f2} - \sigma_{fe}) = A_{c,ef} \cdot f_{ctm} = A_s \cdot (\sigma_{s2} - \sigma_{sE}) + A_f \cdot \xi_1^2 \cdot (\sigma_{s2} - \sigma_{sE}) \quad (13.14)$$

Da cui si ricava facilmente:

$$(\sigma_{s2} - \sigma_{sE}) = \frac{A_{c,ef} \cdot f_{ctm}}{A_s + A_f \cdot \xi_1^2} = \frac{f_{ctm}}{\rho_{s+FRP,ef}} \quad (13.15)$$

La differenza di deformazioni medie nell'armatura interna in acciaio e nel calcestruzzo tra due fessure successive si può, quindi, ottenere sostituendo la (13.15) nella (13.10):

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_{s2} - \beta \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{s+FRP,ef}} - \beta \cdot \alpha_s f_{ctm}}{E_s} = \frac{\sigma_{s2} - \beta \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{s+FRP,ef}} (1 - \alpha_s \cdot \rho_{s+FRP,ef})}{E_s} \quad (13.16)$$

La (13.16) coincide con la formula prevista per gli elementi in c.a. a meno dell'espressione della percentuale efficace di rinforzo che è modificata per tener conto della presenza del rinforzo esterno in FRP.

I simboli presenti nella (13.16) sono descritti nel paragrafo §4.3.3.4 a meno del coefficiente β che è sostituito dal coefficiente k_t funzione della durata dei carichi.

14 APPENDICE H (ESEMPI DI PROGETTAZIONE DI RINFORZI FRP SU STRUTTURE DI C.A.)

Nella presente Appendice si analizzano alcuni esempi numerici relativi ad interventi di rinforzo con FRP del tipo EBR e NSM eseguiti su elementi di un edificio di c.a. per civile abitazione. Il progetto dell'intervento è limitato allo SLU.

14.1 ESEMPIO 1 – RINFORZO DI ELEMENTI IN C.A. CON DIVERSI SISTEMI FRP

Si ipotizza che gli interventi siano resi necessari da un cambio di destinazione d'uso dell'edificio che comporti un incremento dei carichi utili.

14.1.1 Dati geometrici, meccanici e di carico della struttura

La struttura dell'edificio è schematicamente rappresentata in Figura 14-1. I dati geometrici e meccanici sono desunti da documenti di progetto originari e prove in situ.

Essa è costituita da:

- travi principali con sezione trasversale rettangolare 30.0 cm x 50.0 cm (copriferro $d_1=d_2=3$ cm);
- travi secondarie, parallele all'orditura dei solai, con sezione trasversale rettangolare 30.0 cm x 40.0 cm (copriferro $d_1=d_2=3.0$ cm);
- pilastri con sezione trasversale rettangolare 30.0 cm x 30.0 cm (copriferro $d_1=d_2=3.0$ cm).

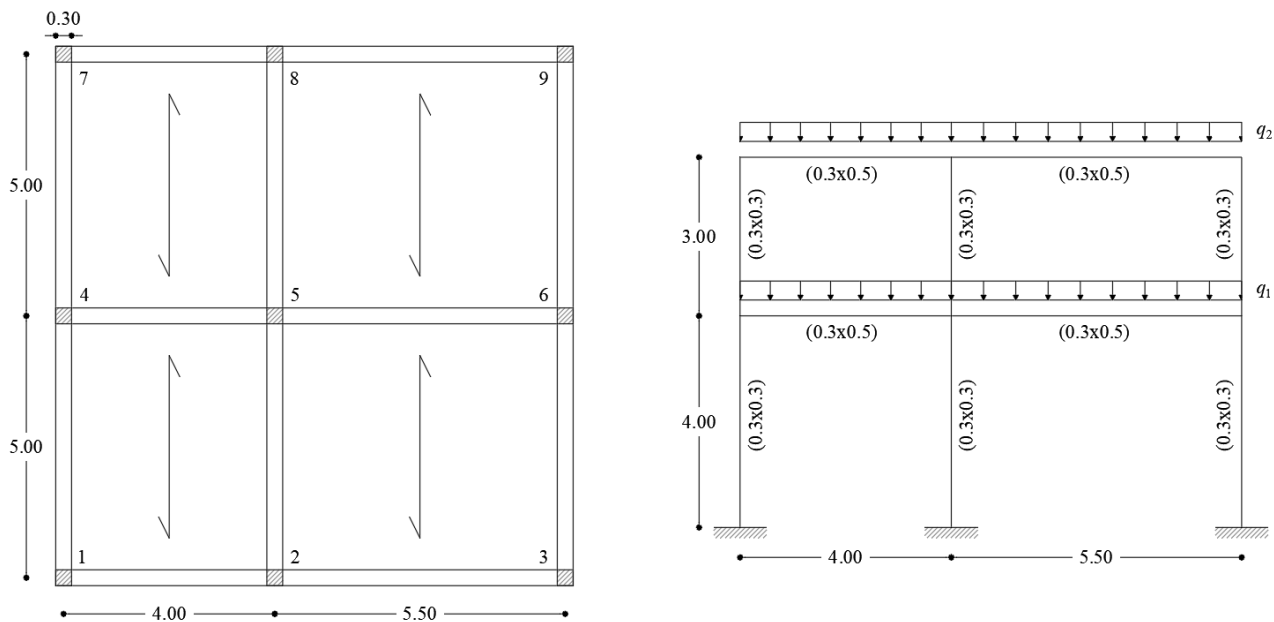


Figura 14-1 – Geometria della struttura di c.a. (dimensioni in m).

Per le travi, le caratteristiche dei materiali sono:

- calcestruzzo: $f_{cm} = 20.00$ MPa;
- acciaio: FeB38k.

Si assume un livello di conoscenza della struttura pari a 2, per cui si assumerà nel seguito $FC = 1.20$.

I solai sono sollecitati dai seguenti carichi unitari:

- carico variabile al livello 1 (carico per civile abitazione): $q_{k1,1} = 2.00 \text{ kN/m}^2$;
- carico variabile al livello 2 (copertura non praticabile): $q_{k1,2} = 0.50 \text{ kN/m}^2$;
- carico da neve al livello 2 (zona III, altitudine $a_s < 200 \text{ m}$): $q_{k2,2} = 0.75 \text{ kN/m}^2$;
- carico permanente strutturale trasmesso dal solaio ad ogni livello: $g_{1,1} = g_{1,2} = 4.00 \text{ kN/m}^2$;
- carico permanente non strutturale trasmesso dal solaio ad ogni livello: $g_{2,1} = g_{2,2} = 1.40 \text{ kN/m}^2$.

Si passa a valutare i carichi complessivi, comprensivi del peso proprio, che allo SLU agiscono sulle travi del telaio centrale:

- livello 1: $q_{d,1} = 56.4 \text{ kN/m}$;
- livello 2: $q_{d,2} = 47.9 \text{ kN/m}$.

La distinta delle armature presenti nelle travi principali del primo e del secondo livello, nonché quella delle armature presenti nei pilastri, è riportata in Figura 14-2.

14.1.2 Ipotesi di variazione di destinazione d'uso

Si ipotizza che la struttura in esame debba subire un cambio di destinazione d'uso, da civile abitazione a museo e che inoltre la copertura debba essere praticabile.

I competenti carichi utili unitari sono di seguito riportati:

- carico variabile al livello 1 (carico per museo): $q_{k1,1} = 5.00 \text{ kN/m}^2$;
- carico variabile al livello 2 (copertura praticabile): $q_{k1,2} = 4.00 \text{ kN/m}^2$;
- carico da neve al livello 2 (zona III, altitudine $a_s < 200 \text{ m}$): $q_{k2,2} = 0.75 \text{ kN/m}^2$;
- carico permanente strutturale trasmesso dal solaio ad ogni livello: $g_{1,1} = g_{1,2} = 4.00 \text{ kN/m}^2$;
- carico permanente non strutturale trasmesso dal solaio ad ogni livello: $g_{2,1} = g_{2,2} = 1.40 \text{ kN/m}^2$.

Conseguentemente, i carichi per unità di lunghezza complessivamente agenti sulle travi del telaio centrale nella combinazione fondamentale allo SLU (comprensivi anche del peso proprio delle travi), risultano essere:

- livello 1: $q_{d,1} = 78.90 \text{ kN/m}$;
- livello 2: $q_{d,2} = 74.20 \text{ kN/m}$.

In Tabella 14-1 si riportano i valori dei massimi momenti positivi e negativi (M_{sd}) sollecitanti le travi del telaio nella combinazione fondamentale allo SLU e le rispettive sezioni di applicazione. Per la stessa combinazione si riportano i valori dei tagli massimi sollecitanti (T_{sd}).

Nella Tabella 14-1 si riportano anche i valori dei momenti (M_0) agenti nelle stesse sezioni con riferimento ai soli carichi permanenti strutturali e non strutturali non amplificati ($q_{d0,1} = q_{d0,2} = 30.80 \text{ kN/m}$) per tener conto della condizione di carico delle travi all'atto dell'applicazione del rinforzo (si immagina una rimozione dei carichi variabili).

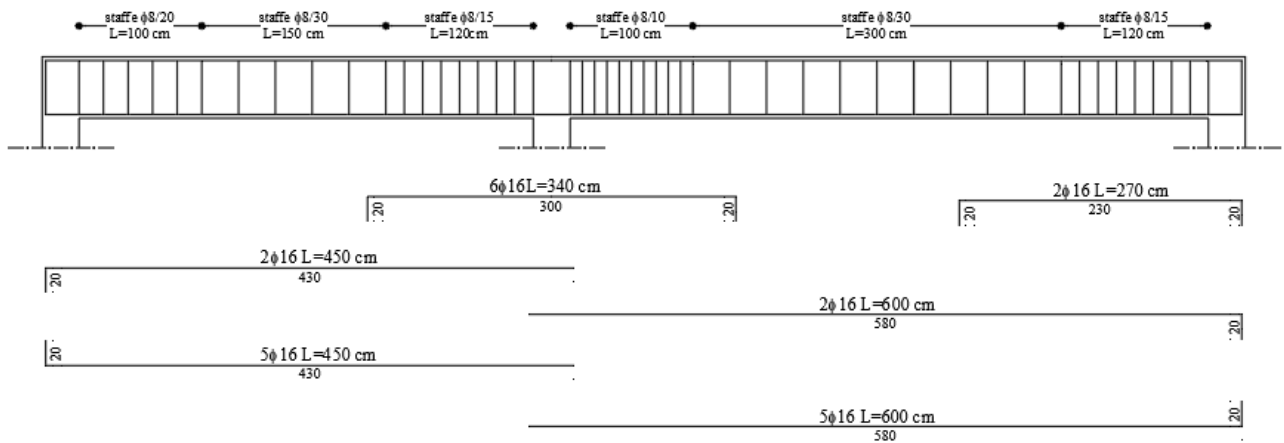
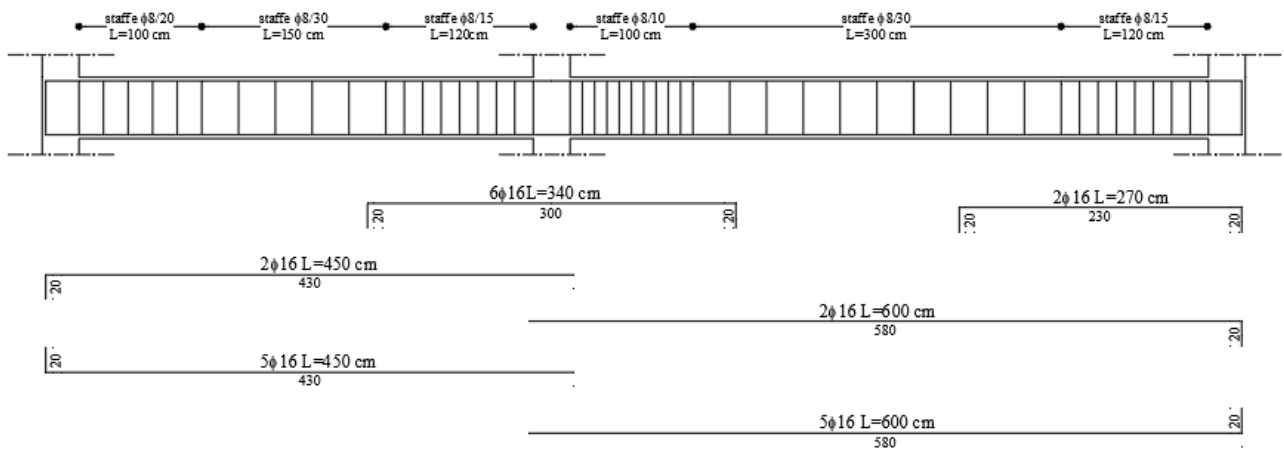
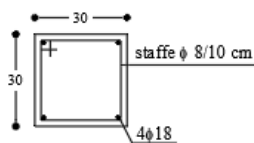
DISTINTA DELLE ARMATURE METALLICHE
LIVELLO 2DISTINTA DELLE ARMATURE METALLICHE
LIVELLO 1DISTINTA DELLE ARMATURE METALLICHE
PILASTRI LIVELLI 1-2

Figura 14-2 – Distinta delle armature degli elementi strutturali.

14.1.3 Progetto del rinforzo a flessione

Assumendo per i materiali esistenti i seguenti valori di resistenza, si calcolano e si riportano in Tabella 14-1 i valori dei momenti resistenti di progetto, M_{Rd} , per ciascuna sezione di interesse:

- Calcestruzzo: $f_{cm} = 20.00$ MPa, $\gamma_c = 1$, $FC = 1.20$, $f_{cd} = 16.67$ MPa;
- Acciaio: $f_{ym} = 380.00$ MPa, $\gamma_s = 1$, $FC = 1.20$, $f_{yd} = 316.67$ MPa.

In Tabella 14-1 si riportano anche i valori delle armature in acciaio esistenti, in cui si intende che A_{s1} sia sempre l'armatura presente al lembo inferiore della sezione e A_{s2} l'armatura al lembo superiore. Si osserva che la disuguaglianza:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad (14.1)$$

non risulta verificata in prossimità della mezzzeria delle due travi di luce pari a 5.5 m poste ai livelli 1 e 2 (trave 2.1 e trave 2.2). È richiesto, infatti, un incremento del momento resistente del 20% e 22% per la trave 2.1 e la trave 2.2, rispettivamente.

Tabella 14-1

Piano	Trave	Luce [m]	Sezione	M_0 [kNm]	M_{Sd} [kNm]	A_{s1} [cm ²]	A_{s2} [cm ²]	M_{Rd} [kNm]	Verifica soddisfatta
1	1.1	4.0	Appoggio di sinistra	-17.10	-41.40	10.05	4.02	-58.10	SI
		4.0	Campata (1.83 m)	22.50	90.20	10.05	4.02	141.90	SI
	2.1	4.0	Appoggio di destra	-64.30	-178.80	10.05	16.08	-225.80	SI
		5.5	Appoggio di sinistra	-80.60	-214.00	10.05	16.08	-225.80	SI
		5.5	Campata (3.00 m)	60.20	170.10	10.05	4.02	141.90	NO
		5.5	Appoggio di destra	-34.20	-79.80	10.05	8.04	-114.20	SI
2	1.2	4.0	Appoggio di sinistra	-12.70	-27.90	10.05	4.02	-58.10	SI
		4.0	Campata (1.78 m)	23.50	90.80	10.05	4.02	141.90	SI
		4.0	Appoggio di destra	-68.00	-175.30	10.05	16.08	-225.80	SI
	2.2	5.5	Appoggio di sinistra	-80.00	-198.70	10.05	16.08	-225.80	SI
		5.5	Campata (3.00 m)	65.60	173.80	10.05	4.02	141.90	NO
		5.5	Appoggio di destra	-24.90	-53.10	10.05	8.04	-114.20	SI

14.1.3.1 Caso 1 - Rinforzo con sistema FRP-EBR

Si decide di intervenire sulle travi 2.1 e 2.2 realizzando un rinforzo costituito da un tessuto unidirezionale in CFRP del tipo *wet-lay up* da applicarsi in zona tesa ed avente le seguenti caratteristiche geometriche e meccaniche:

- spessore dello strato (equivalente): $t_{f,1} = 0.167$ mm;
- larghezza dello strato: $b_f = 30.0$ cm (corrisponde alla larghezza b della trave)
- modulo di elasticità nella direzione delle fibre (asse della trave): $E_f = 270000$ MPa;
- resistenza caratteristica: $f_{fk} = 2700$ MPa;
- Classe del sistema FRP: C210C (secondo Linea guida per l'identificazione, la qualificazione ed il controllo di accettazione di compositi fibrorinforzati a matrice polimerica (FRP) da utilizzarsi per il consolidamento strutturale di costruzioni esistenti).

Si ipotizzano 2 strati di tessuto di CFRP, quindi $n_f = 2$, e si procede a verificare se siano sufficienti a garantire il soddisfacimento della disuguaglianza (14.1) per le due travi in esame.

Si valuta la deformazione massima di progetto supportabile dal composito, ε_{fd} , con l'ausilio della (4.51):

$$\varepsilon_{fd} = \min \left\{ \eta_a \cdot \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_f}, \varepsilon_{fdd,2} \right\} = \varepsilon_{fdd,2} = 3.14 \text{ ‰} \quad (14.2)$$

essendo:

$$\eta_a \cdot \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_f} = \eta_a \cdot \frac{f_{fk}}{\gamma_f} \cdot \frac{1}{E_f} = 0.95 \cdot \frac{2700}{1.3} \cdot \frac{1}{270000} = 7.31 \text{ ‰} \quad (14.3)$$

in cui si è assunto:

- il fattore parziale di sicurezza allo SLU, $\gamma_f = 1.30$ (Tabella 3-1, §3.4.1)
- il fattore di conversione ambientale, $\eta_a = 0.95$ (Tabella 3-3, §3.5.1) per esposizione interna.

Per quanto riguarda la resistenza del composito nei confronti della modalità 2 di distacco dal supporto, $f_{\text{fdd},2}$, è risultato usando la (4.12):

$$f_{\text{fdd},2} = \frac{k_q k_b}{\gamma_{f2}} \sqrt{\frac{2E_f \frac{k_{Gk,2}}{4FC} \sqrt{f_{\text{cm}} f_{\text{ctm}}} \cdot s_u}{t_f}} = 847.02 \text{ MPa} \quad (14.4)$$

da cui si è ottenuto:

$$\varepsilon_{\text{fdd},2} = \frac{f_{\text{fdd},2}}{E_f} = \frac{847.02}{270000} = 3.14 \text{ ‰} \quad (14.5)$$

essendo:

- $k_{Gk,2} = 1.60$
- $k_q = 1.25$
- $s_u = 0.25 \text{ mm}$
- $k_b = \max\left(1, \sqrt{\frac{2-b_f/b}{1+b_f/b}}\right) = \max(1, 0.7) = 1$
- $t_f = n_f \cdot t_{f,1} = 2 \cdot 0.167 \text{ mm} = 0.334 \text{ mm}$
- $f_{\text{cm}} = 20.00 \text{ MPa}$
- $f_{\text{ctm}} = 0.3 \cdot (f_{\text{ck}})^{2/3} = 0.3 \cdot (f_{\text{cm}} - k)^{2/3} = 1.66 \text{ MPa}$

in cui k è stato assunto pari a 7 sulla base delle *Linee Guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera* (assumendo che sia stato fatto un numero di prove per la caratterizzazione della resistenza a compressione del calcestruzzo compreso tra 4 e 6).

- $\gamma_{f2} = 1.3$ (Tabella 3-1, §3.4.1)
- $FC = 1.2$.

Il meccanismo di collasso a flessione può essere di due tipi, a seconda che si raggiunga la massima deformazione a trazione nel rinforzo di FRP (zona 1) o la massima deformazione a compressione, ε_{cu} , nel calcestruzzo (zona 2) (Figura 14-3).

Si ipotizza che la crisi della sezione avvenga nel rinforzo FRP per cui, fissata la deformazione nel rinforzo pari al valore $\varepsilon_{\text{fd}} = \varepsilon_{\text{fdd}} = 3.14 \text{ ‰}$, le deformazioni negli altri materiali si possono calcolare come segue:

$$\text{- calcestruzzo al lembo compresso: } \varepsilon_c = (\varepsilon_{\text{fd}} + \varepsilon_0) \cdot \frac{x}{(h-x)} \leq \varepsilon_{\text{cu}} \quad (14.6)$$

$$\text{- acciaio in compressione:} \quad \varepsilon_{s2} = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_0) \cdot \frac{x - d_2}{(h - x)} \quad (14.7)$$

$$\text{- acciaio in trazione:} \quad \varepsilon_{s1} = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_0) \cdot \frac{d - x}{(h - x)} \quad (14.8)$$

Si trascura in questa fase la deformazione ε_0 presente all'atto dell'applicazione del rinforzo, si ipotizza che la deformazione dell'acciaio in trazione sia maggiore di quella al limite elastico (armatura tesa in acciaio snervata, per cui $\sigma_{s1} = f_{yd} = 316.67$ MPa) e che l'acciaio compresso sia in fase elastica (per cui $\sigma_{s2} = E_s \varepsilon_{s2}$, avendo assunto $E_s = 200000$ MPa). In tali ipotesi si scrive l'equazione di equilibrio alla traslazione della sezione:

$$\psi \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} - A_{s1} \cdot f_{yd} - A_f \cdot f_{fd,2} = 0 \quad (14.9)$$

in cui il coefficiente adimensionale ψ rappresenta l'intensità della risultante degli sforzi di compressione rapportato a $b \cdot x \cdot f_{cd}$ ed è espresso dalle seguenti relazioni:

$$\psi = \begin{cases} 1000 \varepsilon_c \left(0.5 - \frac{1000}{12} \varepsilon_c \right) & \text{per } \varepsilon_c \leq 2.00 \text{ ‰} \\ 1 - \frac{2}{3000 \varepsilon_c} & \text{per } 2.00 \text{ ‰} \leq \varepsilon_c \leq 3.50 \text{ ‰} \end{cases} \quad (14.10)$$

L'equazione si risolve iterativamente ipotizzando valori di tentativo per la posizione dell'asse neutro x che consente di calcolare il valore corrispondente di ψ e la tensione nell'armatura in acciaio compressa: quando il valore iniziale di tentativo di x coincide con quello calcolato dall'equazione (14.9) si è arrivati a convergenza.

Si è ottenuto $\psi = 0.477$ e $x = 13.7$ cm ed i seguenti valori di deformazione nei materiali che confermano le ipotesi fatte:

- $\varepsilon_f = \varepsilon_{fd} = 3.14 \text{ ‰}$
- $\varepsilon_c = 1.19 \text{ ‰} < 3.50 \text{ ‰}$,
- $\varepsilon_{s1} = 2.88 \text{ ‰} > \varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s = 316.7 / 200000 = 1.58 \text{ ‰}$,
- $\varepsilon_{s2} = 0.93 \text{ ‰} < \varepsilon_{yd} = 1.58 \text{ ‰}$.

Si scrive, quindi, l'equazione di equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura tesa come segue:

$$M_{Rd} = \left[\psi \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot (d - \lambda \cdot x) + A_{s2} \cdot E_s \cdot \varepsilon_{s2} \cdot (d - d_2) + A_f \cdot f_{fd,2} \cdot d_1 \right] = 173.80 \text{ kNm} \quad (14.11)$$

in cui il coefficiente adimensionale λ rappresenta la distanza, rapportata a x , della risultante degli sforzi di compressione dal lembo compresso, espressa dalle seguenti relazioni:

$$\lambda = \begin{cases} \frac{8-1000\varepsilon_c}{4(6-1000\varepsilon_c)} & \text{per } \varepsilon_c \leq 2.00 \text{ ‰} \\ \frac{1000\varepsilon_c(3000\varepsilon_c-4)+2}{2000\varepsilon_c(3000\varepsilon_c-2)} & \text{per } 2.00 \text{ ‰} \leq \varepsilon_c \leq 3.50 \text{ ‰} \end{cases} \quad (14.12)$$

A convergenza raggiunta, è risultato $\lambda = 0.354$.

