

[...]

13 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 eseguiti su elementi di un edificio di c.a. per civile abitazione, sito in una zona non sismica. Si ipotizza che gli interventi siano resi necessari da un cambio di destinazione d'uso dell'edificio che comporti un incremento dei carichi utili.

Il progetto dell'intervento è limitato allo SLU. Non sono invece trattate le verifiche allo SLE, dal momento che esse non presentano caratteri di particolare interesse e novità rispetto alle analoghe ed usuali verifiche su strutture di c.a.

13.1 DATI GEOMETRICI, MECCANICI E DI CARICO DELLA STRUTTURA

La struttura dell'edificio è schematicamente rappresentata in Figura 13-1.

Essa è costituita da:

- travi principali con sezione trasversale rettangolare 30 cm x 50 cm (copriferro $d_1=d_2=3$ cm);
- travi secondarie, parallele all'orditura dei solai, con sezione trasversale rettangolare 30 cm x 40 cm (copriferro $d_1=d_2=3$ cm);
- pilastri con sezione trasversale rettangolare 20 cm x 30 cm (copriferro $d_1=d_2=3$ cm).

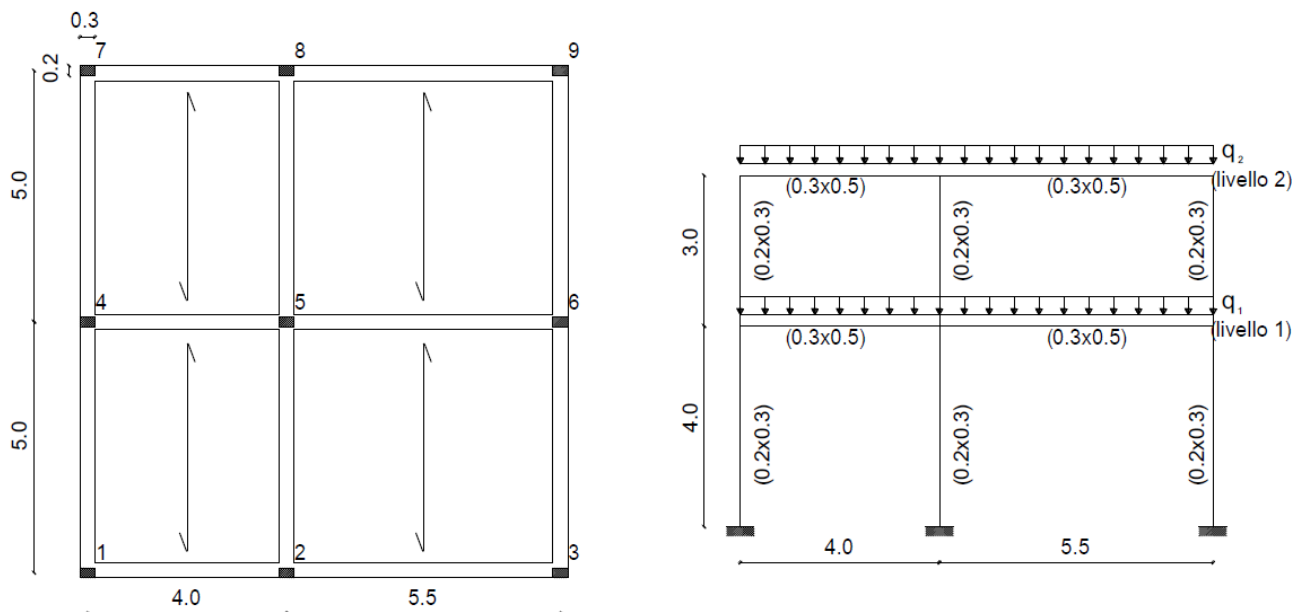


Figura 13-1 – Geometria della struttura di c.a. (dimensioni in m).

Le caratteristiche dei materiali sono:

- calcestruzzo: $R_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$; acciaio: FeB38k.

La struttura è sollecitata dai seguenti carichi unitari:

- carico variabile al livello 1: $a_1 = 2.00 \text{ kN/m}^2$;
- carico variabile al livello 2: $a_2 = 0.50 \text{ kN/m}^2$;
- carico da neve (zona III, altitudine $a_s < 200 \text{ m}$): $b = 0.75 \text{ kN/m}^2$;
- carico permanente trasmesso dal solaio ad ogni livello: $g = 6.00 \text{ kN/m}^2$.

Si passa a valutare i carichi complessivi, comprensivi del peso proprio, che allo SLU agiscono sulle travi del telaio centrale:

- livello 1: $q_1 = 62.25 \text{ kN/m}$; livello 2: $q_2 = 55.00 \text{ kN/m}$.

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 13-2.

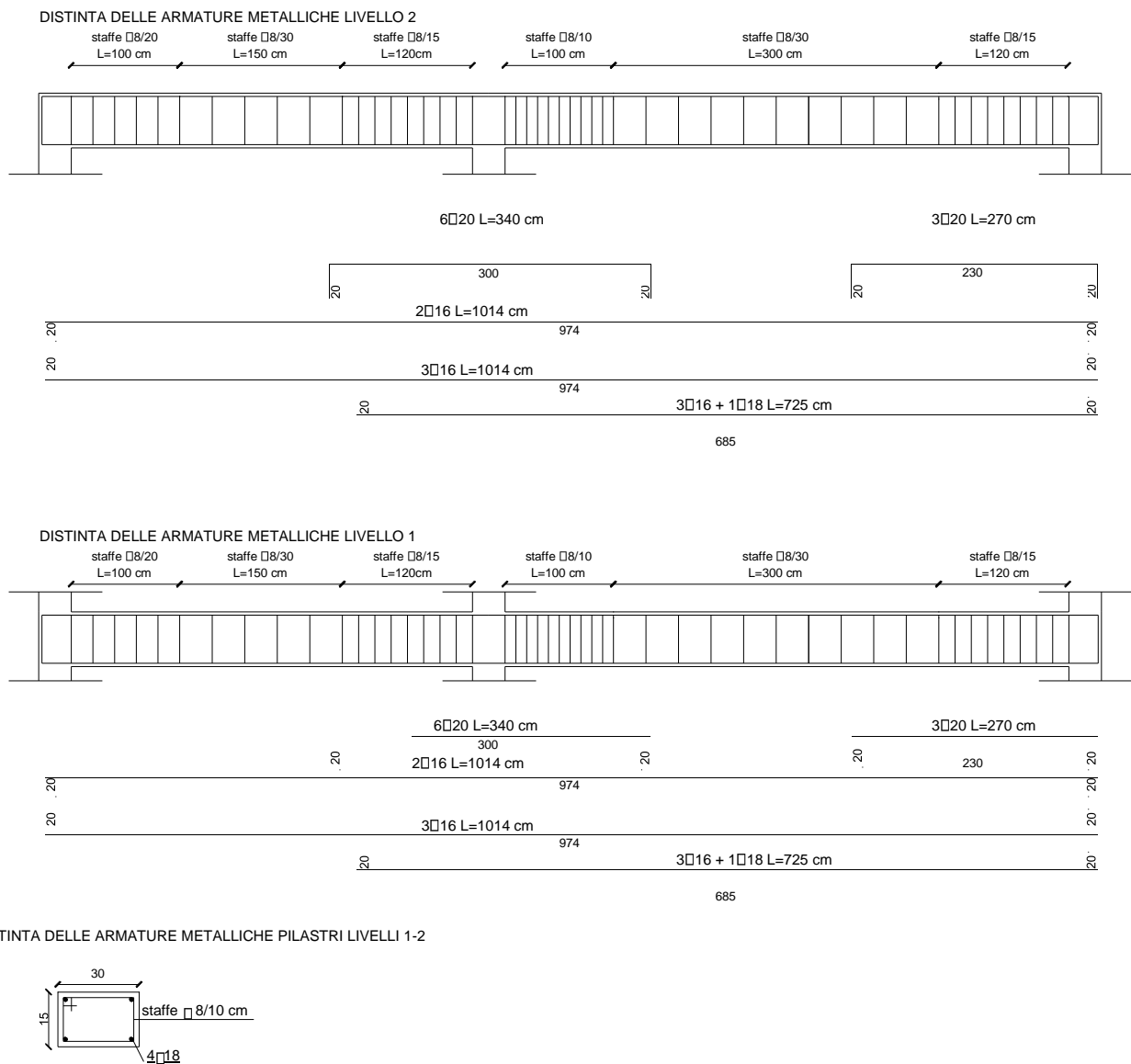


Figura 13-2 – Distinta delle armature degli elementi strutturali.