Il momento resistente, M_{Rd} , risulta quindi maggiore o uguale di quello sollecitante, M_{Sd} della campata di destra del telaio al primo ed al secondo livello (170.10 kNm per la trave 2.1 e 173.80 kNm per la trave 2.2). Si ricorda che, per entrambe le travi, nei calcoli del momento resistente è stato trascurato l'effetto dello stato deformativo presente in sezione prima dell'applicazione del rinforzo, assunzione in genere a vantaggio di sicurezza, come verrà dimostrato nel seguito.

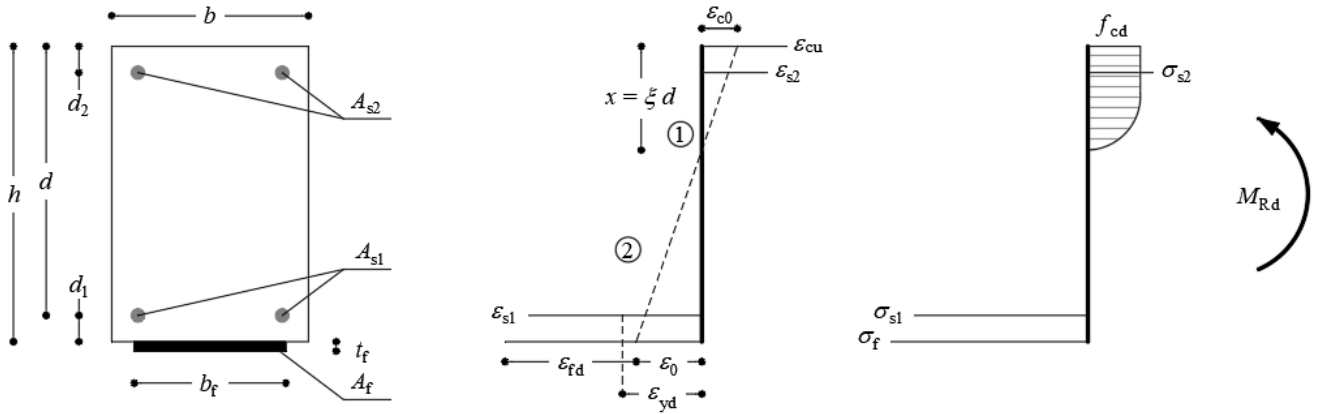


Figura 14-3 – Campi di rottura di una sezione rettangolare di c.a. inflessa.

Tabella 14-2

Livello	Trave	Sezione	M_{Sd} [kNm]	M_{Rd} [kNm]
1	2.1	Campata 3.00 m	170.10	173.80
2	2.2	Campata 3.00 m	173.80	173.80

La verifica dell'ancoraggio del rinforzo deve essere condotta con riferimento alla seguente tensione massima applicabile nel rinforzo nella sezione di ancoraggio data dalla (4.7):

$$f_{fdd} = \frac{k_b}{\gamma_{f2}} \cdot \sqrt{\frac{2E_f \Gamma_{Fk}}{t_f}} = 415.00 \text{ MPa} \quad (14.13)$$

essendo:

$$\Gamma_{Fk} = \frac{k_{Gk}}{4} \frac{\sqrt{f_{cm} f_{ctm}}}{FC} \cdot s_u = 0.18 \text{ N/mm} \quad (14.14)$$

in cui oltre ai simboli già definiti in precedenza, si è assunto $k_{Gk} = 0.60$ per sistemi *wet lay-up*.

Il valore della lunghezza ottimale di ancoraggio, ℓ_{ed} , è data dalla (4.1):

$$\ell_{ed} = \max \left\{ \ell_{ed,min}; \gamma_{Rd} \frac{1}{f_{bm}} \sqrt{\frac{\pi^2 E_f t_f \Gamma_{Fm}}{2}} \right\} \quad (14.15)$$

che, assumendo $\Gamma_{Fm} = \frac{1}{2} f_{bm} s_u$, diventa:

$$\ell_{ed} = \max \left\{ 100 \text{ mm}; \gamma_{Rd} \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{E_f t_f \cdot s_u}{f_{bm}}} \right\} = \max \{ 100 \text{ mm}; 163 \text{ mm} \} = 163 \text{ mm} \quad (14.16)$$

in cui si è assunto:

- $\gamma_{Rd} = 1.20$ (coefficiente di modello)
- $f_{bm} = \frac{k_{Gm}}{2} \frac{\sqrt{f_{cm} f_{ctm}}}{FC} = 3.00 \text{ MPa}$
- $k_{Gm} = 1.25$ per sistemi *wet-lay-up*.

Utilizzando $f_{idd} = 415.00 \text{ MPa}$ come tensione agente nel rinforzo FRP nella (14.9) e nella (14.11), si ottiene un momento sollecitante di 136.00 kNm.

In Tabella 14-3 si riportano le distanze dagli appoggi di sinistra e di destra di ciascuna trave della sezione in corrispondenza delle quali il momento sollecitante, per la combinazione allo SLU considerata, è pari a 136.00 kNm.

Affinché le verifiche per distacco di estremità siano soddisfatte, è necessario che il rinforzo sia applicato per almeno 163 mm oltre le sezioni indicate in Tabella 14-3, secondo lo schema di rinforzo riportato in Figura 14-4 per la trave 2.1, in cui si è arrotondata per eccesso a 170 mm la lunghezza di ancoraggio. La lunghezza di trave in cui è necessario il rinforzo è pari a 1.90 m a cui si aggiungono le due lunghezze di ancoraggio.

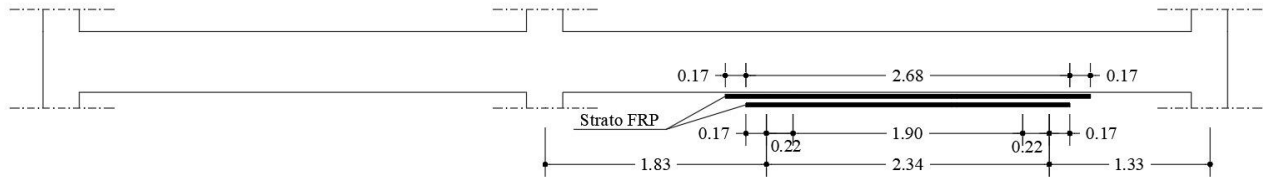
Si osserva che nelle sezioni di ancoraggio del rinforzo, definite sulla base della verifica di distacco di estremità, il momento resistente della sezione in c.a. senza il rinforzo di FRP ($M_{Rd} = 141.90 \text{ kNm}$) è maggiore del momento sollecitante ($M_{Sd} = 136.00 \text{ kNm}$). Ciò evidenzia che, per soddisfare la verifica di distacco di estremità, la lunghezza del rinforzo è superiore a quella in cui il rinforzo è strettamente necessario.

Sebbene la sezione di ancoraggio del rinforzo non si trovi nella zona di massimo taglio, si procede, comunque, a vantaggio di sicurezza alla traslazione del diagramma del momento sollecitante della quantità $0.9d/2 \cotg\theta = 0.22 \text{ m}$, avendo assunto $\cotg\theta=1$: ciò significa che le estremità del rinforzo sono traslate di ulteriori 0.22 m verso le estremità della trave.

Infine, ai fini applicativi si suggerisce di sfalsare di $\ell_{ed} = 170 \text{ mm}$ le sezioni di inizio delle due strisce di rinforzo da ambo i lati. In Figura 14-4 per la trave 2.1 si riporta la configurazione finale dei due strati di rinforzo.

Tabella 14-3

Livello	Trave	Distanza da appoggio di sinistra [m]	Distanza da appoggio di destra [m]	M_{Sd} [kNm]	f_{idd} [MPa]
1	2.1	2.05	1.55	136.00	415.00
2	2.2	2.00	1.45	136.00	415.00

**Figura 14-4** – Configurazione del rinforzo CFRP-EBR per la trave 2.1 considerando la traslazione del diagramma del momento per effetto del taglio.

Visto che per la trave 2.2, il momento resistente della sezione rinforzata è risultato esattamente uguale a quello sollecitante, si procede a valutare l'effetto dello stato deformativo presente in sezione prima dell'applicazione del rinforzo in corrispondenza dei momenti $M_0 = 60.20$ kNm per la trave 2.1 e $M_0 = 65.60$ kNm per la trave 2.2. La deformazione al lembo inferiore della sezione ε_0 si calcola secondo la seguente formula semplificata:

$$\varepsilon_0 = \frac{M_0}{0.9 \cdot d \cdot E_s \cdot A_{s1}} \cdot \frac{h}{d} \quad (14.18)$$

Si ottengono al lembo inferiore le deformazioni $\varepsilon_0 = 0.75$ ‰ e $\varepsilon_0 = 0.82$ ‰ per le due travi, rispettivamente. Introducendo tali valori nelle (14.6), (14.7), (14.8) e risolvendo nuovamente le (14.9) e (14.10), si ottengono momenti resistenti per la sezione rinforzata con FRP di poco superiori a quelli calcolati in precedenza trascurando ε_0 : 175.20 kNm e 175.30 kNm per la trave 2.1 e per la trave 2.2, rispettivamente. Tali risultati confermano che la scelta di trascurare la deformazione iniziale ε_0 è a vantaggio di sicurezza per il calcolo del momento resistente della sezione rinforzata con FRP. Nel caso in esame, portare il conto ε_0 consente per la trave 2.2 di calcolare un momento resistente della sezione rinforzata con FRP superiore a quello sollecitante (173.80 kNm).

14.1.3.2 Caso 2 - Rinforzo con sistema SFRP-EBR

Si interviene sulle stesse travi 2.1 e 2.2 esaminate in precedenza realizzando, in alternativa a quanto progettato al §14.1.3.1, un rinforzo costituito da un tessuto unidirezionale in SFRP avente le seguenti caratteristiche geometriche e meccaniche:

- spessore dello strato (equivalente): $t_{f,1} = 0.254$ mm;
- larghezza dello strato: $b_f = 30.0$ cm (corrispondente alla larghezza della trave b);
- modulo di elasticità normale nella direzione delle fibre (asse della trave): $E_f = 190000$ MPa;
- resistenza caratteristica: $f_{fk} = 2200$ MPa;
- classe del sistema SFRP: 190S (secondo Linea guida per l'identificazione, la qualificazione ed il controllo di accettazione di compositi fibrorinforzati a matrice polimerica (FRP) da utilizzarsi per il consolidamento strutturale di costruzioni esistenti).

Si ipotizzano 2 strati di tessuto di SFRP, quindi $n_f = 2$, e si procede a verificare se siano sufficienti a garantire il soddisfacimento della disuguaglianza (14.1) per le due travi in esame. Il procedimento seguito per il progetto e la verifica del rinforzo in SFRP è del tutto analogo a quello utilizzato per il rinforzo in CFRP precedentemente illustrato. Si riportano pertanto a seguire solo i risultati sintetici dei calcoli.

La deformazione massima di progetto sopportabile dal sistema SFRP è pari a:

$$\varepsilon_{fd} = \min \left\{ \eta_a \cdot \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_f}, \varepsilon_{fdd} \right\} = \min \{ 0.0085; 0.00299 \} = \varepsilon_{fdd} = 2.99 \text{ ‰}$$

La resistenza del composito nei confronti del distacco intermedio dal supporto è, quindi, pari a:

$$f_{fdd,2} = E_f \cdot \varepsilon_{fdd,2} = 576.10 \text{ MPa}$$

avendo assunto, come nell'esempio del §14.3.1, $k_{Gk,2} = 1.60$; $k_q = 1.25$; $s_u = 0.25$ mm; $k_b = 1$; $t_f = t_{f,1}$ · $n_f = 0.508$ mm; $f_{cm} = 20.00$ MPa; $f_{ctm} = 1.66$ MPa; $\gamma_{f2} = 1.30$; $FC = 1.20$.

Il momento resistente della sezione rinforzata, applicando la (14.9) e la (14.11) e trascurando lo stato deformativo antecedente l'applicazione del rinforzo, è pari a $M_{Rd} = 174.90$ kNm che risulta maggiore sia del momento sollecitante massimo della trave 2.1 ($M_{Sd} = 170.10$ kNm) che della trave 2.2 ($M_{Sd} = 173.80$ kNm).

Assumendo, invece, $\varepsilon_0 = 0.75 \text{ ‰}$ e $\varepsilon_0 = 0.82 \text{ ‰}$ per le due travi, come calcolato nell'esempio precedente, il momento resistente risulta $M_{Rd} = 176.30$ kNm per la trave 2.1 e $M_{Rd} = 176.40$ kNm per la trave 2.2, confermando nuovamente che trascurare ε_0 è a vantaggio di sicurezza per il calcolo del momento resistente della sezione rinforzata con SFRP.

Si esegue ora la verifica dell'ancoraggio del rinforzo, con riferimento alla seguente tensione massima del rinforzo nei confronti distacco di estremità dal supporto:

$$f_{fdd} = \frac{k_b}{\gamma_{f2}} \cdot \sqrt{\frac{2E_f \Gamma_{Fk}}{t_f}} = 282.30 \text{ MPa}$$

essendo, come nell'esempio precedente, $k_{Gk} = 0.60$; $k_b = 1.00$; $\gamma_{f2} = 1.30$; $\Gamma_{fk} = 0.180$ N/mm.

Il valore di progetto della lunghezza ottimale di ancoraggio si calcola come:

$$\ell_{ed} = \max \left\{ 100 \text{ mm}; \gamma_{Rd} \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{E_f t_f \cdot s_u}{f_{bm}}} \right\} = \max \{ 100 \text{ mm}; 169 \text{ mm} \} = 169 \text{ mm}$$

avendo assunto $\gamma_{Rd} = 1.20$, $f_{bm} = \frac{k_{Gm}}{2} \frac{\sqrt{f_{cm} f_{ctm}}}{FC} = 3.00 \text{ MPa}$ con $k_{Gm} = 1.25$ e $s_u = 0.25 \text{ mm}$.

Si arrotonda per eccesso la lunghezza di ancoraggio a 170 mm.

Il momento sollecitante che corrisponde ad avere nel rinforzo SFRP una tensione $f_{idd} = 282.30 \text{ MPa}$ risulta pari a $M_{Sd} = 92.50 \text{ kNm}$. Le distanze dagli appoggi di sinistra e di destra delle sezioni in cui il momento sollecitante, per la combinazione allo SLU considerata, è pari a 92.50 kNm sono 1.60 m e 1.10 m per la trave 2.1 e 1.55 m e 1.00 per la trave 2.2 (Tabella 14-4). Affinché la verifica per distacco di estremità sia soddisfatta, è necessario che il rinforzo sia applicato per almeno 170 mm oltre tali sezioni. Al netto delle lunghezze di ancoraggio, la lunghezza complessiva del rinforzo è pari a 2.80 m per la trave 2.1 e 2.95 m per la trave 2.2.

Infine, si osserva che $M_{Sd} = 92.50 \text{ kNm}$ è inferiore al momento resistente della sezione in c.a. senza il rinforzo FRP ($M_{Rd} = 141.90 \text{ kNm}$); ciò significa che, per soddisfare la verifica di distacco di estremità, il rinforzo va applicato in una lunghezza superiore a quella in cui sarebbe strettamente necessario.

Sebbene la sezione di ancoraggio del rinforzo non si trovi nella zona di massimo taglio, si procede, a vantaggio di sicurezza, a traslare il diagramma del momento sollecitante di $0.9d/2 \cotg\theta = 0.22 \text{ m}$, avendo assunto $\cotg\theta=1$: ciò significa che le estremità del rinforzo sono traslate di ulteriori 0.22 m verso le estremità della trave

Ai fini applicativi si suggerisce di sfalsare di $\ell_{ed} = 170 \text{ mm}$ le sezioni di inizio delle due strisce di rinforzo in SFRP da ambo i lati (Figura 14-5).

Tabella 14-4

Livello	Trave	Distanza da appoggio di sinistra [m]	Distanza da appoggio di destra [m]	M_{Sd} [kNm]	f_{idd} [MPa]
1	2.1	1.60	1.10	92.50	282.30
2	2.2	1.55	1.00	92.50	282.30

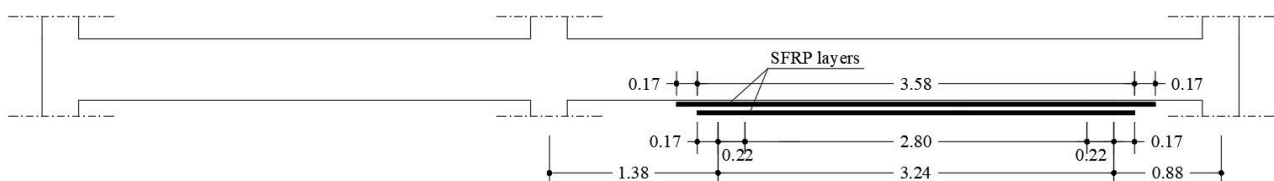


Figura 14-5 – Configurazione del rinforzo SFRP-EBR per la trave 2.1 considerando la traslazione del diagramma del momento per effetto del taglio

14.1.3.3 Caso 3 - Rinforzo con sistema FRP-NSM

In alternativa al tessuto unidirezionale in CFRP o SFRP del tipo *wet-lay up*, progettati nei paragrafi precedenti, si procede di seguito al progetto di un intervento di rinforzo con la tecnica NSM avente le seguenti caratteristiche geometriche e meccaniche:

- tipologia di rinforzo: barre in fibra di carbonio (CFRP)
- diametro barra 8 mm, per cui l'area della singola barra è $A_F = 50.2 \text{ mm}^2$;
- modulo di elasticità normale della barra nella direzione delle fibre: $E_f = 150000 \text{ MPa}$;
- resistenza caratteristica della barra: $f_{fk} = 1800 \text{ MPa}$;
- dimensioni della scanalatura: $w_G = 18 \text{ mm}$, $d_G = 18 \text{ mm}$
- resistenza a trazione della resina: $f_{Rm} = 70.00 \text{ MPa}$.

Si ipotizzano 2 barre, quindi $n_f = 2$, e si procede a verificare se siano sufficienti a garantire il soddisfacimento della disuguaglianza (14.1) per le due travi in esame.

Si valuta la deformazione massima di progetto sopportabile dal composito nella sezione di massimo momento, ε_{fd} , con l'ausilio della (4.51):

$$\varepsilon_{fd} = \min \left(\frac{F_{2,d}(\ell_b)}{E_F \cdot A_F}; \eta_a \frac{f_{fk}}{E_F \cdot \gamma_{f1}} \right) \quad (14.19)$$

Per $\ell_b \geq \ell_{e2,d}$:

$$F_{2,d}(\ell_{e2,d}) = F_{2,\max,d} = F_{1,\max,d} \cdot \sqrt{1 + 2k_{FR} \cdot (k_{SL} - 1)} \quad (14.20)$$

Per $\ell_b < \ell_{e2,d}$, la forza $F_{2,d}$ si incrementa linearmente con la distanza $\Delta\ell_e = \ell_b - \ell_{e1,d}$ secondo la seguente espressione:

$$F_{2,d}(\ell_b) = F_{1,\max,d} + (\ell_b - \ell_{e1,d}) \cdot \left(\frac{F_{2,\max,d} - F_{1,\max,d}}{\ell_{e2,d} - \ell_{e1,d}} \right) \quad (14.21)$$

avendo assunto:

$$\ell_{e1,d} = \gamma_{Rd} \cdot \ell_{e1} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{E_H A_H s_u}{p_G f_{bm}}} \quad (14.22)$$

$$\ell_{e2,d} = \gamma_{Rd} \cdot \ell_{e2} = \gamma_{Rd} \cdot \left(\ell_{e1} + \frac{F_{1,m}}{f_{bm} \cdot p_G \cdot k_{FR}} \left[\sqrt{1 + 2k_{FR} (k_{SL} - 1)} - 1 \right] \right) \quad (14.23)$$

$$F_{1,\max,d} = \frac{k_{k,NSM} \cdot k_I}{\gamma_{f3}} \sqrt{2E_H \cdot A_H \cdot p_G \cdot \Gamma_{F1,m}} \quad (14.24)$$

Si procede al calcolo della lunghezza $\ell_{ed,2}$, con le seguenti assunzioni:

- $k_{FR} = 0.05$
- $k_{SL} = 4.00$
- $s_u = 1.20$ mm
- p_G è il perimetro dell'intaglio bagnato dalla resina $= w_G + 2d_G = 54.00$ mm
- $f_{bm} = \frac{\sqrt{f_{cm} f_{ctm}}}{2 \cdot FC} = 2.40$ MPa è la tensione di picco del legame di aderenza, ottenuta assumendo $FC = 1.2$, $f_{cm} = 20.00$ MPa, $f_{ctm} = 0.3 \cdot (f_{ck})^{2/3} = 0.3 \cdot (f_{cm} - 7)^{2/3} = 1.66$ MPa come già calcolato nel §14.1.3.1.
- $\Gamma_{F1m} = \frac{1}{2} \cdot s_u f_{bm} = 1.44$ N/mm
- E_H è il modulo elastico omogeneizzato del sistema barra + resina calcolato come:

$$E_H = \frac{E_F A_F + E_R A_R}{w_G d_G} = 26217 \text{ MPa}$$
 essendo $E_R = 50 f_{Rm} = 3500$ MPa, $E_F = 150000$ MPa, $A_H = w_G d_G = 324.0$ mm², $A_F = 50.20$ mm², $A_R = w_G d_G - A_F = 273.80$ mm²
- il coefficiente di intensificazione k_I è pari a:

$$k_I = \left(\frac{p_F}{p_G} \right)^{0.25} \left(\frac{f_{Rm}}{f_{cm}} \right)^{0.5} = 1.55, \text{ essendo } p_F = 25.10 \text{ mm, } f_{Rm} = 70.00 \text{ MPa}$$
- $k_{k,NSM} = 0.70$
- $\gamma_{Rd} = 1.20$
- γ_{F3} è il fattore parziale del rinforzo NSM per lo Stato Limite Ultimo di distacco dal supporto, da assumersi 1.30 per barre di FRP nervate, dentellate o con avvolgimento a spirale.

Si ottiene, pertanto, dalla (14.22), dalla (4.20) e dalla (4.21):

- $\ell_{e1} = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{E_H A_H s_u}{p_G f_{bm}}} = 0.44$ m
- $F_{l,max,m} = k_I \sqrt{2 E_H \cdot A_H \cdot p_G \cdot \Gamma_{F1,m}} = 72.49$ kN
- $\ell_{e2} = \left(\ell_{e1} + \frac{F_{l,max,m}}{f_{bm} \cdot p_G \cdot k_{FR}} \left[\sqrt{1 + 2 k_{FR} (k_{SL} - 1)} - 1 \right] \right) = 2.01$ m
- $\ell_{e1,d} = \gamma_{Rd} \cdot \ell_{e1} = 0.53$ m
- $\ell_{e2,d} = \gamma_{Rd} \cdot \ell_{e2} = 2.41$ m, essendo $\gamma_{Rd} = 1.2$.