13.2 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 biblioteca, e che inoltre la copertura debba essere praticabile. I competenti carichi utili unitari sono di seguito riportati:

- livello 1: $a_1 = 6.00 \text{ kN/m}^2$;
- livello 2: $a_2 = 4.00 \text{ kN/m}^2$.

Conseguentemente, i carichi complessivi, comprensivi del peso proprio, che allo SLU agiscono sulle travi del telaio centrale, risultano essere:

- livello 1: $q_1 = 92.25 \text{ kN/m}$;
- livello 2: $q_2 = 81.20 \text{ kN/m}$.

13.3 PROGETTO DEL RINFORZO A FLESSIONE

Si individuano i valori delle quantità che intervengono nel progetto del rinforzo:

calcestruzzo

($f_{cm} = 20.00 \text{ N/mm}^2$, $\gamma_c = 1$, $FC = 1.35$, $f_{cd} = 14.81 \text{ N/mm}^2$, $f_{ck} = 12.00 \text{ N/mm}^2$; $f_{ctm} = 1.57 \text{ N/mm}^2$);

acciaio

($f_{ym} = 380.00 \text{ N/mm}^2$, $\gamma_s = 1$, $FC = 1.35$, $f_{yd} = 281.48 \text{ N/mm}^2$).

Essi consentono di determinare il valore del momento resistente di progetto, M_{Rd} , di ciascuna membratura. Quest'ultimo va confrontato con quello del momento flettente sollecitante, M_{Sd} , verificando il soddisfacimento della disuguaglianza:

$$M_{Sd} \geq M_{Rd} \quad (13.1)$$

La disuguaglianza (13.1) non risulta verificata in corrispondenza della mezzeria della trave principale, di luce pari a 5.5 m, del livello 1 (Tabella 13-1).

Tabella 13-1

Livello	Luce della campata [m]	Sezione	M_{Sd} [kN m]	A_{s1} [cm ²]	A_{s2} [cm ²]	M_{Rd} [kN m]	Verifica soddisfatta
1	4.0	appoggio di sinistra	-49	4.02	6.03	-51.7	SI
	4.0	mezzeria	69	6.03	4.02	76.6	SI
	4.0	appoggio di destra	-195	22.90	14.60	-284.3	SI
	5.5	appoggio di sinistra	-242	22.90	14.00	-283.9	SI
	5.5	mezzeria	182	14.60	4.02	179.5	NO
	5.5	appoggio di destra	-99	13.40	14.60	-167.9	SI
2	4.0	appoggio di sinistra	-35	4.02	6.03	-51.7	SI
	4.0	mezzeria	65	6.03	4.02	76.6	SI
	4.0	appoggio di destra	-175	22.90	14.60	-284.3	SI
	5.5	appoggio di sinistra	-207	22.90	14.00	-283.9	SI
	5.5	mezzeria	173	14.60	4.02	179.5	SI
	5.5	appoggio di destra	-67	13.40	14.60	-167.9	SI

Si conviene di intervenire realizzando un rinforzo con strati sovrapposti di CFRP. I singoli strati sono ottenuti con la tecnica *wet-lay up* incollando un tessuto unidirezionale avente le seguenti caratteristiche geometriche e meccaniche:

- spessore dello strato (equivalente): $t_{f,1} = 0.167$ mm;
- larghezza dello strato: $b_f = 240.0$ mm;
- modulo di elasticità normale nella direzione delle fibre (asse della trave): $E_f = 270000$ N/mm²;
- resistenza caratteristica: $f_{fk} = 2700$ N/mm².

Assumendo che i coefficienti parziali γ_f e $\gamma_{f,d}$ valgano, rispettivamente, 1.10 e 1.20 (§ 3.4.1).

Il fattore di conversione ambientale, η_a , viene assunto pari a 0.85 (Tabella 3-2, § 3.5.1).

Si passa a determinare il numero degli strati di tessuto di CFRP, n_f , necessari a garantire il soddisfacimento della disuguaglianza (13.1).

A partire da un prefissato valore di tentativo di n_f , si procede iterativamente. In particolare, nella presente applicazione si assume $n_f = 1$.

Si valuta innanzitutto la deformazione massima di progetto sopportabile dal composito, ε_{fd} , con l'ausilio della (4.14):

$$\varepsilon_{fd} = \min \left\{ \eta_a \cdot \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_f}, \varepsilon_{fdd} \right\} = \varepsilon_{fdd} = 0.0045, \quad (13.2)$$

essendo:

$$\varepsilon_{fk} = \frac{f_{fk}}{E_f} = 0.01, \quad (13.3)$$

$$\varepsilon_{fdd} = \frac{f_{fdd,2}}{E_f} \geq \varepsilon_{sy} - \varepsilon_0 = 0.0045 \geq 0.0014 - 0.0007 = 0.0007. \quad (13.4)$$

Per quanto riguarda la resistenza del composito nei confronti della modalità 2 di distacco dal supporto, $f_{fdd,2}$, assumendo k_G pari a 0.037 mm, $k_{G,2}$ pari a 0.10 mm e $k_q = 1.25$, è risultato:

$$k_b = \sqrt{\frac{2 - b_f/b}{1 + b_f/b}} \geq 1, \quad (13.5)$$

$$\Gamma_{Fd} = \frac{k_b \cdot k_G}{FC} \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm}} = 0.154 \text{ N/mm}, \quad (13.6)$$

$$f_{fdd,2} = \frac{k_q}{\gamma_{f,d}} \cdot \sqrt{\frac{E_f}{t_f} \cdot \frac{2 \cdot k_b \cdot k_{G,2}}{FC} \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm}}} = 1207.3 \text{ N/mm}^2. \quad (13.7)$$

Si ricorda che 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 di FRP (zona 1) o la massima deformazione a compressione, ε_{cu} , nel calcestruzzo (zona 2) (Figura 13-3).

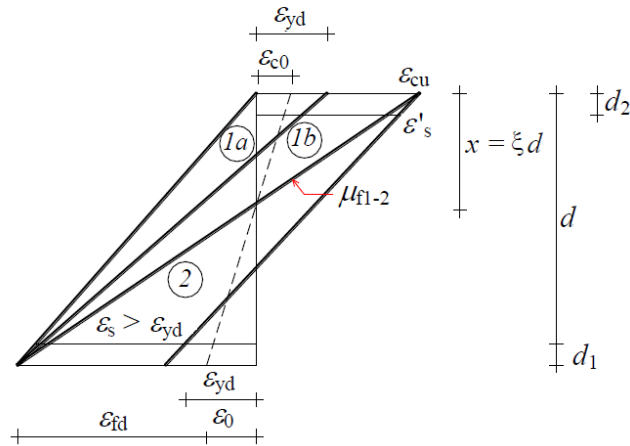


Figura 13-3 – Campi di rottura di una sezione rettangolare di c.a. inflessa.

Al fine di individuare la modalità di rottura che compete al caso in esame, si valuta la percentuale meccanica del rinforzo di FRP, μ_f , definita nel modo seguente:

$$\mu_f = \frac{b_f \cdot (n_f \cdot t_{f,1}) \cdot \overline{f_{fd,2}}}{f_{cd} \cdot b \cdot d}, \quad (13.8)$$

dove $\overline{f_{cd}} = 0.85 \cdot f_{cd}$, per tenere conto dell'effetto dei carichi di lunga durata.

Essa va confrontata con la percentuale meccanica limite, μ_{f1-2} , corrispondente al contemporaneo raggiungimento della ε_{fd} e della ε_{cu} :

$$\mu_{f1-2} = \frac{0.8 \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \frac{h}{d}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fd} + \varepsilon_0} - \mu_s \cdot (1 - u). \quad (13.9)$$

dove:

- μ_s è la percentuale meccanica di armatura tesa, definita come:

$$\mu_s = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot b \cdot d}; \quad (13.10)$$

- u rappresenta il rapporto tra l'area dell'armatura compressa, A_{s2} , e quella dell'armatura tesa, A_{s1} ;
- ε_0 è la deformazione iniziale del calcestruzzo al lembo teso, valutata come:

$$\varepsilon_0 = \frac{M_{gk}}{0.9 \cdot d \cdot E_s \cdot A_{s2}}; \quad (13.11)$$

- M_{gk} è il momento prodotto dai carichi permanenti allo SLE.