Le sezioni di massimo momento sollecitante si trovano a distanza 3.00 m dall'appoggio di sinistra per entrambe le travi (si veda Tabella 14-1) e a distanza di 2.50 m dall'appoggio di destra. Pertanto, essendo entrambe maggiori di $\ell_{e2,d} = 2.41$ m, è possibile ipotizzare che nelle sezioni di massimo momento la forza di trazione che ogni barra in FRP può portare sia pari a $F_{2,max,d}$, che si calcola, quindi, in base alla (14.20) come segue:

$$F_{2,max,d} = F_{l,max,d} \cdot \sqrt{1 + 2 k_{FR} (k_{SL} - 1)} = 44.51 \text{ kN}$$

essendo:

- $k_{k,NSM} = 0.70$
- $F_{1,max,d} = \frac{k_{k,NSM}}{\gamma_{f3}} \cdot F_{1,max,m} = 39.04 \text{ kN}.$

Alla forza $F_{2,max,d}$ corrisponde una tensione $f_{max,d}(\ell_{e2,d}) = \frac{F_{2,max,d}}{A_F} = 885.89 \text{ MPa}$ ed una deformazione

$$\varepsilon_{fdd} = \frac{f_{max,d}(\ell_{e2,d})}{E_F} = \frac{885.89}{150000} = 0.00591.$$

La deformazione massima in ogni barra di FRP si calcola, quindi, come:

$$\varepsilon_{fd} = \min \left(\varepsilon_{fdd}; \eta_a \frac{f_{fk}}{\gamma_{f1} \cdot E_F} \right) = \min \left(0.00591; 0.95 \frac{1800}{1.25 \cdot 150000} \right) = (0.00591; 0.0912) = 5.91 \text{ ‰}$$

Il fattore parziale da applicare alla resistenza a trazione delle fibre allo SLU, $\gamma_f = 1.25$, è stato definito sulla base delle indicazioni fornite dal documento CNR DT 203 per barre in FRP.

Il fattore di conversione ambientale, $\eta_a = 0.95$, è stato assunto analogo a quello assunto per il sistema CFRP-EBR considerato come alternativa di rinforzo nel §14.1.3.1, in quanto più cautelativo rispetto al valore (1.00) fornito per barre in CFRP dal documento CNR DT 203. Trattandosi di un'applicazione di rinforzo esterno si ritiene più opportuno adottare il fattore di conversione ambientale stimato per tale tipologia di applicazione.

Anche nel caso di rinforzo con NSM, il meccanismo di collasso a flessione può essere di due tipi, a seconda che si raggiunga la massima deformazione a trazione, ε_{fd} , nel rinforzo NSM (zona 1) o la massima deformazione a compressione, ε_{cu} , nel calcestruzzo (zona 2) (Figura 14-3).

Si ipotizza che la crisi della sezione avvenga nel rinforzo NSM per cui, fissata la deformazione nel rinforzo pari al valore $\varepsilon_{fdd} = 5.91\text{‰}$, le deformazioni negli altri materiali si possono calcolare con le stesse espressioni viste in precedenza (Eq. (14.6), (14.7), (14.8)).

Si trascura la deformazione ε_0 presente all'atto dell'applicazione del rinforzo, si ipotizza che la deformazione dell'acciaio in trazione sia maggiore di quella al limite elastico (armatura tesa in acciaio snervata, per cui $\sigma_{s1} = f_{yd} = 316.67 \text{ MPa}$) e che l'acciaio compresso sia in fase elastica ($\sigma_{s2} = E_s \varepsilon_{s2}$, avendo assunto $E_s = 200000 \text{ MPa}$). In tali ipotesi si scrive l'equazione di equilibrio alla traslazione della sezione come segue:

$$\psi \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} - A_{s1} \cdot f_{yd} - n_f \cdot A_F \cdot \varepsilon_{fdd} \cdot E_F = 0 \quad (14.25)$$

in cui il coefficiente adimensionale ψ rappresenta l'intensità della risultante degli sforzi di compressione rapportato a $b \cdot x \cdot f_{cd}$ e n_f è il numero di barre FRP applicate.

L'equazione è stata risolta iterativamente ipotizzando valori di tentativo per la posizione dell'asse neutro x che consente di calcolare il valore corrispondente di ψ e risolvere l'equazione: quando il valore iniziale di tentativo di x coincide con quello calcolato dall'equazione si è arrivati a convergenza. Per il caso in esame, si è ottenuto $\psi = 0.440$ e $x = 127 \text{ mm}$ ed i seguenti valori di deformazione nei materiali che confermano le ipotesi fatte:

- $\varepsilon_c = 2.01 \text{ ‰} < 3.50 \text{ ‰},$

- $\varepsilon_{s1} = 5.43 \text{ ‰} > \varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s = 316.67 / 200000 = 1.58 \text{ ‰}$
- $\varepsilon_{s2} = 1.54 \text{ ‰} < \varepsilon_{yd} = 1.58 \text{ ‰}$.

Si scrive, quindi, l'equazione di equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura tesa come segue:

$$M_{Rd} = [\psi \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot (d - \lambda \cdot x) + A_{s2} \cdot E_s \cdot \varepsilon_{s2} \cdot (d - d_2) + n_f \cdot A_F \cdot \varepsilon_{fdd} \cdot E_F \cdot (d_1 - 0.5d_G)] = \quad (14.26)$$

$$= 175.27 \text{ kNm}$$

in cui il coefficiente adimensionale λ rappresenta la distanza dell'asse neutro dall'estremo lembo compresso della risultante degli sforzi di compressione rapportato a x ed è risultato $\lambda = 0.351$.

Il momento resistente, $M_{Rd} = 175.27 \text{ kNm}$, risulta quindi maggiore di quello sollecitante, M_{Sd} , per entrambe le travi 2.1 e 2.2 (170.10 kNm e 173.80 kNm, rispettivamente).

A questo punto si valuta se necessario applicare il rinforzo NSM in tutta la trave e si valuta se sia sufficiente far terminare le barre in corrispondenza delle sezioni di momento nullo. Per la trave 2.1, i punti di nullo del diagramma del momento sono posti a distanza 0.90 m dall'appoggio di sinistra e 0.45 m dall'appoggio di destra e, pertanto, le distanze della sezione di massimo momento (che si trova a 3.00 m dall'appoggio di sinistra e 2.50 m dall'appoggi di destra) dalle sezioni di momento nullo sono pari a 2.10 m e 2.05 m. Considerando la minima tra queste due distanze (2.05 m) come la lunghezza aderente ℓ_b da utilizzare nella (14.21) per il calcolo di $F_{2,d}(\ell_b)$, si ottiene un valore molto prossimo a $F_{2,max,d}$ (44.34 kN vs 44.51 kN), che corrisponde ad un valore della deformazione massima nel rinforzo pari a $\varepsilon_{fdd} = 5.88\text{‰}$, di poco inferiore al valore calcolato in precedenza, per cui il momento resistente resta sostanzialmente invariato (175.1 kNm) ed è superiore al momento sollecitante della trave 2.1 ($M_{Sd} = 170.10 \text{ kNm}$).

Per la trave 2.1, quindi, la soluzione di applicare il rinforzo NSM a partire dalle sezioni di momento nullo, per una lunghezza complessiva di 2.10 m + 2.05 m = 4.15 m (Figura 14-6) è perseguibile in quanto permette di soddisfare la condizione (14.1) nella sezione più sollecitata.

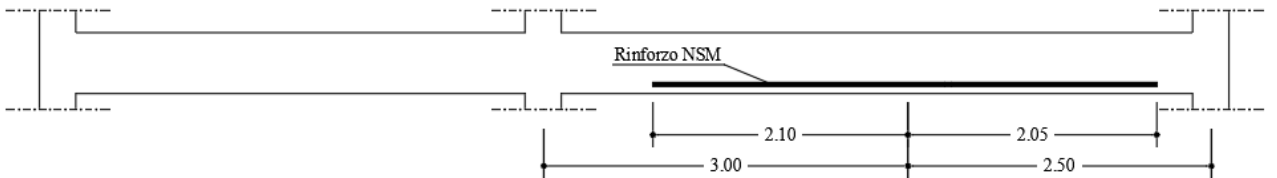


Figura 14-6 – Configurazione del rinforzo NSM per la trave 2.1.

Infine, volendo considerare la traslazione del diagramma del momento di $0.9d/2 \cot\theta = 0.22 \text{ m}$, con $\cot\theta=1$, si ottiene la stessa traslazione anche per i punti di nullo e, pertanto, la lunghezza complessiva del rinforzo NSM diventa di $4.60 \text{ m} \approx 4.15 \text{ m} + 2 \cdot 0.22 \text{ m}$.

In alternativa, se non si vuole terminare il rinforzo nella sezione di momento nullo e ridurre la lunghezza delle barre, è necessario calcolare la tensione massima di progetto nel rinforzo come

$f_{max,d}(\ell_b) = \frac{F_{2,d}(\ell_b)}{A_F}$, in cui ℓ_b è la distanza della sezione di verifica dall'estremità del rinforzo. Nella

Figura 14-7, si riporta per il caso esaminato, l'andamento della tensione $f_{max,d}(\ell_b)$ al crescere della lunghezza aderente ℓ_b .

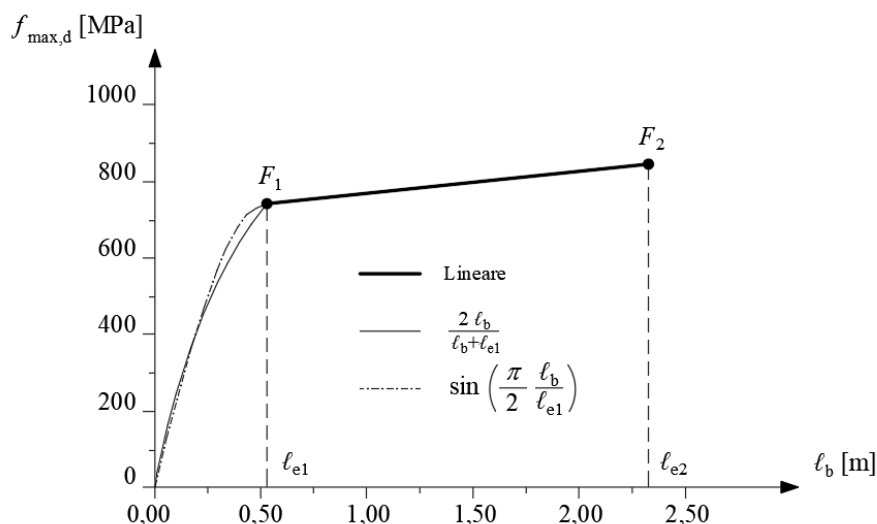


Figura 14-7 – Variazione della tensione massima nel rinforzo NSM con la lunghezza aderente ℓ_b .

Per la trave 2.1, le sezioni in cui il momento resistente della trave non rinforzata di 141.90 kN m uguaglia il momento sollecitante distano 0.85m dalla sezione di massimo momento per cui la lunghezza minima del rinforzo NSM deve essere almeno pari a 1.70 m = 0.85 m + 0.85 m. Sulla base dell'andamento riportato in Figura 14-7, se si ipotizza una lunghezza del rinforzo di ulteriori 0.25 m oltre tali sezioni, si ha che nella sezione di mezzeria la distanza da ogni estremo è $\ell_b = 1.10 \text{ m} = 0.85 \text{ m} + 0.25 \text{ m}$, cui corrispondono $f_{\max,d} = 810 \text{ MPa}$ ed un momento resistente di 173.3 kN m, superiore a quello sollecitante in mezzeria (170.1 kN m). Pertanto, anche la soluzione di terminare il rinforzo 0.25m oltre le sezioni in cui il momento resistente della trave non rinforzata uguaglia il momento sollecitante è valida ed in tal caso si avrebbe una lunghezza complessiva delle barre di 2.20 m = 1.70 m + 0.25 m + 0.25 m.

Anche in questa configurazione di rinforzo, volendo considerare la traslazione del diagramma del momento di $0.9 d/2 \cotg\theta = 0.22 \text{ m}$, con $\cotg\theta = 1$, si ottiene la stessa traslazione anche per i punti terminali del rinforzo e, pertanto, la lunghezza complessiva del rinforzo NSM diventa di 2.65 m $\approx 2.20 \text{ m} + 0.44 \text{ m}$.

Per la trave 2.2, i punti di nullo del diagramma del momento sono posti a distanza 0.85 m dall'appoggio di sinistra e 0.30 m dall'appoggio di destra e, pertanto, le distanze della sezione di massimo momento (che si trova a 3.00 m dall'appoggio di sinistra e 2.50 m dall'appoggi di destra) dalle sezioni di momento nullo sono pari a 2.70 m e 2.20 m. Considerando la minima tra queste due distanze come la lunghezza aderente ℓ_b da utilizzare nella (14.21) per il calcolo di $F_d(\ell_b)$, si ottiene $F_{2,d} = 44.90 \text{ kN}$ ed una tensione di 873.7 MPa, per cui il momento resistente $M_{Rd} = 176.69 \text{ kNm}$, è molto vicino a quello calcolato in precedenza con la (14.26) e risulta superiore a quello massimo sollecitante (173.80 kNm). Si ricorda, infine, che il momento resistente è stato calcolato trascurando lo stato deformativo presente in sezione prima dell'applicazione del rinforzo e che, pertanto, è una stima leggermente conservativa dell'effettivo momento resistente.

Per la trave 2.2, se si decide di applicare il rinforzo NSM a partire dalle sezioni di momento nullo, la lunghezza complessiva è di 2.70 m + 2.20 m = 4.90 m. Anche per la trave 2.2, se si considera la traslazione del diagramma del momento di $0.9d/2 \cotg\theta = 0.22 \text{ m}$, con $\cotg\theta = 1$, si ottiene la stessa traslazione anche per i punti di nullo e, pertanto, la lunghezza complessiva del rinforzo NSM diventa di 4.90m + 0.44m $\approx 5.35 \text{ m}$.

Volendo ridurre la lunghezza del rinforzo, è necessario procedere come descritto per la trave 2.1, utilizzando l'andamento della tensione massima nel rinforzo in funzione della lunghezza aderente riportato in Figura 14-7.

14.1.4 Progetto di rinforzo a trazione di un nodo trave-pilastro con sistema FRP-EBR

Con riferimento al telaio perimetrale compreso tra le pilastrate 1 e 3 del sistema strutturale rappresentato in Figura 14-1, si intende progettare il sistema di rinforzo del nodo perimetrale d'angolo non interamente confinato in corrispondenza del pilastro 3 del livello 1.

La verifica del nodo ed il progetto del rinforzo vengono effettuati considerando le azioni più gravose trasmissibili al nodo. Esse sono calcolate con riferimento all'attingimento dello snervamento delle armature longitudinali del più debole tra gli elementi, travi e pilastri, concorrenti nel nodo. In particolare, la domanda a taglio in direzione orizzontale per nodi esterni può essere valutata attraverso l'equazione:

$$V_j = T - V_c = 197.30 \text{ kN} \quad (14.27)$$

essendo:

- la tensione di trazione nelle armature della trave:

$$T = \frac{M_b}{0.9 \cdot (h - c)} = \frac{98.1 \cdot 10^6}{0.9 \cdot (500 - 30)} = 231.90 \text{ kN} \quad (14.28)$$

- il momento agente sulla trave può essere calcolato considerando l'equilibrio del nodo come:

$$M_b = \left(\left(\frac{M_{Rd,c}^{sup}}{H_{sup} - h_b} \right) \cdot \left(\frac{H_{sup}}{2} \right) + \left(\frac{M_{Rd,c}^{inf}}{H_{inf} - h_b} \right) \cdot \left(\frac{H_{sup}}{2} \right) \right) \cdot \left(\frac{\left(\frac{L_b - h_c}{3} \right)}{\frac{L_b}{3}} \right) = 98.10 \text{ kN} \quad (14.29)$$

- Momento resistente del pilastro superiore (livello 2) $M_{Rd,c}^{sup} = 39.80 \text{ kNm}$ (calcolato considerando uno sforzo normale di 63.90 kN);
- Momento resistente del pilastro inferiore (livello 1) $M_{Rd,c}^{sup} = 48.90 \text{ kNm}$ (calcolato considerando uno sforzo normale di 131.00 kN);
- $H_{sup} = 300 \text{ cm}$;
- $H_{inf} = 400 \text{ cm}$;
- $L_b = 550 \text{ cm}$;
- $h_b = 50 \text{ cm}$;
- $h_c = 30 \text{ cm}$;
- La forza di taglio nel pilastro al di sopra del nodo:

$$V_c = \frac{M_b / 2}{\left(\frac{L_b - h_c}{3} \right) \frac{H_{sup}}{2}} \cdot \frac{L_b}{3} = 34.60 \text{ kN} \quad (14.30)$$

Il momento agente sulla trave ($M_b = 98.10 \text{ kNm}$) all'attingimento del momento resistente dei due pilastri risulta inferiore al maggiore dei momenti resistenti della trave ($M_{Rd} = 107.70 \text{ kNm}$), per cui si può assumere che il sub-assemblaggio abbia un meccanismo a pilastro debole ed utilizzare M_b per il progetto del rinforzo. In caso contrario, la tensione di trazione nelle armature della trave T si sarebbe dovuta calcolare utilizzando il maggiore dei momenti resistenti della trave.

Si specifica che nel caso in cui si intende progettare l'intervento di rinforzo sulla base di analisi sismiche globali, le sollecitazioni negli elementi convergenti nel nodo sono quelle derivanti dall'analisi.

La sollecitazione in termini di trazione diagonale all'interno del nodo può essere calcolata come:

$$\sigma_{nt,Sd} = -\frac{N}{2A_j} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_j} \right)^2 + \left(\frac{V_j}{A_j} \right)^2} = 2.33 \text{ MPa} \quad (14.31)$$

essendo:

- $V_j = 197.60 \text{ kN}$;
- l'azione assiale presente nel pilastro superiore $N = 63.90 \text{ kN}$;
- l'area del nodo $A_j = b_j \cdot h_{jc} = 72000 \text{ mm}^2$;
- $b_j = 300 \text{ mm}$ è la larghezza effettiva del nodo che è assunta pari alla minore tra: a) la maggiore tra le larghezze della sezione del pilastro (30.0 cm) e della sezione della trave (30.0 cm); b) la minore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave, ambedue aumentate di metà altezza della sezione del pilastro (45.0 cm);
- $h_{jc} = 240 \text{ mm}$ è la distanza tra le giaciture più esterne delle armature del pilastro.

La tensione $\sigma_{nt,Sd}$ risulta essere maggiore della capacità a trazione diagonale del calcestruzzo che può essere calcolata come:

$$\sigma_{nt,Rd,c} = 0.30 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 1.16 \text{ MPa} \quad (14.32)$$

dove:

$$f_{cd} = \frac{f_{cm}}{FC \cdot \gamma_c} = \frac{22.5}{1.00 \cdot 1.5} = 15.00 \text{ MPa} \quad (14.33)$$

avendo assunto $f_{cm} = 22.5 \text{ MPa}$, $FC = 1.00$ sulla base di rilievi ed indagini *in situ* realizzati sugli specifici elementi oggetto dell'intervento e $\gamma_c = 1.5$ (in ipotesi di meccanismo fragile).

La sollecitazione in termini di compressione diagonale all'interno del nodo può essere calcolata attraverso:

$$\sigma_{nt,Sd} = \frac{N}{2A_j} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_j}\right)^2 + \left(\frac{V_j}{A_j}\right)^2} = 3.22 \text{ MPa} \quad (14.34)$$

che risulta essere minore della resistenza, calcolabile come:

$$\sigma_{nc,Rd,c} = 0.50 \cdot f_{cd} = 7.50 \text{ MPa} \quad (14.35)$$

Dunque, il rinforzo in FRP può incrementare la capacità complessiva a taglio del nodo.

Viene ipotizzato l'impiego di due strati di tessuto quadri-assiale in CFRP applicato con fibre inclinate nelle direzioni inclinate di 0° , 90° and $\pm 45^\circ$ rispetto all'asse della trave. L'area equivalente del rinforzo di FRP, A_f , può essere calcolata attraverso l'Eq. (4.107):

$$A_f = n_s t_f h_c \cos \theta \cdot (1 + \tan \theta + 2 \tan^2 \theta) = 134.50 \text{ mm}^2 \quad (14.36)$$

essendo:

- $n_s = 1$ il numero di facce del pannello di nodo rinforzate (Figura 4-27),
- $\theta = \arctan(h_b / h_c) = 59^\circ$
- $t_f = 2 \cdot 0.053 \text{ mm} = 0.106 \text{ mm}$

La deformazione di progetto del composito fibrorinforzato, ε_{fd} , può essere calcolata attraverso la formula (4.117):

$$\varepsilon_{fd} = \min \left\{ \eta_a \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_f}; 34 \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{A_f E_f} \right)^{0.6} \right\} = 3.44 \text{ ‰} \quad (14.37)$$

con: $f_{cm} = 22.5 \text{ MPa}$, $E_f = 270000 \text{ MPa}$, $\varepsilon_{fk} = 0.01$, $\gamma_f = 1.3$, $\eta_a = 0.80$ (Esposizione Esterna, Carbonio/Epossidica)

La capacità a trazione diagonale fornita dal composito può essere valutata mediante la formula (4.110):

$$\sigma_{nt,Rd,f} = \frac{A_f E_f \varepsilon_{fd}}{b_c (h_c / \sin \theta)} = 1.19 \text{ MPa} \quad (14.38)$$

La resistenza di progetto a trazione diagonale del nodo rinforzato può essere valutata attraverso la formula (4.109):

$$\sigma_{nt,Rd} = \sigma_{nt,Rd,c} + \sigma_{nt,Rd,f} = 2.35 \text{ MPa} \quad (14.39)$$

Al fine di garantire adeguati ancoraggi meccanici alle estremità del rinforzo è necessario adottare opportuni particolari costruttivi che possono essere gli avvolgimenti ad U con tessuto uniassiale all'estremità delle travi (Figura 14-8).

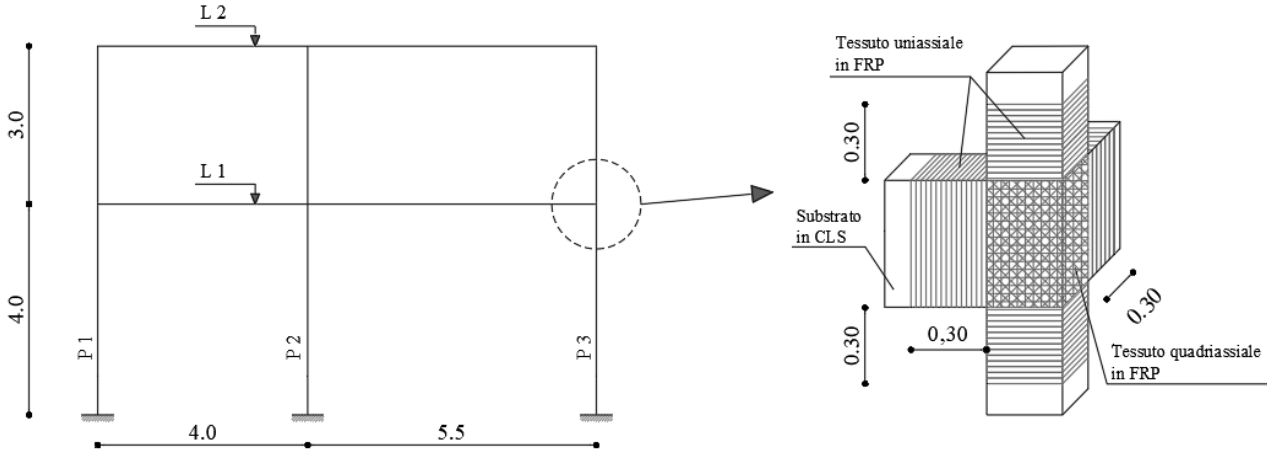


Figura 14-8 – Configurazione del rinforzo in FRP per il nodo evidenziato (dimensioni in m).