Nel caso in cui risulti $\mu_f \leq \mu_{f1-2}$, la rottura avviene nel campo 1; viceversa, se $\mu_f > \mu_{f1-2}$, la rottura avviene nel campo 2.

Nota la modalità di rottura, dall'equazione (4.15) si individua la posizione x dell'asse neutro. Il competente valore del momento resistente, M_{Rd} , può essere determinato a partire dall'equazione (4.16), assumendo il coefficiente parziale γ_{Rd} per il modello di resistenza a flessione pari a 1.00 (Tabella 3-1, § 3.4.2).

Nel caso in esame il momento resistente, M_{Rd} , risulta maggiore di quello sollecitante, M_{Sd} , già al primo tentativo, per un unico strato di tessuto di CFRP (Tabella 13-2), così come ipotizzato.

Tabella 13-2

Livello	Luce della campata [m]	Sezione	M_{Sd} [kN m]	n_f	ϵ_{fd}	$\mu_{f,1}$	$\mu_{f,1-2}$	Campo	x [m]	M_{Rd} [kN m]	l_e [m]
1	5.5	mezzeria	182	1	0.0045	0.027	0.18	1	0.11	214	0.12

Nel caso in cui la condizione (13.1) non fosse risultata soddisfatta, si sarebbe dovuto incrementare progressivamente il numero di strati di CFRP, n_f , reiterando la procedura di progetto.

Si rammenta che il placcaggio con CFRP va realizzato in tutta la zona di trave in cui la disuguaglianza (13.1) non è soddisfatta, avendo cura di garantire agli estremi di essa un'opportuna lunghezza di ancoraggio, in accordo con quanto prescritto al § 4.2.2.5.

Per completezza, nella Tabella 13-2 è stato esplicitamente riportato il valore della lunghezza ottimale di ancoraggio, l_{ed} , valutabile a partire dall'equazione (4.1), che può essere riscritta nella forma seguente nella quale interviene esplicitamente il numero di strati di FRP, n_f :

$$l_{ed} = \frac{1}{\gamma_{Rd} \cdot f_{bd}} \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_f \cdot n_f \cdot t_{f1} \cdot \Gamma_{Fd}}{2}} = 120 \text{ mm}, \quad (13.12)$$

in cui:

- $\gamma_{Rd} = 1.25$;
- $f_{bd} = \frac{2 \cdot \Gamma_{Fd}}{s_u} = 1.23 \text{ MPa}$, essendo $s_u = 0.25 \text{ mm}$.

La verifica a distacco dal supporto di modalità 1, assumendo $M_{Sd} = 179.5 \text{ kNm}$, è soddisfatta poiché la tensione normale σ_f , attinta nello strato di CFRP e pari a 411 MPa, risulta minore di f_{fd} pari a:

$$f_{fd} = \frac{1}{\gamma_{f,d}} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot E_f \cdot \Gamma_{Fd}}{t_f}} = 587.0 \text{ MPa}. \quad (13.13)$$

13.4 PROGETTO DEL RINFORZO A TAGLIO

Si conduce la verifica a taglio degli elementi costituenti la struttura, in accordo con la Normativa vigente.

È richiesto che in corrispondenza della generica sezione retta sia soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} \quad (13.14)$$

Nella (13.14) V_{Sd} è il taglio sollecitante di progetto e V_{Rd} quello resistente fornito dalla relazione:

$$V_{Rd} = \min\{V_{Rd,s}, V_{Rd,c}\}, \quad (13.15)$$

essendo $V_{Rd,s}$ la capacità a taglio-trazione dell'armatura trasversale di e $V_{Rd,c}$ è la capacità a tagliocompressione del calcestruzzo. Nel caso in esame sono presenti solo staffe ($\alpha = 90^\circ$). In accordo con la Normativa vigente le suddette quantità, assumendo una inclinazione θ per i puntoni di calcestruzzo pari a 45° , sono esprimibili come:

$$V_{Rd,c} = 0.9 \cdot d \cdot b \cdot \alpha_c \cdot 0.5 \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta), \quad (13.16)$$

$$V_{Rd,s} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{ywd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha. \quad (13.17)$$