L'avvolgimento delle estremità delle travi con fasciature ad U può necessitare della demolizione di piccole porzioni di tamponatura, qualora presenti.

L'impiego di ancoraggi meccanici come i connettori sfioccati può ridurre significativamente il disturbo agli occupanti, garantendo, per i nodi perimetrali, l'applicazione del rinforzo operando dall'esterno del fabbricato. Per la progettazione di tali ancoraggi si farà riferimento al paragrafo §4.1.5.

Nel caso del rinforzo a taglio-trazione di nodi trave-pilastro, il numero di ancoraggi necessario a garantire l'attingimento della deformazione di progetto può essere determinato verificando la seguente relazione:

$$F_{anc,d}(z) \geq A_f E_f \varepsilon_{fd} \geq 109.80 \text{ kN} \quad (14.40)$$

dove l'area $A_f = 118.2 \text{ mm}^2$ è assunta pari a quella ricavata dalla (14.36) decurtata del contributo delle fibre disposte lungo l'asse del pilastro.

Nella (14.40), $F_{anc,d}(z)$ è la resistenza del tessuto FRP ancorato data dalla (4.15):

$$F_{anc,d}(z) = \min \left(k_k \frac{f_{fdm} b_f t_f + \left[n_z(z) \min \{ N_{PO,m}, N_{DB,k}, N_{FR,k} \} \right]}{\gamma_{f2}}; \frac{\eta_a f_{fk} b_f t_f}{\gamma_{f1}} \right) = 110.17 \text{ kN} \geq 109.80 \text{ kN} \quad (14.41)$$

essendo:

- $k_k = 0.7$
- nel caso di nodi trave pilastro $f_{fdm} = \varepsilon_{fd} E_f = 0.00344 \cdot 270000 = 929 \text{ MPa}$

- nel caso di nodi trave pilastro $b_f \cdot t_f = A_f = 118.2 \text{ mm}^2$
- $n_z(z) = 4$ è il numero di connettori applicati sulla striscia in FRP,
- γ_{f2} è il fattore parziale da assumersi pari a 1.30 per Stato Limite Ultimo per distacco di estremità in presenza di ancoraggi, come indicato nel § 3.4.1.
- $f_{fk} = 2700 \text{ MPa}$
- $\eta_a = 0.80$
- γ_{f1} è il fattore parziale da assumersi pari a 1.30 per Stato Limite Ultimo per rottura a trazione del rinforzo, come indicato nel § 3.4.1.

Poiché si assume di utilizzare fiocchi inclinati con $\psi = 90^\circ$, la forza corrispondente alla crisi per pull-out (PO) e per scorrimento (S) non devono essere calcolate e si procede al calcolo degli altri termini, ovvero la resistenza per rottura a trazione del fiocco, $N_{FR,k}$:

$$N_{FR,k} = k_{fan} \frac{\psi}{180^\circ} A_{fc} \eta_a f_{fak} = 23.70 \text{ kN} \quad (14.42)$$

essendo:

- $\eta_a = 0.80$;
- $f_{fak} = 3700 \text{ MPa}$;
- $k_{FAN} = 0.5$
- $\psi = 90^\circ$
- $A_{fc} = 32.0 \text{ mm}^2$ è l'area del fiocco non impregnato (il diametro nominale del fiocco impregnato è $d_a = 10 \text{ mm}$)

La resistenza al *debonding* del fiocco dal rinforzo FRP, $N_{DB,k}$, si calcola come:

$$N_{DB,k} = F_{DB,k} \frac{\sin \lambda}{\lambda} = 53.00 \text{ kN} \quad (14.43)$$

essendo:

- $F_{DB,k} = \lambda L_s^2 \tau_{Rb,k} = 55.60 \text{ kN}$;
- $\tau_{Rb,k} = \frac{1}{2} \sqrt{f_{Rc,k} f_{Rt,k}} = 10.60 \text{ MPa}$;
- $f_{Rc,k} = 30 \text{ MPa}$;
- $f_{Rt,k} = 15 \text{ MPa}$;
- $\lambda = 30^\circ (0.524 \text{ rad})$;
- $L_s = 150 \text{ mm} (= 15 d_a)$.

Le altre caratteristiche dei fiocchi sono:

- la profondità di ancoraggio del gambo del fiocco: $h_e = 100 \text{ mm} > \max(80 \text{ mm}, 8 d_a) = 80 \text{ mm}$;
- diametro del foro: $d_h = 13 \text{ mm} = d_a + 3 \text{ mm} > 1.2 d_a = 12 \text{ mm}$;
- l'angolo di semi-apertura delle fibre $\lambda = 30^\circ$;

Lo schema di rinforzo del nodo in caso di utilizzo di connettori sfioccati è riportato in Figura 14-9. Si osserva che i fiocchi devono essere applicati in maniera tale che la minima distanza del gambo del fiocco dal bordo dell'elemento in calcestruzzo, c , risulti maggiore di $0.7 h_e = 70$ mm.

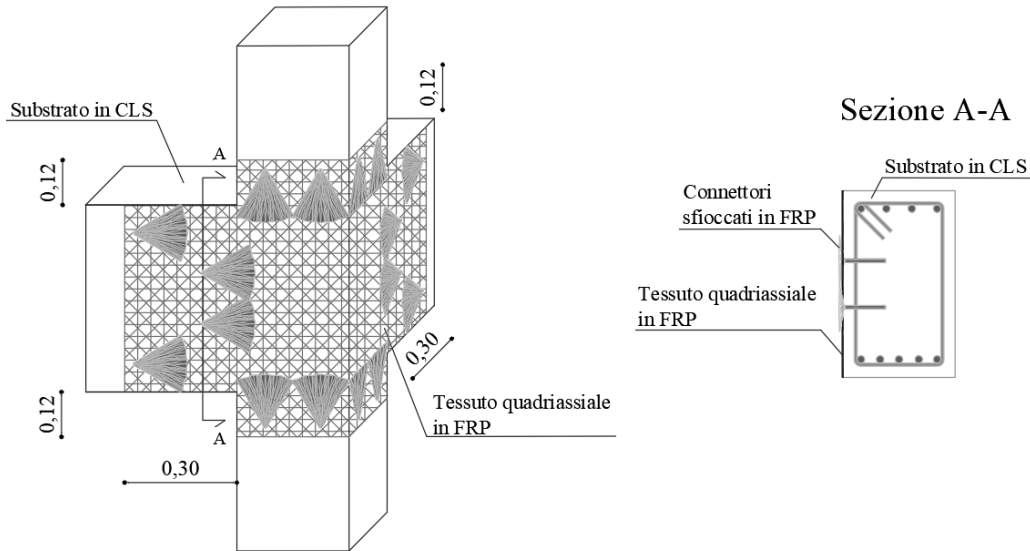


Figura 14-9 – Configurazione del rinforzo in FRP con connettori sfioccati (dimensioni in m).

Il numero di ancoraggi da applicare su ognuna delle travi convergenti nel nodo (in questo esempio in numero di 4) è stato ottenuto verificando che la capacità derivante dalla (14.41), 110.17 kN, sia maggiore della domanda data dalla (14.40), 109.8 kN; su ogni faccia del pilastro va applicato un numero di ancoraggi pari alla metà di quello della trave (in questo esempio in numero di 2).

Nel caso si volesse adottare un numero fissato di ancoraggi, la resistenza del nodo rinforzato può essere calcolata uguagliando capacità e domanda nella (14.40) ed esplicitando la deformazione di progetto. Ad esempio, nel caso si volessero impiegare solo 2 ancoraggi sulla trave, la capacità del tessuto ancorato ottenuta dalla (14.41) sarebbe $F_{anc,d}(z) = 91.40$ kN e di conseguenza:

$$\varepsilon_{fdd,anc} = \frac{F_{anc,d}(z)}{A_f E_f} = 2.65 \text{ ‰} \quad (14.44)$$

La capacità a trazione diagonale fornita dal composito può essere valutata mediante la formula (4.109):

$$\sigma_{nt,Rd,f} = \frac{A_f E_f \cdot \varepsilon_{fdd,anc}}{b_c (h_c / \sin \theta)} = 0.92 \text{ MPa} \quad (14.45)$$

La resistenza di progetto a trazione diagonale del nodo rinforzato può essere valutata attraverso la formula (4.108):

$$\sigma_{nt,Rd} = \sigma_{nt,Rd,c} + \sigma_{nt,Rd,f} = 2.08 \text{ MPa} \quad (14.46)$$

che risulta inferiore alla domanda massima di taglio trasmissibile nel nodo $\sigma_{nt,Sd} = 2.34$ MPa, ma superiore dell'85% rispetto alla capacità del nodo non rinforzato. A tale capacità in termini di resistenza a trazione diagonale del nodo, corrispondono un taglio di nodo, V_j , ed un momento agente sulla trave, M_b , pari al 90% della domanda massima calcolata con la (14.27).

14.1.5 Progetto del rinforzo dei pilastri con sistema FRP-EBR

Si esegue la verifica a pressoflessione dei pilastri della struttura esaminata, in accordo con la Normativa vigente. Sulla base di rilievi ed indagini *in situ* realizzati sugli specifici elementi oggetto dell'intervento, per il calcestruzzo si assume: $f_{cm} = 20.00$ MPa, $\gamma_c = 1$, $FC = 1.35$, $\gamma_c = 1.0$ (per meccanismo duttile) da cui si ottiene $f_{cd} = 14.81$ MPa.

Tabella 14-5

Livello	Pilastro	Sezione	N_{Sd} [kN]	M_{Sd} [kN m]	Eccentricità [cm]	Semidiametro del nocciolo centrale d'inerzia [cm]
1	laterale di sinistra	di base	-270.50	7.10	-2.62	5.88
	laterale di sinistra	di sommità	-279.50	-15.17	5.43	5.88
	centrale	di base	-836.70	13.97	-1.67	5.88
	centrale	di sommità	-845.70	-23.33	2.76	5.88
	laterale di destra	di base	-383.60	-13.25	3.45	5.88
	laterale di destra	di sommità	-392.60	31.01	-7.90	5.88
2	laterale di sinistra	di base	-129.50	26.27	-20.29	5.88
	laterale di sinistra	di sommità	-136.30	-15.43	11.32	5.88
	centrale	di base	-409.20	45.67	-11.16	5.88
	centrale	di sommità	-416.00	-47.10	11.32	5.88
	laterale di destra	di base	-184.30	-58.02	31.48	5.88
	laterale di destra	di sommità	-191.10	64.12	-33.55	5.88

A partire dai valori di progetto dello sforzo normale e del momento flettente si distingue il caso di pressoflessione con piccola eccentricità (centro di pressione interno al nocciolo centrale d'inerzia della sezione omogeneizzata) da quello di pressoflessione con grande eccentricità.

Per i pilastri soggetti a pressoflessione con piccola eccentricità si deve verificare la disequaglianza:

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} \quad (14.47)$$

Per i pilastri pressoinflessi con grande eccentricità, a partire dalle proprietà meccaniche dei materiali costituenti le membrature, si costruisce il dominio di rottura N - M della sezione retta, verificando che allo sforzo normale sollecitante di progetto, N_{Sd} , e al momento flettente sollecitante di progetto, M_{Sd} , corrisponda un punto interno al suddetto dominio (Tabella 14-5).

Tabella 14-6

Livello	Pilastro	Sezione	N_{Sd} [kN]	N_{Rd} [kN]	$N_{Rd} > N_{Sd}$
1	laterale di sinistra	di base	-270.50	-1822.47	SI
	laterale di sinistra	di sommità	-279.50	-1822.47	SI
	centrale	di base	-836.70	-1822.47	SI
	centrale	di sommità	-845.70	-1822.47	SI
	laterale di destra	di base	-383.60	-1822.47	SI

Tabella 14-7

Livello	Pilastro	Sezione	N_{Sd} [kN]	M_{Sd} [kN m]	Verifica soddisfatta
1	laterale di destra	di sommità	-392.60	31.01	SI
	laterale di sinistra	di base	-129.50	26.27	SI
	laterale di sinistra	di sommità	-136.30	-15.43	SI
2	centrale	di base	-409.20	45.67	SI
	centrale	di sommità	-416.00	-47.10	SI
	laterale di destra	di base	-184.30	-58.02	SI
	laterale di destra	di sommità	-191.10	64.12	NO

Non risulta soddisfatta la verifica in corrispondenza del pilastro laterale di destra al livello 2 (Tabella 14-7).

14.1.5.1 Rinforzo di pilastri pressoinflessi con grande eccentricità

Nel presente paragrafo si esegue il progetto del rinforzo a pressoflessione del pilastro laterale di destra del livello 2, per il quale non risulta soddisfatta la verifica a pressoflessione sotto le nuove condizioni di carico (Tabella 14-7).

Si ipotizza di realizzare un rinforzo a pressoflessione con uno o più strati di tessuto unidirezionale di CFRP dalle seguenti caratteristiche geometriche e meccaniche:

1. spessore del singolo strato (equivalente): $t_{f,1} = 0.167$ mm;
2. larghezza del singolo strato: $b_{f,1} = 250$ mm;
3. modulo di elasticità normale: $E_f = 270000$ MPa;
4. resistenza caratteristica: $f_{fk} = 2700$ MPa.

Inoltre, si ipotizza di sovrapporre al rinforzo longitudinale un confinamento di CFRP, costituito da uno strato dello stesso tessuto impiegato per il rinforzo a pressoflessione, al fine di scongiurare il fenomeno dello scollamento dal supporto.

Si assume che il fattore parziale per rottura a trazione del rinforzo γ_{f1} valga 1.30.

Al fattore di conversione ambientale, η_a , viene attribuito un valore pari a 0.80 (Tabella 3-3, § 3.5.1).

Per effetto del confinamento, la resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo confinato, f_{ccd} , può essere valutata in accordo con la (4.93):

$$\frac{f_{ccd}}{f_{cd}} = 1 + \frac{2.6}{\gamma_{Rd}} \cdot \left(\frac{f_{l,eff}}{f_{cd}} \right)^{2/3} \quad (14.48)$$

essendo f_{cd} la resistenza di progetto del calcestruzzo non confinato, da valutarsi come prescritto nella Normativa vigente e $f_{l,eff}$ la pressione efficace di confinamento, funzione della forma della sezione e delle modalità di intervento. Quest'ultima è fornita dalla (4.94):

$$f_{l,eff} = k_{eff} \cdot f_l = k_{eff} \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \rho_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{fd,rid} \right) \quad (14.49)$$

I simboli introdotti hanno il significato di seguito specificato:

- $k_{eff} (\leq 1)$ è il coefficiente di efficienza definito dalla (4.96)

$$k_{eff} = k_H \cdot k_V \cdot k_\alpha \quad (14.50)$$

- ρ_f è la percentuale geometrica di rinforzo, che per la sezione rettangolare confinata con una fasciatura continua assume il valore

$$\rho_f = \frac{2 \cdot t_f \cdot (b + h)}{b \cdot h} \quad (14.51)$$

essendo b e h le dimensioni della sezione trasversale del pilastro;

- E_f è il modulo di elasticità normale del materiale in direzione delle fibre;
- $\varepsilon_{fd,rid}$ è un'opportuna deformazione ridotta di calcolo del composito fibrorinforzato, definita dalla (4.99):

$$\varepsilon_{fd,rid} = \min\{\eta_a \cdot \varepsilon_{fk} / \gamma_{fl}; 0.004\} = 0.004 \quad (14.52)$$

Si ricorda che il coefficiente di efficienza verticale, k_v , nel caso di fasciatura continua lungo l'asse longitudinale dell'elemento, assume un valore unitario, così come il coefficiente di efficienza k_α , se si ipotizza per le fibre una disposizione ortogonale all'asse dell'elemento confinato.

Il coefficiente di efficienza orizzontale, k_H , per le sezioni rettangolari assume invece la forma (eq. (4.102)):

$$k_H = 1 - \frac{b'^2 + h'^2}{3 \cdot A_g} \quad (14.53)$$

essendo b' e h' le dimensioni indicate nella Figura 4-24 del §4.6.2.1.2 ed A_g l'area della sezione trasversale. Prima dell'applicazione del sistema di CFRP è opportuno procedere ad un arrotondamento degli spigoli della sezione, garantendo un valore del raggio di curvatura dello spigolo di 20 mm, in accordo con il §4.6.2.1.2(2). Quindi, si assume $b' = 260$ mm e $h' = 260$ mm.

Applicando la procedura sopra descritta al pilastro in oggetto, si ottiene la resistenza del calcestruzzo confinato f_{ccd} con un unico strato di tessuto di CFRP (Tabella 14-8), tuttavia il confinamento non risulta efficace per incrementare la resistenza a compressione, in accordo con il § 4.6.2(7).

Tabella 14-8

Sezione	n_f	k_H	k_{eff}	ρ_f	$f_{l,eff}$ [MPa]	f_{ccd} [MPa]
di sommità	1	0.50	0.50	0.0022	0.60	20.97*

*: il valore di calcolo di f_{ccd} è pari a f_{cd} ovvero 16.67 MPa poiché il rapporto $f_{l,eff} / f_{cd}$ non è superiore a 0.05.

Si procede iterativamente, secondo la procedura suggerita nell'Appendice E.

Nelle tabelle seguenti (Tabella 14-9 e Tabella 14-10) si riportano sinteticamente i valori numerici delle quantità calcolate. La verifica risulta soddisfatta prevedendo l'applicazione di 2 strati di CFRP.

Tabella 14-9

Sezione	n_{sd}	m_{sd}	μ_s	u	n_f	μ_f
di sommità	0.092	0.114	0.078	1	3	0.100

Tabella 14-10

Sezione	η_0	η_1	η_2	η_3	η	Modalità di rottura	$m_{(2)}(\eta)$	$m_{\text{Rd}}(n_{\text{Sd}})$	$m_{\text{Rd}} > m_{\text{Sd}}$
di sommità	-0.078	0.164	0.290	0.578	0.192	1b	0.002	0.130	Si

14.2 ESEMPIO 2 – RINFORZO CON SISTEMA FRP-EBR DI UN PILASTRO IN C.A. SOGGETTO AD AZIONI SISMICHE

Si considera un pilastro in c.a. estratto da un telaio di un edificio in c.a. collocato in zona sismica e caratterizzato dalle seguenti dimensioni geometriche e proprietà meccaniche dei materiali, desunte da disegni di progetto originari e prove in situ:

- $B = 40 \text{ cm}$, $H = 40 \text{ cm}$, copriferro $d_1 = d_2 = 3 \text{ cm}$, $l = 3.0 \text{ m}$
- $A_{s1} = 6.03 \text{ cm}^2$ (3 ϕ 16), $A_{s2} = 6.03 \text{ cm}^2$ (3 ϕ 16)
- Staffe ϕ 8/30 cm
- Calcestruzzo: $f_{cm} = 20.00 \text{ MPa}$, $\gamma_c = 1.5$ (per meccanismo fragile), $FC = 1.2$; $f_{cd} = 11.1 \text{ MPa}$;
- Acciaio: $f_{ym} = 380.00 \text{ MPa}$, $\gamma_s = 1.15$, $FC = 1.2$, $f_{yd} = 275.4 \text{ MPa}$.

14.2.1 Rinforzo a taglio

In condizioni cicliche si vuole garantire il comportamento duttile dell'elemento, ovvero si vuole verificare che non avvengano crisi a taglio prima della formazione delle cerniere plastiche o che non si verifichino crisi a taglio per garantire la richiesta di duttilità. Il taglio corrispondente alla plasticizzazione delle sezioni di estremità, qui assunto come azione sollecitante, è valutato come $V_{Sd} = M_{Rd}/L_V = 121.0 \text{ kNm} / 1.5 \text{ m} = 80.7 \text{ kN}$, con luce di taglio $L_V = l/2 = 1.5 \text{ m}$.

Il taglio resistente per strutture esistenti è calcolato in accordo con la Normativa vigente per condizioni cicliche come:

$$V_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[V_N + (1 - 0.05 \min(5; \mu_{\Delta pl})) (V_C + V_W) \right] \quad (14.54)$$

in cui:

- $\gamma_{el} = 1.15$
- $d = 370 \text{ mm}$
- $A_c = b d = 148000 \text{ mm}^2$
- $\rho_{tot} = 0.01$
- $L_V = 1500 \text{ mm}$
- $N = 320.00 \text{ kN}$ è lo sforzo normale agente sul pilastro
- $x = (0.25 + 0.85 N/(A_c f_c))h = 134 \text{ mm}$, calcolato in via semplificata come suggerito da norma in assenza di specifiche valutazioni
- $\rho_s = 0.0008$
- $z = 0.9d = 333 \text{ mm}$
- $V_N = \frac{h-x}{2L_V} \min(N, 0.55 A_c f_c) = 28.30 \text{ kN}$
- $V_C = 0.16 \max(0.5, 100 \rho_{tot}) \left(1 - 0.16 \min\left(5, \frac{L_V}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c = 23.80 \text{ kN}$
- $V_S = \rho_s b z f_y = 30.70 \text{ kN}$

In campo elastico (assumendo, quindi, $\mu_{\Delta pl} = 0$ nella (14.54)) il taglio resistente è $V_{Rd} = 72.00 \text{ kN}$. Essendo il taglio resistente minore del taglio corrispondente alla formazione delle cerniere plastiche (80.7 kN), è necessario progettare un sistema di rinforzo affinché la crisi a taglio non avvenga prima della formazione delle cerniere plastiche. Si decide di utilizzare un tessuto unidirezionale in CFRP

del tipo *wet lay up* con caratteristiche geometriche e meccaniche di seguito riportate, in configurazione di completo avvolgimento per l'intera lunghezza del pilastro:

- spessore dello strato (equivalente): 0.167 mm;
- modulo di elasticità nella direzione delle fibre (asse della trave): $E_f = 270000$ MPa;
- resistenza caratteristica: $f_{fk} = 2700$ MPa

Si ipotizza di utilizzare due strati di tessuto di CFRP, quindi $n_f = 2$, disposto in strisce discontinue di larghezza $b_f = 100$ mm e passo $p_f = 180$ mm, e si procede a verificare se tale configurazione è sufficiente a garantire il soddisfacimento della disuguaglianza $V_{Rd} \geq V_{sd}$. Il passo p_f è stato fissato in maniera tale da soddisfare la condizione $b_f \leq p_f \leq \min\{0.5d; 3b_f; b_f + 200\}$.

Nel caso di disposizione in avvolgimento su sezione rettangolare, il contributo del sistema di rinforzo FRP, $V_{Rd,f}$, può essere valutato in base al meccanismo a traliccio di Mörsch mediante la (4.81), che qui si riscrive per chiarezza:

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} f_{fed} A_{fv} \frac{0.9d}{p_f} (\cot \theta + \cot \beta) \sin^2 \beta \quad (14.55)$$

in cui, oltre ai simboli già definiti in precedenza, si assume:

- $t_f = 2 \cdot 0.167 = 0.334$ mm
- $A_{fv} = 2 t_f b_f = 66.80$ mm²
- $\gamma_{Rd} = 1.20$

Nel caso di disposizione in avvolgimento su una sezione rettangolare, la tensione efficace di calcolo del sistema di rinforzo è calcolata come riportato nel seguito, ricordando che il secondo termine non va considerato se negativo.

$$f_{fed} = f_{fdd} \cdot \left[1 - \frac{1}{6} \cdot \frac{l_e \cdot \sin \beta}{\min\{0.9 \cdot d, h_w\}} \right] + \frac{1}{2} (\phi_R \cdot f_{fd} - f_{fdd}) \cdot \left[1 - \frac{l_e \cdot \sin \beta}{\min\{0.9 \cdot d, h_w\}} \right] = 684 \text{ MPa} \quad (14.56)$$

assumendo:

- $\frac{r_c}{b} = 0.4$
- $\phi_R = 0.2 + 1.6 \cdot \frac{r_c}{b} = 0.84$

La massima tensione alla quale il composito può lavorare senza che si verifichi il distacco di estremità, f_{fdd} , è calcolata come:

$$f_{fdd} = \frac{k_b}{\gamma_{f2}} \cdot \sqrt{\frac{2E_f \Gamma_{Fk}}{t_f}} = 415 \text{ MPa} \quad (14.57)$$

con:

- γ_{f2} , fattore parziale pari a 1.3 per SLU,

- $k_b = \max \left\{ 1; \sqrt{\frac{2-b_f/p_f}{1+b_f/p_f}} \right\} = \max \left\{ 1; \sqrt{\frac{2-100/180}{1+100/180}} \right\} = \max \{1; 0.96\} = 1.0$, per rinforzo con strisce discontinue.

Il valore caratteristico dell'energia di frattura è valutato come segue:

$$\Gamma_{Fk} = \frac{k_{Gk}}{4} \frac{\sqrt{f_{cm} f_{ctm}}}{FC} \cdot s_u = 0.18 \text{ N/mm} \quad (14.58)$$

assumendo:

- $k_{Gk} = 0.60$ per i sistemi compositi FRP impregnati *in situ*
- $s_u = 0.25 \text{ mm}$
- $f_{ctm} = 0.3 \cdot (f_{ck})^{2/3} = 0.3 \cdot (f_{cm} - k)^{2/3} = 1.65 \text{ MPa}$

in cui k è stato assunto pari a 7 sulla base delle Linee Guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera (assumendo che sia stato fatto un numero di prove per la caratterizzazione della resistenza a compressione del calcestruzzo compreso tra 4 e 6).

La tensione di rottura di progetto nel composito, f_{fd} , nella (14.62) è pari a:

$$f_{fd} = \eta_a \cdot \frac{f_{fk}}{\gamma_{f1}} = 0.95 \cdot \frac{2700}{1.3} = 1973 \text{ MPa}$$

in cui si è assunto il fattore parziale di sicurezza allo SLU $\gamma_{f1} = 1.30$ e il fattore di conversione ambientale $\eta_a = 0.95$.

La lunghezza ottimale di ancoraggio di progetto è calcolata come segue:

$$\ell_{ed} = \max \left\{ 100 \text{ mm}; \gamma_{Rd} \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{E_f t_f \cdot s_u}{f_{bm}}} \right\} = \max \{100 \text{ mm}; 163.3 \text{ mm}\} = 163.30 \text{ mm} \quad (14.59)$$

con:

- $\gamma_{Rd} = 1.20$ (coefficiente di modello)
- $f_{bm} = \frac{k_{Gm}}{2} \frac{\sqrt{f_{cm} f_{ctm}}}{FC} = 3.00 \text{ MPa}$
- $k_{Gm} = 1.25$ per sistemi *wet lay-up*.

Si decide di approssimare la lunghezza di ancoraggio al valore $\ell_{ed} = 170 \text{ mm}$ per il calcolo di f_{fed} .

Il contributo a taglio del composito risulta quindi pari a:

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{1.2} \cdot 684 \cdot 66.8 \cdot \frac{0.9 \cdot 370}{150} (\cot 45^\circ + \cot 90^\circ) \sin^2 90^\circ = 84.5 \text{ kN} \quad (14.60)$$

La capacità a taglio del pilastro rinforzato è pertanto calcolata attraverso la seguente espressione in cui il contributo del composito è sommato alla capacità a taglio-trazione dell'armatura trasversale:

$$V_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[V_N + \left(1 - 0.05 \min(5; \mu_{\Delta pl}) \right) (V_C + V_S + V_{Rd,f}) \right] \quad (14.61)$$

In campo elastico ($\mu_{\Delta pl} = 0$), il taglio resistente dell'elemento rinforzato è $V_{Rd} = 145.5 \text{ kN}$, avendo assunto $V_C = 23.80 \text{ kN}$, $V_S = 30.70 \text{ kN}$, $V_N = 28.30 \text{ kN}$ calcolati in precedenza, $V_{Rd,f} = 84.50 \text{ kN}$ e $\gamma_{el} = 1.15$.

Assumendo nella (14.61) la parte plastica della domanda di duttilità pari a $\mu_{\Delta pl} = 5$, il taglio resistente risulta pari a $V_{Rd} = 115.3 \text{ kN}$.

La resistenza a taglio dell'elemento rinforzato è in entrambi i casi maggiore del taglio corrispondente alla plasticizzazione (98.00 kN) e, pertanto, la verifica è soddisfatta.

14.2.2 Confinamento per duttilità di elementi presso-inflessi

In condizioni cicliche si vuole garantire il comportamento duttile dell'elemento, ovvero si vuole incrementare la duttilità e, solo in misura ridotta, la resistenza del pilastro soggetto a presso-flessione (sforzo normale con grande eccentricità).

La curvatura ultima di una sezione pressoinflessa può essere valutata ipotizzando, per il calcestruzzo confinato, un classico legame costitutivo del tipo parabola-rettangolo ed amplificando il valore della deformazione ultima, ε_{ccu} , come di seguito indicato:

$$\varepsilon_{ccu} = 0.0035 + 0.015 \cdot \sqrt{\frac{f_{l,eff}}{f_{cd}}} \quad (14.62)$$

dove f_{cd} è la tensione di progetto del calcestruzzo non confinato ed $f_{l,eff}$ è la pressione efficace di confinamento. Le formule per il calcolo della pressione efficace di confinamento $f_{l,eff}$ possono essere valutate analogamente a quanto mostrato nell'esempio del §14.1.5.1 a meno della deformazione ridotta di calcolo del composito fibrorinforzato, la quale può essere stimata con la seguente espressione:

$$\varepsilon_{fd,rid} = \min \left(\eta_a \cdot \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_{fl}}, 0.6 \cdot \varepsilon_{fk} \right) = 0.006 \quad (14.63)$$

Prima dell'applicazione del sistema di CFRP è opportuno procedere ad un arrotondamento degli spigoli della sezione, garantendo un valore del raggio di curvatura dello spigolo di 20 mm, in accordo con il §4.6.2.1.2(2). Quindi, si assume $b' = 360 \text{ mm}$ e $h' = 360 \text{ mm}$.

Applicando la procedura descritta nell'esempio del §14.1.5.1 al pilastro in oggetto, si ottiene la deformazione ultima del calcestruzzo confinato, ε_{ccu} , considerando un unico strato di tessuto di CFRP. Sulla base di quanto esposto, si riportano in Tabella 14-11, i valori numerici delle quantità introdotte.

Tabella 14-11

Sezione	n_f	k_H	k_{eff}	ρ_f	$f_{l,eff}$ [MPa]	ε_{ccu}
di sommità	1	0.46	0.46	0.0017	0.62	0.007

14.3 ESEMPIO 3 – RINFORZO A FLESSIONE E TAGLIO DI UNA TRAVE IN C.A. CON SISTEMA FRP-EBR

14.3.1 Rinforzo con sistema FRP-EBR

Si considera una trave in c.a. estratta da un telaio e caratterizzata dalle seguenti dimensioni geometriche e proprietà dei materiali, desunte da disegni di progetto originari e prove in situ:

- $B = 30$ cm, $H = 50$ cm, copriferro $d_1 = d_2 = 3$ cm, $l = 4.50$ m
- $As_1 = 8.04$ cm² (4 ϕ 16), $As_2 = 4.02$ cm² (2 ϕ 16)
- Staffe $\phi 8/15$ cm
- Calcestruzzo: $f_{cm} = 25.00$ MPa
- Acciaio: $f_{ym} = 440.00$ MPa.

A causa della ridotta rigidezza dei pilastri su cui poggia la trave, si assume che lo schema di carico possa essere approssimato a quello di trave appoggiata-appoggiata. Il carico per unità di lunghezza gravante sulla trave nella combinazione fondamentale allo SLU è $q_d = 64.0$ kN/m, cui corrisponde un

massimo momento in campata $M_{sd} = q_d \cdot \frac{l^2}{8} = 162.00$ kNm, essendo l la luce netta tra gli assi dei

pilastri. Il massimo taglio agli appoggi è $V_{sd} = q_d \cdot \frac{l}{2} = 144.0$ kN.

Per il calcolo del momento resistente della sezione si assume:

- Calcestruzzo: $f_{cm} = 25.00$ MPa, $\gamma_c = 1$, $FC = 1.20$, $f_{cd} = 20.80$ MPa;
- Acciaio: $f_{ym} = 440.00$ MPa, $\gamma_s = 1$, $FC = 1.20$, $f_{yd} = 366.70$ MPa.

Utilizzando le (14.9) e (14.11) si ottiene un momento resistente della sezione pari a $M_{Rd} = 131.40$ kNm. Per raggiungere il momento sollecitante di progetto M_{sd} , si richiede un intervento di rinforzo che determini un incremento di resistenza del 23%.

Si decide di intervenire realizzando un rinforzo costituito da un tessuto unidirezionale in CFRP del tipo *wet-lay up* da applicarsi in zona tesa ed avente le seguenti caratteristiche geometriche e meccaniche:

- spessore dello strato (equivalente): $t_{f,1} = 0.337$ mm;
- larghezza dello strato: $b_f = 30$ cm (uguale alla larghezza della trave b);
- modulo di elasticità nella direzione delle fibre (asse della trave): $E_f = 252000$ MPa;
- resistenza caratteristica: $f_{fk} = 3500$ MPa;
- classe del sistema FRP: C210C (secondo *Linea guida per l'identificazione, la qualificazione ed il controllo di accettazione di compositi fibrorinforzati a matrice polimerica (FRP) da utilizzarsi per il consolidamento strutturale di costruzioni esistenti*).

Si ipotizza 1 strato di tessuto di CFRP, quindi $n_f = 1$, e si procede a verificare se è sufficiente a garantire il soddisfacimento della disuguaglianza $M_{Rd} \geq M_{Sd}$ (14.1).

Si valuta la deformazione massima di progetto sopportabile dal composito, ε_{fd} , con l'ausilio della (4.51):

$$\varepsilon_{fd} = \min \left\{ \eta_a \cdot \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_{fl}}, \varepsilon_{fdd,2} \right\} = \varepsilon_{fdd,2} = 3.61 \text{ ‰} \quad (14.64)$$

essendo:

$$\eta_a \cdot \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_{fl}} = \eta_a \cdot \frac{f_{fk}}{\gamma_{fl}} \cdot \frac{1}{E_f} = 0.95 \cdot \frac{3500}{1.3} \cdot \frac{1}{252000} = 0.0101 \quad (14.65)$$

in cui si è assunto:

- il fattore parziale allo SLU per rottura a trazione delle fibre, $\gamma_{fl} = 1.30$ (Tabella 3-1, §3.4.1)
- il fattore di conversione ambientale, $\eta_a = 0.95$ (Tabella 3-3, §3.5.1).

Per quanto riguarda la resistenza del composito nei confronti della modalità 2 di distacco dal supporto, $f_{fdd,2}$, è risultato:

$$f_{fdd,2} = \frac{k_q k_b}{\gamma_{f2}} \sqrt{\frac{2E_f k_{Gk,2}}{4FC} \sqrt{f_{cm} f_{ctm}} \cdot s_u} = 909.40 \text{ MPa} \quad (14.66)$$

$$\varepsilon_{fdd,2} = \frac{f_{fdd,2}}{E_f} = \frac{909}{252000} = 3.61 \text{ ‰} \quad (14.67)$$

essendo:

- $k_{Gk,2} = 1.60$
- $k_q = 1.25$
- $s_u = 0.25 \text{ mm}$
- $k_b = \max \left(1, \sqrt{\frac{2 - b_f / b}{1 + b_f / b}} \right) = \max(1, 0.7) = 1$
- $t_f = t_{f,1} = 0.337 \text{ mm}$
- $f_{cm} = 25.00 \text{ MPa}$
- $f_{ctm} = 0.3 \cdot (f_{ck})^{2/3} = 0.3 \cdot (f_{cm} - k)^{2/3} = 2.06 \text{ MPa}$
- in cui k è stato assunto pari a 7 sulla base delle *Linee Guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera* (assumendo che sia stato fatto un numero di prove per la caratterizzazione della resistenza a compressione del calcestruzzo compreso tra 4 e 6).
- $\gamma_{f2} = 1.30$ (Tabella 3-1, §3.4.1)
- $FC = 1.20$

Il meccanismo di collasso a flessione può essere di due tipi, a seconda che si raggiunga la massima deformazione a trazione nel rinforzo di FRP (zona 1) o la massima deformazione a compressione, ε_{cu} , nel calcestruzzo (zona 2) (Figura 14-3).

Si ipotizza che la crisi della sezione avvenga lato rinforzo FRP per cui, fissata la deformazione nel rinforzo pari al valore $\varepsilon_{fd} = \varepsilon_{fdd} = 3.61 \text{ ‰}$, le deformazioni negli altri materiali si possono calcolare con le (14.6), (14.7), (14.8), riportate in precedenza.

Si trascura, a vantaggio di sicurezza, la deformazione ε_0 presente all'atto dell'applicazione del rinforzo, si ipotizza che la deformazione dell'acciaio in trazione sia maggiore di quella al limite elastico (armatura tesa in acciaio snervata, per cui $\sigma_{s1} = f_{yd} = 366.67 \text{ MPa}$) e che l'acciaio compresso sia in fase elastica (per cui $\sigma_{s2} = E_s \varepsilon_{s2}$, avendo assunto $E_s = 200000 \text{ MPa}$). In tali ipotesi si scrive l'equazione di equilibrio alla traslazione della sezione, come già fatto in precedenza secondo la (14.9):

$$\psi \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} - A_{s1} \cdot f_{yd} - A_f \cdot f_{fdd,2} = 0 \quad (14.68)$$

in cui il coefficiente adimensionale ψ rappresenta l'intensità della risultante degli sforzi di compressione rapportato a $b \cdot x \cdot f_{cd}$.

L'equazione è stata risolta iterativamente ipotizzando valori di tentativo per la posizione dell'asse neutro x che consente di calcolare il valore corrispondente di ψ e risolvere l'equazione: quando il valore iniziale di tentativo di x coincide con quello calcolato dall'equazione si è arrivati a convergenza. Si è ottenuto $\psi = 0.404$ e $x = 120 \text{ mm}$ ed i seguenti valori di deformazione nei materiali che confermano le ipotesi fatte:

- $\varepsilon_c = 1.14 \text{ ‰} < 3.50 \text{ ‰}$,
- $\varepsilon_{s1} = 3.32 \text{ ‰} > \varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s = 266.7 / 200000 = 1.83 \text{ ‰}$
- $\varepsilon_{s2} = 0.85 \text{ ‰} < \varepsilon_{yd} = 1.83 \text{ ‰}$.

Si scrive, quindi, l'equazione di equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura tesa come già fatto in precedenza secondo la (14.11):

$$M_{Rd} = [\psi \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot (d - \lambda \cdot x) + A_{s2} \cdot E_s \cdot \varepsilon_{s2} \cdot (d - d_2) + A_f \cdot f_{fdd,2} \cdot d_1] = 169.10 \text{ kNm} \quad (14.69)$$

in cui il coefficiente adimensionale λ rappresenta la distanza dell'asse neutro dall'estremo lembo compresso della risultante degli sforzi di compressione rapportato a x ed è risultato $\lambda = 0.349$.

Il momento resistente, M_{Rd} , risulta quindi maggiore di quello sollecitante, $M_{Sd} = 162.0 \text{ kNm}$.

La verifica dell'ancoraggio del rinforzo deve essere condotta con riferimento alla seguente tensione massima nel rinforzo nella sezione di ancoraggio:

$$f_{fdd} = \frac{k_b}{\gamma_{f2}} \cdot \sqrt{\frac{2E_f \Gamma_{Fk}}{t_f}} = 445.50 \text{ MPa} \quad (14.70)$$

$$\Gamma_{Fk} = \frac{k_{Gk}}{4} \cdot \frac{\sqrt{f_{cm} f_{ctm}}}{FC} \cdot s_u = 0.224 \text{ N/mm} \quad (14.71)$$

in cui oltre ai simboli già definiti in precedenza, si è assunto $k_{Gk} = 0.60$ per sistemi wet-lay-up.

Il valore della lunghezza ottimale di ancoraggio, ℓ_{ed} , si calcola utilizzando la (4.1) ed assumendo

$\Gamma_{Fm} = \frac{1}{2} f_{bm} s_u$, come:

$$\ell_{ed} = \max \left\{ 100 \text{ mm}; \gamma_{Rd} \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{E_f t_f \cdot s_u}{f_{bm}}} \right\} = \max \{ 100 \text{ mm}; 142 \text{ mm} \} = 142 \text{ mm} \quad (14.72)$$

in cui si è assunto:

- $\gamma_{Rd} = 1.20$ (coefficiente di modello)
- $f_{bm} = \frac{k_{Gm}}{2} \frac{\sqrt{f_{cm} f_{ctm}}}{FC} = 3.74 \text{ MPa}$
- $k_{Gm} = 1.25$ per sistemi wet-lay-up.

Si arrotonda a vantaggio di sicurezza $\ell_{ed} = 150 \text{ mm}$.

Si calcola, quindi, il valore del momento sollecitante che corrisponde ad avere nella sezione rinforzata una tensione pari a $f_{fdd} = 445.51 \text{ MPa}$. Utilizzando tale valore nella (14.9) e nella (14.11), si ottiene un momento sollecitante di 130.20 kNm, che è raggiunto nella trave a distanza di circa 1.20 m dall'appoggio ed è di poco inferiore al momento resistente della sezione non rinforzata (131.40 kNm). Pertanto, perché il rinforzo sia efficace a partire dalle sezioni distanti 1.20 m dagli appoggi, è necessario considerare una lunghezza di ancoraggio almeno pari a $\ell_{ed} = 0.15 \text{ m}$ oltre tali sezioni. La lunghezza complessiva del rinforzo è quindi pari a 2.4 m ($2.10 \text{ m} + 2 \cdot 0.15 \text{ m}$).

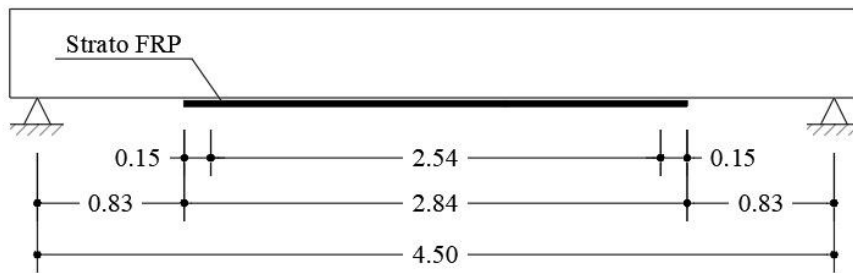


Figura 14-10 – Configurazione del rinforzo FRP considerando la traslazione del diagramma del momento per effetto del taglio.

Considerando la traslazione del diagramma del momento sollecitante di $0.9d/2 \cotg\theta = 0.22 \text{ m}$, con $\cotg\theta=1$, le estremità del rinforzo sono traslate di ulteriori 0.22 m verso le estremità della trave, per un incremento complessivo della lunghezza del rinforzo di 0.44 m (lunghezza complessiva 2.84 m, Figura 14-10).

14.3.2 Rinforzo con sistema FRP-EBR e fiocchi di ancoraggio

Per ridurre la lunghezza del rinforzo ed utilizzare una striscia di larghezza $b_f = 16.0 \text{ cm}$ invece che 30.0 cm, si ipotizza di utilizzare dei fiocchi di ancoraggio al fine di incrementare la deformazione di lavoro nel rinforzo per distacco in modalità 2, secondo le seguenti espressioni:

$$\varepsilon_{\text{fdd,anc}} = \frac{F_{\text{anc,d}}}{E_f \cdot b_f \cdot t_f} \quad (14.73)$$

$$F_{\text{anc,d}} = k_k \cdot \frac{f_{\text{fdd}} \cdot b_f \cdot t_f + [n_{\text{A,eff}} \cdot \min\{N_{\text{PO,m}}, N_{\text{S,m}}, N_{\text{FD,k}}, N_{\text{FR,k}}\}]}{\gamma_{\text{f2}}} \leq \frac{\eta_a \cdot f_{\text{fk}}}{\gamma_{\text{f1}}} b_f \cdot t_f \quad (14.74)$$

$$n_{\text{A,eff}} = \frac{1}{2} \left[n_A + \frac{A_f \cdot (f_{\text{fdd},2} - f_{\text{fdd}})}{F_{\text{A,1}}} \right] \quad (14.75)$$

$$F_{\text{A,1}} = \min\{N_{\text{PO,m}}, N_{\text{S,m}}, N_{\text{DB,k}}, N_{\text{FR,k}}\} \quad (14.76)$$

Per $b_f = 160$ mm, il momento resistente della sezione rinforzata, calcolato con le (14.68) e (14.69) secondo la stessa procedura ed assumendo sempre $\varepsilon_{\text{fd}} = 3.61$ ‰, è infatti di 151.30 kNm, inferiore al momento sollecitante $M_{\text{Sd}} = 162.00$ kNm.

Si ipotizza di utilizzare 2 $n_A = 6$ connettori sfioccati del tipo ‘*bent anchor*’ posizionati lungo tutta la striscia FRP, che si assume di lunghezza $l = 2.10$ m, al netto delle lunghezze di ancoraggio (2×0.15 m = 0.30 m), con un passo costante $\Delta z = l / (2 n_A - 1) = 0.42$ m ed in modo simmetrico rispetto alla sezione di mezzzeria (Figura 14-11), con le seguenti caratteristiche:

- $\psi_a = 90^\circ$, $2\lambda = 45^\circ$, $L_s = 190$ mm (> 187.5 mm = $15 d_a$);
- $d_a = 12.5$ mm, $A_{\text{fc}} = 50$ mm² (area netta delle sole fibre secche, corrispondente al 40% della sezione nominale del fiocco comprensiva della resina di impregnazione che occupa, quindi, una percentuale in volume del 60%, in linea con le indicazioni suggerite);
- $d_h = 16$ mm ($> 1.2 d_a = 15.0$ mm, > 15.5 mm = $d_a + 3$ mm), $h_e = 100$ mm = max (80 mm, $8 d_a$) = 100 mm;
- $f_{\text{fak}} = 3700$ MPa (resistenza caratteristica riferita all’area A_{fc} delle sole fibre secche);
- $f_{\text{Rck}} = 80.00$ MPa, $f_{\text{Rtk}} = 30.00$ MPa;
- $c = 150$ mm $> 0.7 h_e = 70$ mm.

Considerando l’angolo di semiapertura delle fibre del ventaglio $\lambda = 22.5^\circ$ e $L_s = 190$ mm, la parte sfioccata del connettore misurata lungo la larghezza del rinforzo sottostante è pari circa a 160 mm che corrisponde proprio alla larghezza della striscia di rinforzo: è rispettata, quindi, l’indicazione di garantire una percentuale di copertura della striscia di rinforzo almeno dell’80%.

Poiché i fiocchi presentano $\psi_a = 90^\circ$, nella (14.74) e (14.76) occorre calcolare le sole resistenze $N_{\text{DB,k}}$ e $N_{\text{FR,k}}$ legate ai meccanismi di rottura per *debonding* della parte sfioccata del connettore dal rinforzo in FRP e per taglio-trazione delle fibre del connettore, come segue:

$$N_{\text{FR,k}} = k_{\text{FAN}} \cdot \frac{\psi_a}{180^\circ} A_{\text{fc}} \cdot \eta_a \cdot f_{\text{fak}} = 43.9 \text{ kN} \quad (14.77)$$

$$N_{\text{DB,k}} = F_{\text{DB,k}} \cdot \left(\frac{\sin \lambda}{\lambda} \right) = \lambda \cdot L_s^2 \cdot \tau_{\text{Rb,k}} \cdot \left(\frac{\sin \lambda}{\lambda} \right) = L_s^2 \cdot \frac{1}{2} \sqrt{f_{\text{Rck}} \cdot f_{\text{Rtk}}} \cdot \sin \lambda = 206.89 \text{ kN} \quad (14.78)$$

$$F_{\text{A,1}} = \min\{N_{\text{DB,k}}, N_{\text{FR,k}}\} = 43.9 \text{ kN} \quad (14.79)$$

essendo:

- $F_{DB,k} = \lambda L_s^2 \cdot \tau_{Rb,k}$ con $\tau_{Rb,k} = \frac{1}{2} \sqrt{f_{Rck} f_{Rtk}}$
- $\eta_a = 0.95$ il fattore di conversione ambientale del materiale FRP, come indicato nel §3.4.1;
- $k_{FAN} = 0.50$.

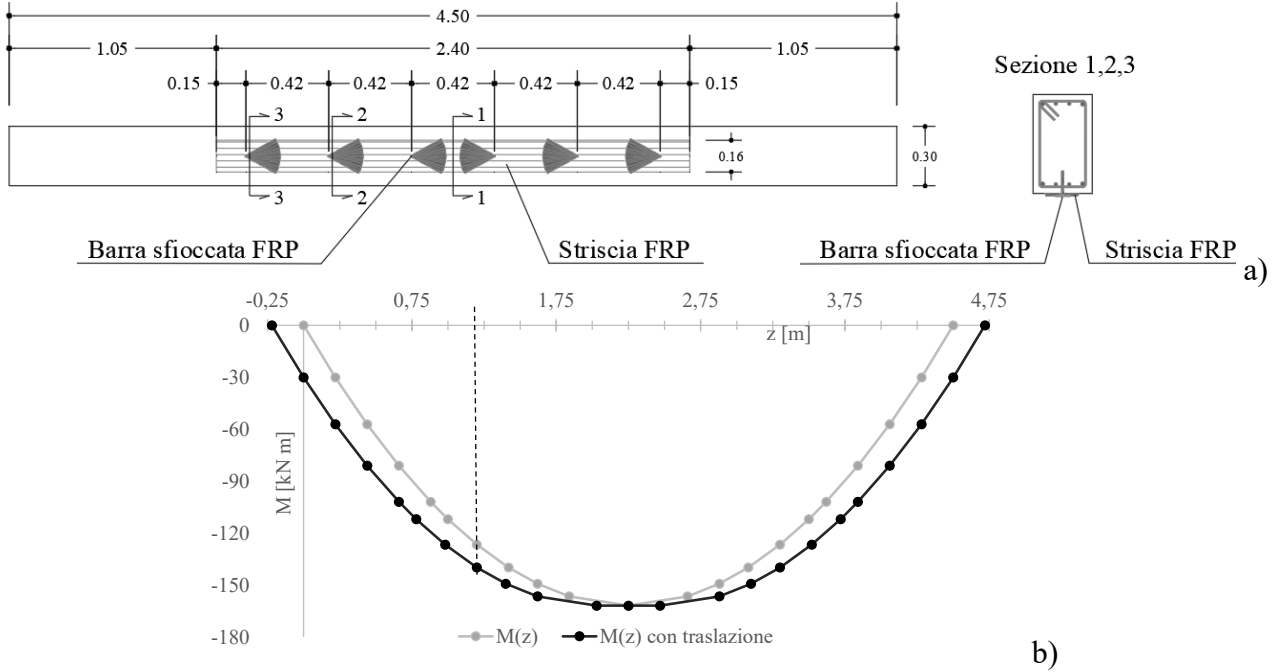


Figura 14-11 – Disposizione dei fiocchi di ancoraggio lungo il rinforzo; b) Diagrammi del momento con e senza traslazione di $a_1 = 0.9d/2 \cot \theta$.

Si passa quindi a calcolare il numero di connettori ‘efficaci’, $n_{A,eff}$, che permettono di trovare la sezione a distanza $z_{crit} = (n_{A,eff} - 1) \cdot \Delta z$ dalla sezione di ancoraggio del rinforzo (nel caso in esame la sezione a distanza 0.15 m dal termine del rinforzo e 1.20 dall’appoggio di estremità della trave) in cui la forza di distacco di estremità, $F_{anc,d}$, data dalla (14.74) e calcolata tenendo conto del valore medio della tensione di distacco di estremità f_{fdm} e del contributo aggiuntivo dei $n_{A,eff}$ connettori, è uguale alla forza per distacco intermedio, calcolata in mezzeria tenendo conto del contributo dei rimanenti $n_A - n_{A,eff}$ connettori sempre secondo la (14.74) in cui, però, la tensione f_{fdm} è sostituita dalla tensione $f_{fdm,2}$ relativa al distacco intermedio.

$$n_{A,eff} = \frac{1}{2} \left[n_A + \frac{A_f \cdot (f_{fdm,2} - f_{fdm})}{F_{A,1}} \right] = 2.3 \quad (14.80)$$

essendo, in aggiunta ai simboli già introdotti e ai relativi valori:

- $n_A = 3$ (3 connettori dall’estremità del rinforzo alla mezzeria della trave)

$$f_{fdm,2} = k_q \sqrt{\frac{2E_f \frac{k_{Gm,2}}{4FC} \sqrt{f_{cm} f_{ctm}} \cdot s_u}{t_f}} = 2111 \text{ MPa}, \text{ con } k_{Gm,2} = 5.10$$

$$- \quad f_{\text{fdm}} = \sqrt{\frac{E_f \frac{k_{\text{Gm}}}{2FC} \sqrt{f_{\text{cm}} f_{\text{ctm}} \cdot s_u}}{t_f}} = 836 \text{ MPa, con } k_{\text{Gm}} = 1.25.$$

Il risultato della Eq. (14.80) indica che in una qualsiasi sezione tra quella di ancoraggio (sezione 3) e quella dove è posizionato il secondo fiocco (sezione 2, Figura 14-11a), la forza di distacco relativa alla crisi per delaminazione di estremità incrementata della presenza di 1 fiocco è minore di quella relativa alla crisi per delaminazione intermedia incrementata della presenza di 2 fiocchi; pertanto, tra la sezione 3 e la 2, la verifica alla delaminazione deve essere fatta con riferimento alla tensione di distacco di estremità f_{fdm} e del contributo aggiuntivo di 1 connettore.

Per le sezioni poste tra la sezione 2 (Figura 14-11) e la mezzeria (sezione 1), la verifica può essere, invece, condotta con riferimento alla resistenza al distacco intermedio, $f_{\text{fdm},2}$, incrementata del contributo di un solo fiocco ($n_A - n_{A,\text{eff}} = 1$) o, in maniera equivalente, con riferimento alla resistenza di estremità incrementata del contributo di 2 fiocchi (avendo approssimato $n_{A,\text{eff}} = 2$). Per analogia con quanto fatto per le verifiche di delaminazione intermedia in assenza di fiocchi nell'esempio 14.3.1, la verifica tra le sezioni 2 e 1 viene condotta con riferimento alla resistenza per delaminazione intermedia come segue:

$$F_{\text{anc},d} = k_k \cdot \frac{f_{\text{fdm},2} \cdot b_f \cdot t_f + [(n_A - n_{A,\text{eff}}) \cdot \min\{N_{\text{FD},k}, N_{\text{FR},k}\}]}{\gamma_{f2}} = 84.9 \text{ kN} \quad (14.81)$$

con $(n_A - n_{A,\text{eff}}) = 1$.

A tale forza corrispondono i seguenti valori di tensione e deformazione nel rinforzo:

$$f_{\text{fdd},\text{anc}} = \frac{F_{\text{anc},d}}{b_f \cdot t_f} = 1575 \text{ MPa,}, \quad \varepsilon_{\text{fdd},\text{anc}} = \frac{f_{\text{fdd},\text{anc}}}{E_f} = 6.25 \text{ ‰} \quad (14.82)$$

Utilizzando nelle (14.9) e (14.11) per il rinforzo FRP $\varepsilon_{\text{fd}} = 6.25\text{‰}$ invece di 3.61‰ , si ottiene un momento resistente della sezione rinforzata pari a $M_{\text{Rd}} = 167.3 \text{ kNm}$, maggiore del massimo momento sollecitante in mezzeria ($M_{\text{Sd}} = 162.0 \text{ kNm}$).

La verifica in ancoraggio tra le sezioni 3 e 2, (Figura 14-11) può essere condotta considerando il contributo di 1 fiocco di ancoraggio, come segue:

$$F_{\text{anc},d} = k_k \cdot \frac{f_{\text{fdm}} \cdot b_f \cdot t_f + [n_z \cdot \min\{N_{\text{FD},k}, N_{\text{FR},k}\}]}{\gamma_{f2}} = 47.9 \text{ kN con } n_z = 1 \quad (14.83)$$

A tale valore della forza corrispondono i seguenti valori di tensione e deformazione nel rinforzo:

$$f_{\text{fdd},\text{anc}} = \frac{F_{\text{anc},d}}{b_f \cdot t_f} = 888.9 \text{ MPa,}, \quad \varepsilon_{\text{fdd},\text{anc}} = \frac{f_{\text{fdd},\text{anc}}}{E_f} = 3.53 \text{ ‰} \quad (14.84)$$

Utilizzando nelle (14.9) e (14.11) per il rinforzo FRP $\varepsilon_{fd} = 3.53 \text{ ‰}$, si ottiene un momento resistente pari a 150.50 kNm, maggiore del momento sollecitante agente nella sezione 3 ($M_{Sd} = 126.72 \text{ kNm}$).

Infine, considerando la traslazione del diagramma del momento sollecitante di una quantità pari a $0.9d/2 \cot\theta = 0.22\text{m}$ ($\cot\theta = 1$), si ottiene che nella sezione 3 il momento sollecitante è $M_{Sd} = 140.00 \text{ kNm}$ (Figura 4.11.b), inferiore a quello resistente prima calcolato ($M_{Sd} = 150.50 \text{ kNm}$).

Entrambe le verifiche, di estremità ed in mezzeria, condotte considerando il contributo dei fiocchi confermano, quindi, che è possibile ridurre a 160 mm la larghezza del rinforzo.

14.3.3 Progetto di rinforzo a taglio di una trave con sistema FRP-EBR

Si considera la trave esaminata in precedenza, per la quale il taglio sollecitante T_{sd} nell'appoggio di sinistra è pari a 144.0 kN.

Per la valutazione del taglio resistente si considerano le seguenti proprietà meccaniche dei materiali:

- Calcestruzzo: $f_{cm} = 25.00$ MPa, $\gamma_c = 1.5$ (meccanismo fragile), $FC = 1.2$; $f_{cd} = 13.89$ MPa;
- Acciaio: $f_{ym} = 440.00$ MPa, $\gamma_s = 1.15$ (meccanismo fragile), $FC = 1.2$, $f_{yd} = 318.84$ MPa.

Il taglio resistente è calcolato in accordo con la Normativa vigente per il caso di edifici esistenti soggetti a carichi gravitazionali come:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rd,s}, V_{Rd,c}) = \min(90.4, 439.9) = 90.4 \text{ kN} \quad (14.85)$$

In cui la resistenza a taglio-trazione dell'armatura trasversale è calcolata pari a:

$$V_{Rd,s} = 0.9 d \frac{A_s}{s} f_{yd} (\cot \beta + \cot \theta) \sin \beta = 0.9 \cdot 470 \cdot \frac{100.5}{150} 318.84 \cdot (\cot 45^\circ) \sin 90^\circ = 90.40 \text{ kN} \quad (14.86)$$

e la resistenza a taglio-compressione del calcestruzzo è valutata come:

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= 0.9 d b \alpha_c \nu f_{cd} (\cot \beta + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta) = \\ &= 0.9 \cdot 470 \cdot 300 \cdot 1 \cdot 0.5 \cdot 13.9 (\cot 45^\circ) / (1 + \cot^2 45^\circ) = 439.90 \text{ kN} \end{aligned} \quad (14.87)$$

essendo:

- $d = 470$ mm
- $A_s = 100.5$ mm²
- $\theta = 45^\circ$
- $\beta = 90^\circ$
- $\alpha_c = 1$ (per membrane non compresse)
- $\nu = 0.5$

Considerando il taglio sollecitante $V_{sd} = 144.00$ kN si rende necessario un intervento di rinforzo per un incremento di capacità pari al 59%.

Si decide di utilizzare lo stesso tessuto unidirezionale utilizzato per il rinforzo a flessione (§14.1.3.1), in configurazione ad U in prossimità degli appoggi laddove il taglio sollecitante è superiore al taglio resistente della trave.

Si ipotizza uno strato di tessuto di CFRP, quindi $n_f = 1$, disposto in strisce discontinue di larghezza $b_f = 100$ mm e passo $p_f = 150$ mm, e si procede a verificare se tale configurazione è sufficiente a garantire il soddisfacimento della disuguaglianza $V_{Rd} \geq V_{sd}$ (14.1).

Nel caso di disposizione ad U su una sezione rettangolare, il contributo del sistema di rinforzo FRP, $V_{Rd,f}$, può essere valutato in base al meccanismo a traliccio di Mörsch mediante la seguente formula (4.81):

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} f_{fed} A_{fv} \frac{0.9d}{p_f} (\cot \theta + \cot \beta) \sin^2 \beta \quad (14.88)$$

in cui, oltre ai simboli già definiti in precedenza, si assume:

- $A_{fv} = 2 t_f b_f = 67.4 \text{ mm}^2$
- $\gamma_{Rd} = 1.20$

La resistenza efficace di calcolo del sistema di rinforzo f_{fed} nel caso di disposizione ad U è calcolata come (4.79):

$$f_{fed} = f_{fdd} \cdot \left[1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{l_{ed} \cdot \sin \beta}{\min \{0.9 \cdot d, h_w\}} \right] = 445 \cdot \left[1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{142 \cdot \sin 90^\circ}{\min \{0.9 \cdot 470, 500\}} \right] = 395 \text{ MPa} \quad (14.89)$$

avendo assunto:

- $h_w = 500 \text{ mm}$, immaginando assenza di soletta
- $l_{ed} = 142 \text{ mm}$, calcolato per il precedente rinforzo a flessione (§14.1.3.1)
- la tensione di progetto f_{fdd} per distacco di estremità:

$$f_{fdd} = \frac{k_b}{\gamma_{f2}} \cdot \sqrt{\frac{2E_f \Gamma_{Fk}}{t_f}} = \frac{1.0}{1.3} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 252000 \cdot 0.224}{0.337}} = 445.00 \text{ MPa} \quad (14.90)$$

essendo:

- $k_b = \max \left\{ 1; \sqrt{\frac{2-b_f/b}{1+b_f/b}} \right\} = \max \left\{ 1; \sqrt{\frac{2-100/150}{1+100/150}} \right\} = 1.0$, avendo assunto $b = p_f = 150 \text{ mm}$;
- $\gamma_{f2} = 1.3$
- $\Gamma_{Fk} = 0.224 \text{ N/mm}$, calcolato per il precedente rinforzo a flessione (§14.1.3.1)

Pertanto, il contributo del sistema di rinforzo FRP risulta pari a:

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{1.2} \cdot 395 \cdot 67.4 \cdot \frac{0.9 \cdot 470}{150} (\cot 45^\circ + \cot 90^\circ) \sin^2 90^\circ = 62.50 \text{ kN} \quad (14.91)$$

La resistenza a taglio dell'elemento rinforzato agli appoggi è quindi calcolata come:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rd,s} + V_{Rd,f}, V_{Rd,c}) = \min(90.40 + 62.50, 439.90) = 152.90 \text{ kN} > 144.10 \text{ kN} = V_{Sd} \quad (14.92)$$

dove $V_{Rd,s}$ è la capacità a taglio-trazione dell'armatura trasversale dell'acciaio e $V_{Rd,c}$ è la capacità a taglio-compressione del calcestruzzo, entrambi calcolati in precedenza. La verifica è pertanto soddisfatta nella configurazione di rinforzo considerata.

Il rinforzo va applicato per le porzioni di trave in cui il taglio sollecitante è superiore al taglio resistente: si estende per 0.90 m dall'appoggio a partire dal filo del pilastro.

15 APPENDICE I (ESEMPI DI PROGETTAZIONE DI RINFORZI FRP SU STRUTTURE MURARIE)

Nella presente Appendice sono riportati i calcoli relativi alla verifica e al dimensionamento del sistema di rinforzo FRP dei maschi murari di una parete perimetrale di un edificio di muratura a tre piani.

L'esempio è articolato nei seguenti punti:

- geometria, caratteristiche dei materiali e sollecitazioni;
- verifica a pressoflessione dei maschi murari preesistenti;
- dimensionamento del sistema di rinforzo FRP a pressoflessione;
- verifica a taglio dei maschi murari preesistenti;
- dimensionamento del sistema di rinforzo FRP a taglio.

15.1 GEOMETRIA, CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E SOLLECITAZIONI

La parete è costituita da due maschi di riva, di lunghezza pari a 2.0 m, e due maschi di spina, di lunghezza pari a 3.0 m. Lo spessore dei maschi varia lungo l'altezza e risulta pari a 500 mm al primo piano, 375 mm al secondo piano e 250 mm all'ultimo piano. L'altezza dei maschi, valutata con riferimento all'interasse delle fasce di piano, è costante lungo l'altezza dell'edificio e pari a 3.0 m (Figura 15-1).

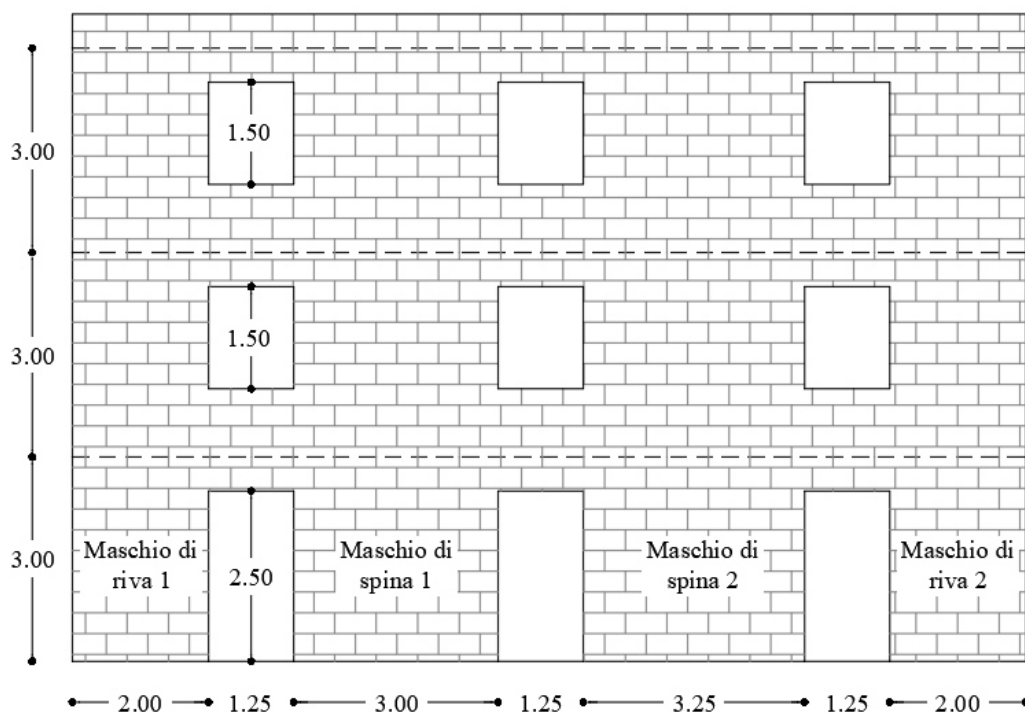


Figura 15-1 – Geometria della parete oggetto di studio (dimensioni in m).

In Tabella 15-1 sono espone le proprietà meccaniche della muratura di laterizio e i valori dei fattori parziali adottati. Il legame costitutivo assunto per la muratura corrisponde a quello indicato nel § 5.2.3(8), con $\bar{\varepsilon}_m = 2.00 \text{ ‰}$ e $\varepsilon_{mu} = 3.50 \text{ ‰}$.

Tabella 15-1 - Parametri relativi alla muratura.

Modulo di elasticità normale	E [MPa]	4000
Modulo di elasticità tangenziale	G [MPa]	1000
Peso specifico	γ [kN/m ³]	18.0
Fattore di confidenza	FC	1.00
Coefficiente parziale	γ_M	2.00
Resistenza a compressione normale ai giunti di malta		
Valore caratteristico	f_{mk} [MPa]	8.00
Valore di progetto	f_{md} [MPa]	4.00
Resistenza a taglio		
Resistenza caratteristica in assenza di sforzo normale	f_{vk0} [MPa]	0.80
Resistenza dei blocchi		
Resistenza media a compressione	f_{bcm} [MPa]	38.00
Resistenza media a trazione	f_{btm} [MPa]	3.80

Il sistema di rinforzo utilizzato nell'esempio qui proposto è del tipo impregnato *in situ* ed è costituito da un solo strato di tessuto CFRP con fibre unidirezionali, ad eccezione dell'intervento nei confronti del ribaltamento fuori piano di cui al successivo § 15.6. I competenti parametri geometrici e meccanici sono riportati in Tabella 15-2. In Tabella 15-3, sempre con riferimento al sistema di rinforzo, sono invece esposti i valori dei fattori parziali e di progetto delle quantità utilizzate nelle verifiche.

Tabella 15-2–Proprietà geometriche e meccaniche del rinforzo FRP.

Spessore	t_f [mm]	0.165
Larghezza	b_f [mm]	140
Modulo di elasticità normale nella direzione delle fibre	E_f [GPa]	230
Deformazione caratteristica a rottura per trazione	ε_{fk} [‰]	20.7
Passo del rinforzo a taglio	p_f [mm]	500

Tabella 15-3–Fattori parziali e valori di progetto del sistema di rinforzo FRP.

Fattore parziale nei riguardi del distacco dal supporto	γ_{t2} (§ 3.4.1)	1.30
Fattore parziale nei riguardi degli SLU	γ_{t1} (§ 3.4.1)	1.30
Fattore di conversione ambientale	η_a (§ 3.5.1)	0.95
Deformazione a rottura per trazione	$\eta_a \cdot \varepsilon_{fk} / \gamma_f$ [‰] (§ 5.2.3)	15.10
Larghezza zona di diffusione	b_d [mm] (§ 5.3.2)	250
Coefficiente correttivo geometrico	k_b (§ 5.3.2)	1.25
Scorrimento ultimo	s_u [mm] (§ 5.3.2)	0.4
Coefficiente correttivo	k_G [mm] (§ 5.3.2)	0.031
Energia specifica di frattura	Γ_{Fd} [N/mm] (§ 5.3.2)	0.51
Lunghezza ottimale di ancoraggio	l_{ed} [mm] (§ 5.3.2)	150
Tensione di distacco di estremità	f_{idd} [MPa] (§ 5.3.2)	681.97
Tensione di distacco intermedia	$f_{idd,2} = 2.0 \cdot f_{idd}$ [MPa] (§ 5.3.3)	1363.93
Tensione tangenziale di aderenza	f_{bd} [MPa] (§ 5.3.2)	2.50
Deformazione ultima di distacco intermedio	$\varepsilon_{idd,2}$ [‰] (§ 5.3.3)	5.93
Deformazione di progetto del sistema FRP	ε_{id} [‰] (§ 5.2.3)	5.93
Coefficiente parziale per pressoflessione	γ_{Rd} (§ 3.4.2)	1.00
Coefficiente parziale per taglio	γ_{Rd} (§ 3.4.2)	1.20

La parete è stata schematizzata come un telaio (Figura 15-2), sul quale agiscono sia carichi verticali che forze orizzontali concentrate nei nodi. Il calcolo della sollecitazione è stato effettuato ipotizzando un comportamento elastico lineare degli elementi strutturali. I risultati dell'analisi sono riportati sotto forma di diagrammi in Figura 15-3; i competenti valori sono esposti in Tabella 15-4 per il maschio

di riva 1, in Tabella 15-5 per il maschio di riva 2, in Tabella 15-6 per il maschio di spina 1 ed in Tabella 15-7 per il maschio di spina 2. Le quote si intendono misurate a partire dall'incastro al piede.

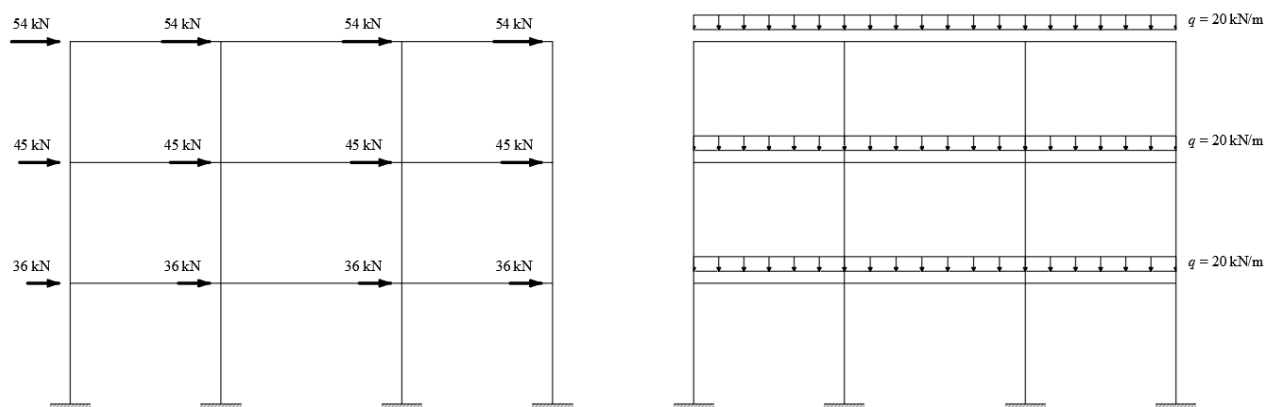


Figura 15-2 – Modellazione a telaio e azioni di progetto.

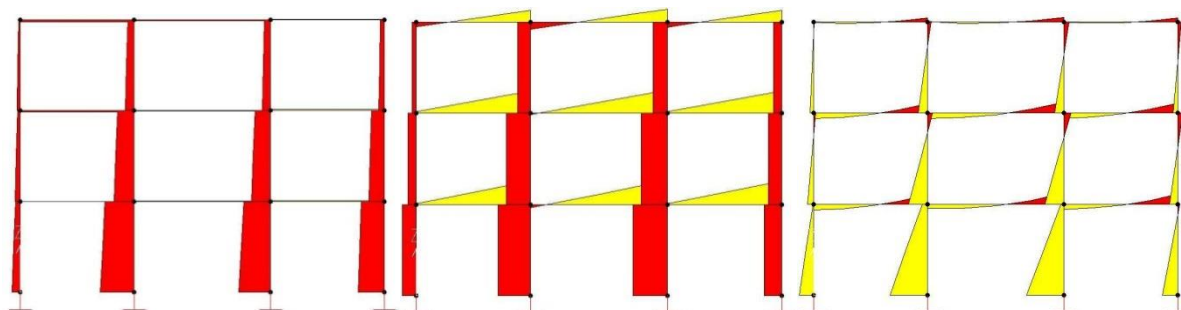


Figura 15-3 – Diagrammi delle sollecitazioni di progetto: sforzo normale, taglio, momento flettente.

Tabella 15-4 - Sollecitazioni di progetto maschi murari: maschio di riva 1.

Quota sezione [m]	Lunghezza pannello L [cm]	Spessore pannello t [cm]	Sforzo normale di progetto N_{Sd} [kN]	Momento flettente di progetto M_{Sd} [kNm]	Taglio di progetto V_{Sd} [kN]
0	200	50.0	133.38	240.98	76.58
1	200	50.0	115.73	164.40	76.58
2	200	50.0	98.07	87.82	76.58
3	200	50.0	80.41	11.23	76.58
3	200	37.5	84.04	103.39	46.48
4	200	37.5	70.80	56.92	46.48
5	200	37.5	57.56	10.44	46.48
6	200	37.5	44.31	36.04	46.48
6	200	25.0	52.72	55.50	21.85
7	200	25.0	43.89	33.65	21.85
8	200	25.0	35.06	11.81	21.85
9	200	25.0	26.23	10.04	21.85

Tabella 15-5 – Sollecitazioni di progetto maschi murari: maschio di riva 2.

Quota sezione [m]	Lunghezza pannello L [cm]	Spessore pannello t [cm]	Sforzo normale di progetto N_{Sd} [kN]	Momento flettente di progetto M_{Sd} [kNm]	Taglio di progetto V_{Sd} [kN]
0	200	50.0	434.71	250.51	95.43
1	200	50.0	417.05	155.08	95.43
2	200	50.0	399.39	59.65	95.43
3	200	50.0	381.74	35.78	95.43
3	200	37.5	252.33	131.73	72.51
4	200	37.5	239.09	59.21	72.51
5	200	37.5	225.84	13.30	72.51
6	200	37.5	212.60	85.81	72.51
6	200	25.0	90.50	72.98	45.10
7	200	25.0	81.67	27.89	45.10
8	200	25.0	72.84	17.21	45.10
9	200	25.0	64.01	62.30	45.10

Tabella 15-6 – Sollecitazioni di progetto maschi murari: maschio di spina 1.

Quota sezione [m]	Lunghezza pannello L [cm]	Spessore pannello t [cm]	Sforzo normale di progetto N_{Sd} [kN]	Momento flettente di progetto M_{Sd} [kNm]	Taglio di progetto V_{Sd} [kN]
0	300	50.0	557.52	619.07	178.52
1	300	50.0	531.03	440.55	178.52
2	300	50.0	504.55	262.04	178.52
3	300	50.0	478.06	83.52	178.52
3	300	37.5	331.42	311.06	131.92
4	300	37.5	311.55	179.14	131.92
5	300	37.5	291.69	47.22	131.92
6	300	37.5	271.82	84.70	131.92
6	300	25.0	143.71	152.28	70.56
7	300	25.0	130.47	81.72	70.56
8	300	25.0	117.22	11.16	70.56
9	300	25.0	103.98	59.40	70.56

Tabella 15-7 – Sollecitazioni di progetto maschi murari: maschio di spina 2.

Quota sezione [m]	Lunghezza pannello L [cm]	Spessore pannello t [cm]	Sforzo normale di progetto N_{Sd} [kN]	Momento flettente di progetto M_{Sd} [kNm]	Taglio di progetto V_{Sd} [kN]
0	325	50.0	521.43	618.68	189.47
1	325	50.0	494.94	429.21	189.47
2	325	50.0	468.46	239.74	189.47
3	325	50.0	441.97	50.27	189.47
3	325	37.5	315.46	316.02	145.09
4	325	37.5	295.59	170.93	145.09
5	325	37.5	275.73	25.83	145.09
6	325	37.5	255.86	119.26	145.09
6	325	25.0	138.48	152.36	78.50
7	325	25.0	125.24	73.86	78.50
8	325	25.0	111.99	4.64	78.50
9	325	25.0	98.75	83.13	78.50

15.2 VERIFICA A PRESSOFLESSIONE DEI MASCHI MURARI PREESISTENTI

La verifica a pressoflessione dei maschi murari preesistenti è stata eseguita utilizzando il legame costitutivo ipotizzato nel § 15.1. In analogia a quanto indicato nel § 4.3.2.4 per le strutture di conglomerato cementizio armato, si è proceduto a valutare il momento resistente, $M_{Rd}(N_{Sd})$, corrispondente allo sforzo normale di progetto, N_{Sd} . A tal scopo sono state utilizzate le due equazioni di equilibrio, alla traslazione nella direzione dell'asse dell'elemento ed alla rotazione intorno al baricentro geometrico della sezione retta di quest'ultimo, tenendo altresì conto della linearità del diagramma delle deformazioni.

I competenti risultati sono esposti in Tabella 15-8 per il maschio di riva 1, in Tabella 15-9 per il maschio di riva 2, in Tabella 15-10 per il maschio di spina 1 ed in Tabella 15-11 per il maschio di spina 2. Inoltre, nella Figura 15-4 è istituito un confronto tra il diagramma del momento flettente di progetto con quello resistente. Si evince che la verifica a pressoflessione non è soddisfatta solo in alcune sezioni dei maschi di riva.

Alla luce di tali risultati si ritiene di intervenire inserendo rinforzi FRP lungo tutta l'altezza dei maschi di riva, disposti alle estremità di questi ultimi con una distanza dal bordo, misurata rispetto all'interasse del rinforzo, pari a 10 cm.

Tabella 15-8– Verifica a pressoflessione maschi murari: maschio di riva 1.

Quota sezione [m]	$M_{Rd}(N_{Sd})$ [kNm]	Esito verifica $M_{Rd}(N_{Sd}) \geq M_{Sd}$
0	128.93	non soddisfatta
1	112.38	non soddisfatta
2	95.67	soddisfatta
3	78.79	soddisfatta
3	81.69	non soddisfatta
4	69.13	soddisfatta
5	56.46	soddisfatta
6	43.66	soddisfatta
6	51.33	non soddisfatta
7	42.93	soddisfatta
8	34.45	soddisfatta
9	25.89	soddisfatta

Tabella 15-9 – Verifica a pressoflessione maschi murari: maschio di riva 2.

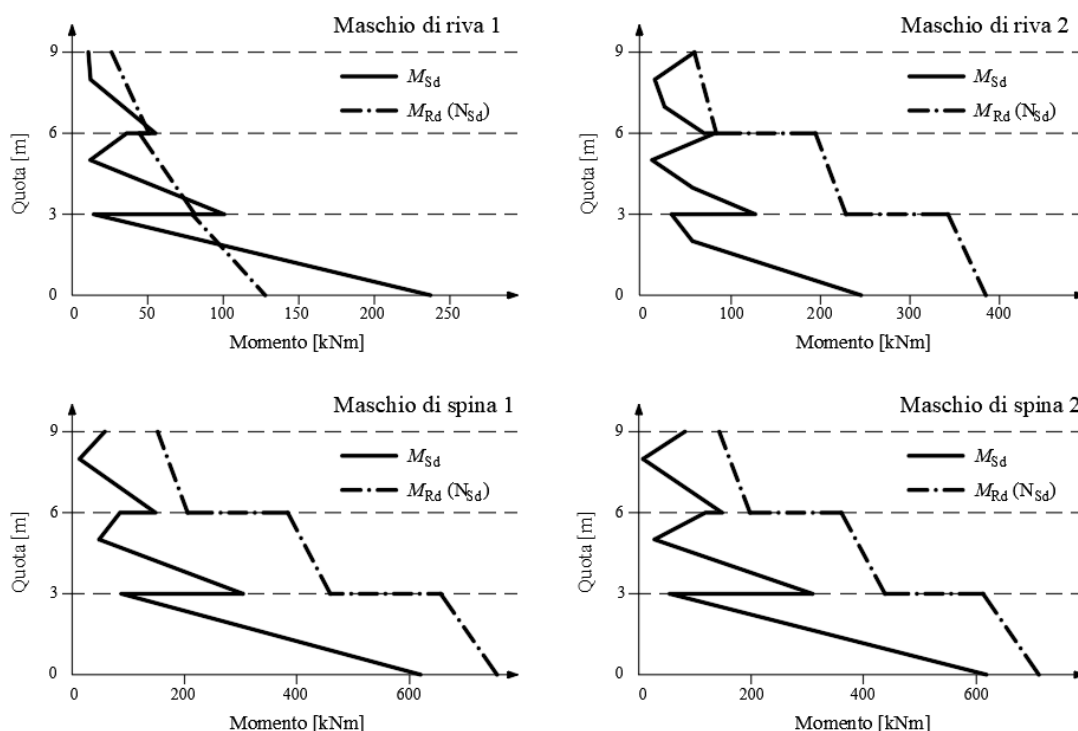
Quota sezione [m]	$M_{Rd}(N_{Sd})$ [kNm]	Esito verifica $M_{Rd}(N_{Sd}) \geq M_{Sd}$
0	387.47	soddisfatta
1	373.57	soddisfatta
2	359.51	soddisfatta
3	345.31	soddisfatta
3	231.11	soddisfatta
4	220.04	soddisfatta
5	208.84	soddisfatta
6	197.53	soddisfatta
6	86.40	soddisfatta
7	78.34	soddisfatta
8	70.19	soddisfatta
9	61.96	non soddisfatta

Tabella 15-10 – Verifica a pressoflessione maschi murari: maschio di spina 1.

Quota sezione [m]	$M_{Rd}(N_{Sd})$ [kNm]	Esito verifica $M_{Rd}(N_{Sd}) \geq M_{Sd}$
0	758.57	soddisfatta
1	726.05	soddisfatta
2	693.18	soddisfatta
3	659.95	soddisfatta
3	460.52	soddisfatta
4	434.97	soddisfatta
5	409.17	soddisfatta
6	383.10	soddisfatta
6	205.24	soddisfatta
7	187.19	soddisfatta
8	168.96	soddisfatta
9	150.56	soddisfatta

Tabella 15-11 – Verifica a pressoflessione maschi murari: maschio di spina 2.

Quota sezione [m]	$M_{Rd}(N_{Sd})$ [kNm]	Esito verifica $M_{Rd}(N_{Sd}) \geq M_{Sd}$
0	779.35	soddisfatta
1	743.04	soddisfatta
2	706.38	soddisfatta
3	669.37	soddisfatta
3	479.45	soddisfatta
4	451.21	soddisfatta
5	422.72	soddisfatta
6	393.95	soddisfatta
6	215.44	soddisfatta
7	195.67	soddisfatta
8	175.71	soddisfatta
9	155.59	soddisfatta

**Figura 15-4**– Diagrammi del momento flettente di progetto e resistente per i maschi.

15.3 DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI RINFORZO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI RINFORZATI A PRESSOFLESSIONE

Si adotta il sistema di rinforzo di cui al § 15.1, che per semplicità si suppone applicato con continuità dall'estremità inferiore dei maschi murari (quota 0.0 m) all'estremità superiore (quota +9.0 m), sia sulla parete esterna che su quella interna.

In particolare, si ipotizza che l'ancoraggio del rinforzo al piede sia realizzato con un sistema di tipo meccanico.

Inoltre, per il diagramma delle tensioni di compressione allo SLU, si adotta l'ipotesi semplificativa di *stress-block* esteso ad una porzione di sezione profonda $\psi \cdot x$, dove per le formule del coefficiente ψ si rimanda all'equazione (14.10).

L'esito delle verifiche a pressoflessione dei maschi rinforzati con FRP è riportato in Tabella 15-12 per il maschio di riva 1 e in Tabella 15-13 per il maschio di riva 2.

Alla quota 0, si considera la presenza di un ancoraggio meccanico del rinforzo FRP di adeguate dimensioni da consentire l'attingimento della rottura per trazione delle fibre.

Tabella 15-12 –Verifica a pressoflessione maschi murari rinforzati: maschio di riva 1.

Quota sezione [m]	Collasso del composito	ε_{fd} [‰]	$M_{Rd}(N_{Sd})$ [kNm]	Esito verifica
0	rottura	15.10	279.56	soddisfatta
1	distacco intermedio	5.93	167.33	soddisfatta
2	distacco intermedio	5.93	151.70	soddisfatta
3	distacco intermedio	5.93	135.91	soddisfatta
3	distacco intermedio	5.93	137.88	soddisfatta
4	distacco intermedio	5.93	126.20	soddisfatta
5	distacco intermedio	5.93	114.41	soddisfatta
6	distacco intermedio	5.93	102.50	soddisfatta
6	distacco intermedio	5.93	108.72	soddisfatta
7	distacco intermedio	5.93	100.99	soddisfatta
8	distacco intermedio	5.93	93.18	soddisfatta
9	distacco estremità	2.97	54.43	soddisfatta

Tabella 15-13 –Verifica a pressoflessione maschi murari rinforzati: maschio di riva 2.

Quota sezione [m]	Collasso del composito	ε_{fd} [‰]	$M_{Rd}(N_{Sd})$ [kNm]	Esito verifica
0	rottura	15.10	526.06	soddisfatta
1	distacco intermedio	5.93	415.10	soddisfatta
2	distacco intermedio	5.93	401.53	soddisfatta
3	distacco intermedio	5.93	387.84	soddisfatta
3	distacco intermedio	5.93	278.26	soddisfatta
4	distacco intermedio	5.93	267.73	soddisfatta
5	distacco intermedio	5.93	257.11	soddisfatta
6	distacco intermedio	5.93	246.41	soddisfatta
6	distacco intermedio	5.93	141.10	soddisfatta
7	distacco intermedio	5.93	133.64	soddisfatta
8	distacco intermedio	5.93	126.11	soddisfatta
9	distacco estremità	2.97	86.89	soddisfatta

15.4 VERIFICA A TAGLIO DEI MASCHI PREESISTENTI

In Tabella 15-14 ed in Tabella 15-15 sono riportati i risultati della verifica a taglio eseguita, innanzitutto, sui maschi di spina 1 e 2, non oggetto di rinforzo a pressoflessione. Inoltre, per questi due stessi maschi murari, nella Figura 15-5 è istituito un confronto tra lo sforzo di taglio di progetto e quello

resistente. Si evince il soddisfacimento della verifica a taglio in corrispondenza di tutte le sezioni di tali elementi strutturali. Conseguentemente essi non necessitano di alcun rinforzo a taglio.

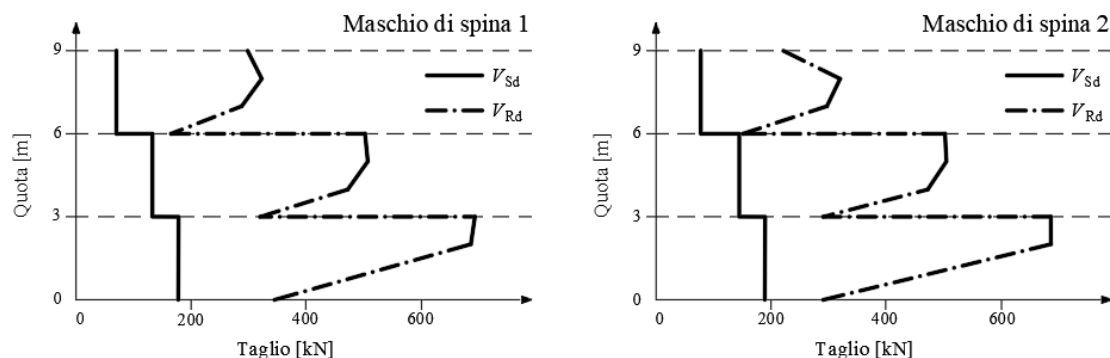


Figura 15-5 – Diagrammi del taglio di progetto e del taglio resistente per i maschi non rinforzati a flessione.

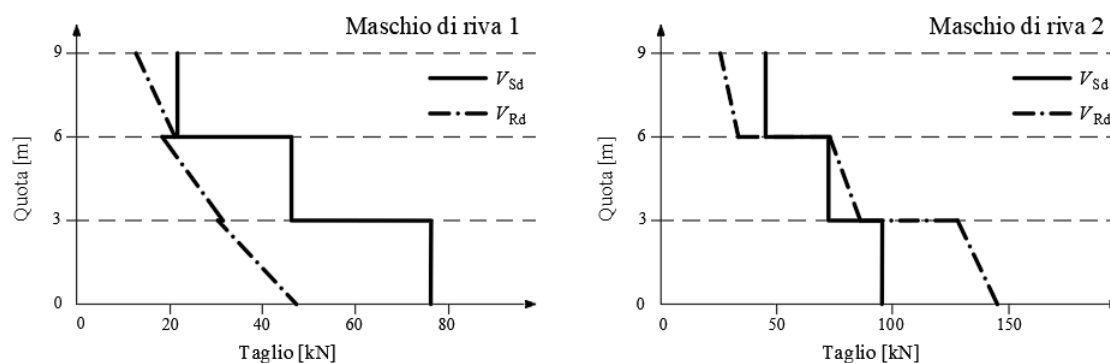


Figura 15-6 – Diagrammi del taglio di progetto e del taglio resistente per i maschi rinforzati a flessione.

Tabella 15-14 – Verifica a taglio maschi murari non rinforzati a flessione: maschio di spina 1.

Quota sezione [m]	Taglio di progetto V_{Sd} [kN]	Eccentricità e [m]	Lunghezza efficace l_e [m]	Tensione caratteristica f_{vk} [kN/m ²]	Taglio resistente V_{Rd} [kN]	Esito verifica $V_{Rd} \geq V_{Sd}$
0	178.52	1.11	1.17	1181.60	345.26	soddisfatta
1	178.52	0.83	2.01	1011.20	508.40	soddisfatta
2	178.52	0.52	2.94	937.20	689.30	soddisfatta
3	178.52	0.17	3.00	927.50	695.60	soddisfatta
3	131.92	0.94	1.68	1009.90	318.90	soddisfatta
4	131.92	0.57	2.78	919.80	478.60	soddisfatta
5	131.92	0.16	3.00	903.70	508.30	soddisfatta
6	131.92	0.31	3.00	896.60	504.40	soddisfatta
6	70.56	1.06	1.32	974.00	160.90	soddisfatta
7	70.56	0.63	2.62	879.60	288.20	soddisfatta
8	70.56	0.10	3.00	862.50	323.40	soddisfatta
9	70.56	0.57	2.79	859.70	299.40	soddisfatta

Tabella 15-15 –Verifica a taglio maschi murari non rinforzati a flessione: maschio di spina 2.

Quota sezione [m]	Taglio di progetto V_{Sd} [kN]	Eccentricità e [m]	Lunghezza efficace l_c [m]	Tensione caratteristica f_{vk} [kN/m ²]	Taglio resistente V_{Rd} [kN]	Esito verifica $V_{Rd} \geq V_{Sd}$
0	189.47	1.19	0.94	1243.54	292.38	soddisfatta
1	189.47	0.87	1.90	1008.60	478.70	soddisfatta
2	189.47	0.51	2.96	926.40	686.60	soddisfatta
3	189.47	0.11	3.00	917.90	688.40	soddisfatta
3	145.09	1.00	1.49	1025.10	287.30	soddisfatta
4	145.09	0.58	2.77	914.00	473.90	soddisfatta
5	145.09	0.09	3.00	898.00	505.10	soddisfatta
6	145.09	0.47	3.00	891.00	501.20	soddisfatta
6	78.50	1.10	1.20	984.70	147.60	soddisfatta
7	78.50	0.59	2.73	873.40	298.10	soddisfatta
8	78.50	0.04	3.00	859.70	322.40	soddisfatta
9	78.50	0.84	1.97	880.00	217.20	soddisfatta

Quanto già detto per i due maschi di spina viene ripetuto per i maschi di riva 1 e 2, oggetto di rinforzo a pressoflessione.

I risultati delle verifiche sono riportati nella Tabella 15-16 per il maschio di riva 1 ed in Tabella 15-17 per il maschio di riva 2.

Tabella 15-16 –Verifica a taglio maschi murari rinforzati a flessione: maschio di riva 1.

Quota sezione [m]	Taglio di progetto V_{Sd} [kN]	Asse neutro x [m]	Tensione caratteristica f_{vk} [kN/m ²]	Taglio resistente V_{Rd} [kN]	Esito verifica $V_{Rd} \geq V_{Sd}$
0	76.58	0.15	1488.40	57.70	non soddisfatta
1	76.58	0.11	1618.40	45.80	non soddisfatta
2	76.58	0.10	1568.50	40.00	non soddisfatta
3	76.58	0.09	1506.50	34.30	non soddisfatta
3	46.48	0.12	1520.40	35.50	non soddisfatta
4	46.48	0.11	1466.00	31.20	non soddisfatta
5	46.48	0.10	1399.80	26.90	non soddisfatta
6	46.48	0.09	1317.60	22.60	non soddisfatta
6	21.85	0.15	1371.90	25.30	soddisfatta
7	21.85	0.14	1314.60	22.40	soddisfatta
8	21.85	0.13	1247.30	19.60	non soddisfatta
9	21.85	0.07	1370.30	12.60	non soddisfatta

Tabella 15-17 –Verifica a taglio maschi murari rinforzati a flessione: maschio di riva 2.

Quota sezione [m]	Taglio di progetto V_{Sd} [kN]	Asse neutro x [m]	Tensione caratteristica f_{vk} [kN/m ²]	Taglio resistente V_{Rd} [kN]	Esito verifica $V_{Rd} \geq V_{Sd}$
0	95.43	0.34	1812.90	155.60	soddisfatta
1	95.43	0.30	1906.80	143.70	soddisfatta
2	95.43	0.29	1900.20	138.00	soddisfatta
3	95.43	0.28	1893.10	132.20	soddisfatta
3	72.51	0.26	1816.90	90.20	soddisfatta
4	72.51	0.25	1805.50	85.90	soddisfatta
5	72.51	0.24	1793.00	81.60	soddisfatta
6	72.51	0.23	1779.30	77.30	soddisfatta
6	45.10	0.19	1543.60	37.60	non soddisfatta
7	45.10	0.18	1511.40	34.70	non soddisfatta
8	45.10	0.17	1475.10	31.80	non soddisfatta
9	45.10	0.12	1647.80	24.90	non soddisfatta

15.5 DIMENSIONAMENTO DEL RINFORZO A TAGLIO

Si conviene di disporre lungo l'altezza dei maschi di riva un sistema di rinforzo a taglio costituito da strisce orizzontali aventi le stesse caratteristiche geometriche e meccaniche di quello adottato per il rinforzo a pressoflessione. In particolare, si ipotizza un passo p_f delle strisce di tessuto pari a 50 cm. I risultati delle verifiche, condotte secondo le regole di applicazione del § 5.5.1.2.2, sono esposti in Tabella 15-18 per il maschio di riva 1 ed in Tabella 15-19 per il maschio di riva 2. Si ha conferma che il passo ipotizzato è sufficiente a garantire il soddisfacimento delle verifiche allo SLU per taglio nei maschi di riva.

Tabella 15-18– Verifica a taglio in presenza di rinforzi a taglio: maschio di riva 1.

Quota sezione [m]	Taglio di progetto V_{Sd} [kN]	Contributo muratura $V_{Rd,m}$ [kN]	Contributo FRP $V_{Rd,f}$ [kN]	Resistenza bielle $V_{Rd,max}$ [kN]	Taglio resistente V_{Rd} [kN]	Esito verifica $V_{Rd} \geq V_{Sd}$	Stato limite
0	76.58	57.70	126.03	1140.00	183.73	soddisfatta	crisi FRP
1	76.58	45.80	126.03	1140.00	171.83	soddisfatta	crisi FRP
2	76.58	40.00	126.03	1140.00	166.03	soddisfatta	crisi FRP
3	76.58	34.30	126.03	1140.00	160.33	soddisfatta	crisi FRP
3	46.48	35.50	126.03	855.00	161.53	soddisfatta	crisi FRP
4	46.48	31.20	126.03	855.00	157.23	soddisfatta	crisi FRP
5	46.48	26.90	126.03	855.00	152.93	soddisfatta	crisi FRP
6	46.48	22.60	126.03	855.00	148.63	soddisfatta	crisi FRP
6	21.85	25.30	126.03	570.00	151.33	soddisfatta	crisi FRP
7	21.85	22.40	126.03	570.00	148.43	soddisfatta	crisi FRP
8	21.85	19.60	126.03	570.00	145.63	soddisfatta	crisi FRP
9	21.85	12.60	126.03	570.00	138.63	soddisfatta	crisi FRP

Tabella 15-19–Verifica a taglio in presenza di rinforzi a taglio: maschio di riva 2.

Quota sezione [m]	Taglio di progetto V_{Sd} [kN]	Contributo muratura $V_{Rd,m}$ [kN]	Contributo FRP $V_{Rd,f}$ [kN]	Resistenza bielle $V_{Rd,max}$ [kN]	Taglio resistente V_{Rd} [kN]	Esito verifica $V_{Rd} \geq V_{Sd}$	Stato limite
0	95.43	155.61	126.03	1140.00	281.64	soddisfatta	crisi FRP
1	95.43	143.70	126.03	1140.00	269.73	soddisfatta	crisi FRP
2	95.43	137.96	126.03	1140.00	263.99	soddisfatta	crisi FRP
3	95.43	132.22	126.03	1140.00	258.25	soddisfatta	crisi FRP
3	72.51	90.17	126.03	855.00	216.20	soddisfatta	crisi FRP
4	72.51	85.86	126.03	855.00	211.89	soddisfatta	crisi FRP
5	72.51	81.56	126.03	855.00	207.59	soddisfatta	crisi FRP
6	72.51	77.25	126.03	855.00	203.28	soddisfatta	crisi FRP
6	45.10	37.57	126.03	570.00	163.60	soddisfatta	crisi FRP
7	45.10	34.70	126.03	570.00	160.73	soddisfatta	crisi FRP
8	45.10	31.83	126.03	570.00	157.86	soddisfatta	crisi FRP
9	45.10	24.88	126.03	570.00	150.91	soddisfatta	crisi FRP

Infine, nella Figura 15-7 è rappresentata schematicamente la disposizione sulla parete oggetto dell'intervento dei sistemi di rinforzo FRP nei riguardi della pressoflessione e del taglio nel piano.

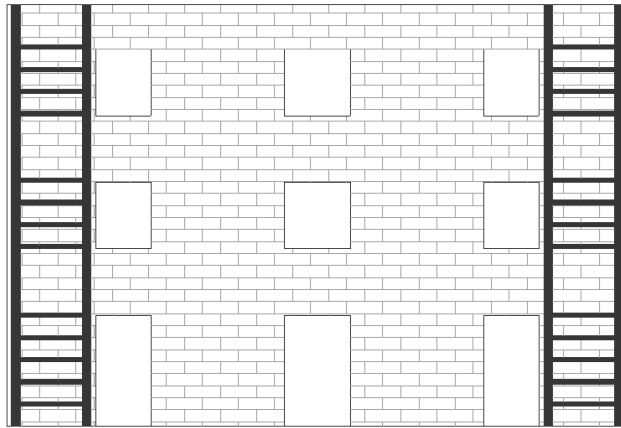


Figura 15-7 – schema della disposizione del sistema di rinforzo FRP per la parete oggetto di studio.

15.6 VERIFICA NEI CONFRONTI DEL RIBALTAMENTO SEMPLICE

Tenendo conto delle indicazioni riportate nel §5.5.1.1, è di seguito esposta la verifica del sistema di rinforzo da adottare sulla parete oggetto di studio nei confronti del ribaltamento semplice (Figura 15-8). Al riguardo, è ipotizzata una cerchiatura completa della fabbrica muraria in corrispondenza dei tre impalcati. Essa è realizzata con strisce orizzontali aventi gli stessi spessori e le stesse caratteristiche meccaniche di quelle adottate per il rinforzo a pressoflessione (Figura 15-9). Il solo rinforzo del terzo livello è realizzato sovrapponendo due di tali strati per cui il competente spessore è pari a 0.33 mm. La larghezza delle strisce è invece pari a 350 mm al terzo ed al secondo livello ed a 200 mm al primo livello.

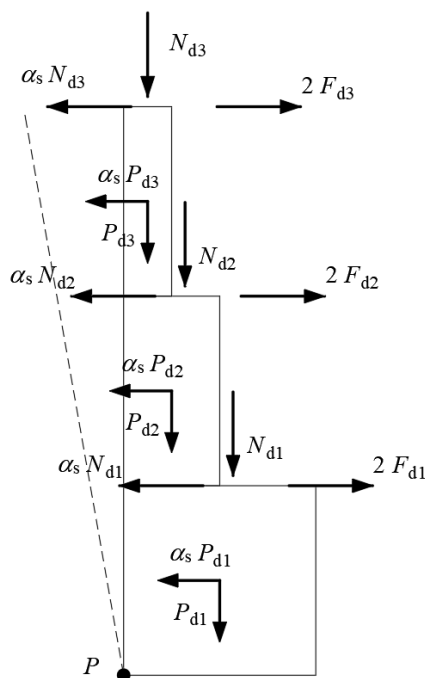


Figura 15-8 –Schema per la verifica a ribaltamento semplice.

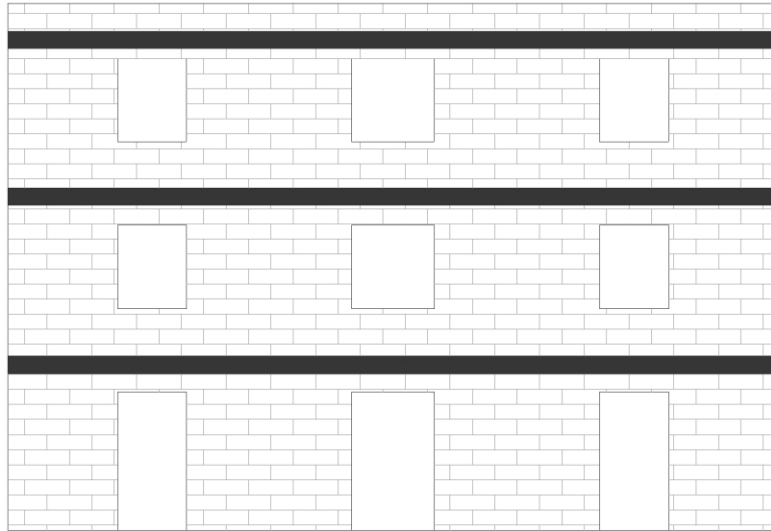


Figura 15-9 – Disposizione del rinforzo progettato per la verifica a ribaltamento semplice.

Si suppone che le azioni di interesse per la verifica nei confronti del ribaltamento semplice abbiamo i valori di seguito riportati:

- $P_{d1} = 288.00 \text{ kN}$, $P_{d2} = 243.00 \text{ kN}$, $P_{d3} = 162.00 \text{ kN}$;
- $N_{d1} = 155.00 \text{ kN}$, $N_{d2} = 155.00 \text{ kN}$, $N_{d3} = 155.00 \text{ kN}$;
- $\alpha_s = 1.5$.

È agevole verificare che il ritegno esercitato a ciascun piano dalla cerchiatura di FRP ha la seguente intensità:

- $2 \cdot F_{d,1} = 188.00 \text{ kN}$,
- $2 \cdot F_{d,2} = 377.00 \text{ kN}$,
- $2 \cdot F_{d,3} = 566.00 \text{ kN}$,

essendo $F_{d,k}$ lo sforzo che compete al rinforzo di FRP ubicato in corrispondenza dell'impalcato k -esimo ($k = 1, 2, 3$).

Nel caso in esame, supponendo che la cerchiatura completa sia assicurata da una sovrapposizione adeguatamente estesa delle strisce di FRP ovvero mediante un dispositivo di tipo meccanico, l'azione di ritegno esercitata dal composito FRP è garantito se è soddisfatta la verifica a trazione di quest'ultimo nei riguardi dello stato limite ultimo per rottura. Risulta:

$$F_{d,1} \leq (230000 \cdot 200 \cdot 0.165 \cdot 10^{-3} \cdot 0.0151) \text{ kN} = 115.00 \text{ kN};$$

$$F_{d,2} \leq (230000 \cdot 350 \cdot 0.165 \cdot 10^{-3} \cdot 0.0151) \text{ kN} = 201.00 \text{ kN};$$

$$F_{d,3} \leq (230000 \cdot 350 \cdot 0.330 \cdot 10^{-3} \cdot 0.0151) \text{ kN} = 401.00 \text{ kN}.$$

Le suddette disequaglianze dimostrano che il dimensionamento adottato per le tre cerchiature è adeguato.

Il presente Documento Tecnico è stato predisposto da un Gruppo di studio così composto:

AIELLO Prof. Maria Antonietta	- Università di Lecce
ASCIONE Prof. Luigi	- Università di Salerno
BALSAMO Prof. Alberto	- Università "Federico II" - Napoli
BARATTA Prof. Alessandro	- Università "Federico II" - Napoli
BATTISTA dott. Umberto	- SACEN S.r.l. Restauri - Napoli
BELLIAZZI Ing. Stefano	- Università "Pegaso" - Napoli
BENEDETTI Prof. Andrea	- Università di Bologna
BERARDI Prof. Valentino Paolo	- Università di Salerno
BILOTTA Prof. Antonio	- Università "Federico II" - Napoli
BONATI Ing. Antonio	- Consiglio Nazionale delle Ricerche, ITC
CAMATA Prof. Guido	- Università "G. d'Annunzio" - Chieti-Pescara
CAMPANINI Ing. Davide	- Kerakoll S.p.a. - Sassuolo (MO)
CANESTRI Prof. Matteo	- Università "G. d'Annunzio" - Chieti-Pescara
CERONI Prof. Francesca	- Università "Parthenope" - Napoli
CERSOSIMO Ing. Giuseppe	- Interbau S.r.l. - Milano
CORBI Geol. Ileana	- Università "Federico II" - Napoli
CORBI Prof. Ottavia	- Università "Federico II" - Napoli
COSENZA Prof. Edoardo	- Università "Federico II" - Napoli
D'ANTINO Prof. Tommaso	- Politecnico di Milano
DE FELICE Prof. Gianmarco	- Università Roma Tre - Roma
DE SANTIS Prof. Stefano	- Università Roma Tre - Roma
DEL ZOPPO Ing. Marta	- Università "Federico II" - Napoli
DEL VECCHIO Prof. Ciro	- Università del Sannio - Benevento
DI LUDOVICO Prof. Marco	- Università "Federico II" - Napoli
FEO Prof. Luciano	- Università di Salerno
FERRACUTI Prof. Barbara	- Università "Cusano" - Roma
FERRETTI Ing. Francesca	- Università di Bologna
FOCACCI Prof. Francesco	- Università eCampus
FRANCO Ing. Annalisa	- Consiglio Nazionale delle Ricerche, ITC
FRASSINE Prof. Roberto	- Politecnico di Milano
GALATI Ing. Nessa	- Structural Technologies, Columbia, Maryland, USA
GIACOMIN Ing. Giorgio	- G&P Intech S.r.l. - Altavilla Vicentina (VI)
LA MENDOLA Prof. Lidia	- Università di Palermo
LA TEGOLA Prof. Antonio	- Università di Lecce
LIGNOLA Prof. Gian Piero	- Università "Federico II" - Napoli
LUCIANO Prof. Raimondo	- Università "Parthenope" - Napoli
MANFREDI Prof. Gaetano	- Università "Federico II" - Napoli
MARTINELLI Prof. Enzo	- Università di Salerno
MAZZOTI Prof. Claudio	- Università di Bologna
MONTI Prof. Giorgio	- Università "La Sapienza" - Roma
MORANDINI Ing. Giulio	- Mapei S.p.a. - Milano
MORONI Ing. Federico	- Sika Italia S.p.a. - Milano
NANNI Prof. Antonio	- Università di Miami - USA
NAPOLI Ing. Annalisa	- Università di Salerno
NIGRO Prof. Emidio	- Università "Federico II" - Napoli
OCCHIUZZI Prof. Antonio	- Università "Parthenope" - Napoli e CNR-ITC
OLIVITO Prof. Renato Sante	- Università della Calabria - Cosenza
PECCE Prof. Maria Rosaria	- Università "Federico II" - Napoli
PISANI Prof. Marco Andrea	- Politecnico di Milano

POGGI Prof. Carlo	- Politecnico di Milano
PROTA Prof. Andrea	- Università “Federico II” - Napoli
REALFONZO Prof. Roberto	- Università di Salerno
ROSATI Prof. Luciano	- Università “Federico II” - Napoli
SAVOIA Prof. Marco	- Università di Bologna
ZAMPA Ing. Andrea	- Fibre Net S.r.l. - Udine

Coordinatori:

- per il capitolo sui “Materiali”: FRASSINE Prof. Roberto, POGGI Prof. Carlo, PROTA Prof. Andrea;
- per il capitolo sui “Concetti basilari del progetto di rinforzo e problematiche speciali”: MONTI Prof. Giorgio, NANNI Prof. Antonio, SAVOIA Prof. Marco;
- per il capitolo sulle “Strutture di c.a. e di c.a.p.”: ASCIONE Prof. Luigi, BENEDETTI, Prof. Andrea, MANFREDI Prof. Gaetano, MONTI Prof. Giorgio, PROTA Prof. Andrea;
- per il capitolo sulle “Strutture murarie”: BENEDETTI Prof. Andrea, AIELLO Prof. Maria Antonietta, CERONI Prof. Francesca;
- per il capitolo sul “Controllo e monitoraggio dell’intervento”: OLIVITO Prof. Renato Sante, FEO Prof. Luciano, PECCE Prof. Maria Rosaria.

Coordinatore generale:

ASCIONE Prof. Luigi.

Segreteria:

LIGNOLA Prof. Gian Piero.

Il presente Documento Tecnico è stato approvato in versione preliminare il giorno 20/11/2024 e sottoposto ad inchiesta pubblica dalla “Commissione di studio per la predisposizione e l’analisi di norme tecniche relative alle costruzioni”, così composta:

ANGOTTI Prof. Franco	- Università di Firenze
ASCIONE Prof. Luigi	- Università di Salerno
AURICCHIO Prof. Ferdinando	- Università di Pavia
AVERSA Prof. Stefano	- Università “Parthenope” - Napoli
BARATTA Prof. Alessandro	- Università “Federico II” - Napoli
BONATI Ing. Antonio	- Consiglio Nazionale delle Ricerche CNR-ITC
COSENZA Prof. Edoardo	- Università “Federico II” - Napoli
DA PORTO Prof. Francesca	- Università di Padova
DI PRISCO Prof. Marco	- Politecnico di Milano
IERVOLINO Prof. Iunio	- Università “Federico II” - Napoli
LAGOMARSINO Prof. Sergio	- Università di Genova
MANCINI Prof. Giuseppe	- Politecnico di Torino
MAZZOLANI Prof. Federico Massimo	- Università “Federico II” - Napoli
OCCHIUZZI Prof. Antonio, Presidente	- Università “Parthenope” - Napoli e CNR-ITC
PECCE Prof. Maria Rosaria	- Università “Federico II” - Napoli
PINTO Prof. Paolo Emilio	- Università “La Sapienza” - Roma
POGGI Prof. Carlo	- Politecnico di Milano
PROTA Prof. Andrea	- Università “Federico II” - Napoli
RENZI Ing. Emanuele	- Ansfisa
ROYER CARFAGNI Prog. Gianni	- Università di Parma
SAETTA Prof. Anna	- Università di Venezia
SAVOIA Prof. Marco	- Università di Bologna
URBANO Prof. Carlo	- Politecnico di Milano
ZANON Prof. Paolo	- Università di Trento

Il documento è stato approvato in versione definitiva in data 10/03/2025, a conclusione dell'inchiesta pubblica con le modificazioni che ne sono derivate, dalla "Commissione di studio per la predisposizione e l'analisi di norme tecniche relative alle costruzioni", così composta:

ANGOTTI Prof. Franco	- Università di Firenze
ASCIONE Prof. Luigi	- Università di Salerno
AURICCHIO Prof. Ferdinando	- Università di Pavia
AVERSA Prof. Stefano	- Università "Parthenope" - Napoli
BARATTA Prof. Alessandro	- Università "Federico II" - Napoli
BONATI Ing. Antonio	- Consiglio Nazionale delle Ricerche CNR-ITC
COSENZA Prof. Edoardo	- Università "Federico II" - Napoli
DA PORTO Prof. Francesca	- Università di Padova
DI PRISCO Prof. Marco	- Politecnico di Milano
IERVOLINO Prof. Iunio	- Università "Federico II" - Napoli
LAGOMARSINO Prof. Sergio	- Università di Genova
MANCINI Prof. Giuseppe	- Politecnico di Torino
MAZZOLANI Prof. Federico Massimo	- Università "Federico II" - Napoli
OCCHIUZZI Prof. Antonio, Presidente	- Università "Parthenope" - Napoli e CNR-ITC
PECCE Prof. Maria Rosaria	- Università "Federico II" - Napoli
PINTO Prof. Paolo Emilio	- Università "La Sapienza" - Roma
POGGI Prof. Carlo	- Politecnico di Milano
PROTA Prof. Andrea	- Università "Federico II" - Napoli
RENZI Ing. Emanuele	- Ansfisa
ROYER CARFAGNI Prog. Gianni	- Università di Parma
SAETTA Prof. Anna	- Università di Venezia
SAVOIA Prof. Marco	- Università di Bologna
URBANO Prof. Carlo	- Politecnico di Milano
ZANON Prof. Paolo	- Università di Trento

La versione CNR-DT 200 R2/2026 è stata approvata in data 3 febbraio 2026 dalla *Commissione CNR di studio per la predisposizione e l'analisi di norme tecniche relative alle costruzioni*, così composta:

ANGOTTI Prof. Franco	- Università di Firenze
ASCIONE Prof. Luigi	- Università di Salerno
AURICCHIO Prof. Ferdinando	- Università di Pavia
AVERSA Prof. Stefano	- Università “Parthenope” - Napoli
BARATTA Prof. Alessandro	- Università “Federico II” - Napoli
BONATI Ing. Antonio	- Consiglio Nazionale delle Ricerche CNR-ITC
COSENZA Prof. Edoardo	- Università “Federico II” - Napoli
DA PORTO Prof. Francesca	- Università di Padova
DI PRISCO Prof. Marco	- Politecnico di Milano
IERVOLINO Prof. Iunio	- Università “Federico II” - Napoli
LAGOMARSINO Prof. Sergio	- Università di Genova
LANDOLFO Prof. Raffaele	- Università “Federico II” - Napoli
MANCINI Prof. Giuseppe	- Politecnico di Torino
MAGENES Prof. Guido	- Università di Pavia
MAZZOLANI Prof. Federico Massimo	- Università “Federico II” - Napoli
OCCHIUZZI Prof. Antonio, Presidente	- Università “Parthenope” - Napoli e CNR-ITC
PECCE Prof. Maria Rosaria	- Università “Federico II” - Napoli
POGGI Prof. Carlo	- Politecnico di Milano
PROTA Prof. Andrea	- Università “Federico II” - Napoli
ROYER CARFAGNI Prog. Gianni	- Università di Parma
SAETTA Prof. Anna	- Università di Venezia
SAVOIA Prof. Marco	- Università di Bologna
URBANO Prof. Carlo	- Politecnico di Milano