Com'è ben noto, nelle (13.16) e (13.17) si deve attribuire ai simboli introdotti il seguente significato:

- A_{sw} , s sono, rispettivamente, l'area e il passo delle staffe.
- f_{cd} e f_{ywd} sono, rispettivamente, la resistenza di progetto del calcestruzzo pari a 9.88 MPa e dell'acciaio delle staffe pari a 244.77 MPa, valutate per meccanismi fragili, cioè assumendo, rispettivamente, $\gamma_c = 1.5$ e $\gamma_s = 1.15$.

La verifica, condotta sulle membrature della struttura esaminata, evidenzia la necessità di rinforzare a taglio tutte le travi principali (Tabella 13-3).

Tabella 13-3

Livello	Luce della campata [m]	Sezione	V_{Sd} [kN]	A_{sw} [cm ²]	s [cm]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Rd} [kN]	Verifica soddisfatta
1	4.0	appoggio di sinistra	148	1.00	20	51.8	313.3	51.8	NO
	4.0	appoggio di destra	221	1.00	15	69.0	313.3	69.0	NO
	5.5	appoggio di sinistra	280	1.00	10	103.5	313.3	103.5	NO
	5.5	appoggio di destra	228	1.00	15	69.0	313.3	69.0	NO
2	4.0	appoggio di sinistra	127	1.00	20	51.8	313.3	51.8	NO
	4.0	appoggio di destra	198	1.00	15	69.0	313.3	69.0	NO
	5.5	appoggio di sinistra	248	1.00	10	103.5	313.3	103.5	NO
	5.5	appoggio di destra	197	1.00	15	69.0	313.3	69.0	NO

Si ipotizza di realizzare un rinforzo a taglio del tipo ad U sovrapponendo strati di tessuto unidirezionale di CFRP dalle seguenti caratteristiche geometriche e meccaniche:

- spessore del singolo strato (equivalente): $t_{f,1} = 0.167$ mm;
- larghezza del singolo strato: $b_f = 150.0$ mm;
- modulo di elasticità normale: $E_f = 270000$ N/mm²;
- resistenza caratteristica: $f_{fk} = 2700$ N/mm².

Si assume, come per il rinforzo a flessione, che i competenti coefficienti parziali η_f e $\eta_{f,d}$ valgano, rispettivamente, 1.10 e 1.20 (§ 3.4.1).

Si ipotizza un angolo di inclinazione delle fibre del rinforzo a taglio rispetto all'asse dell'elemento, sia per il primo che per il secondo livello, pari a $\beta = 45^\circ$.

La resistenza di calcolo a taglio dell'elemento rinforzato può essere valutata attraverso la (4.18), di seguito riportata per completezza:

$$V_{Rd} = \min\{V_{Rd,s} + V_{Rd,f}, V_{Rd,c}\}. \quad (13.18)$$

Nella (13.18) i simboli presenti hanno il significato e/o il valore appresso riportato:

- $V_{Rd,s}$ è il contributo dell'armatura trasversale di acciaio ($\alpha = 90^\circ$);
- $V_{Rd,c}$ è la capacità a taglio-compressione del calcestruzzo assumendo come inclinazione delle armature resistenti a trazione nel traliccio di Morsch quella delle fibre FRP ($\alpha = \beta = 90^\circ$);
- $V_{Rd,f}$ è il contributo del rinforzo di CFRP, con disposizione ad U, da valutarsi in accordo con

la (4.19), di seguito riproposta:

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{fed} \cdot 2 \cdot t_f \cdot (\cot \theta + \cot \beta) \cdot \frac{b_f}{p_f}, \quad (13.19)$$

essendo γ_{Rd} pari a 1.2 (Tabella 3-1, § 3.4.2) e θ pari a 45° ;

Per una disposizione ad U, la resistenza efficace di calcolo del rinforzo, f_{fed} , presente nella (13.19), è da valutarsi con l'ausilio della (4.21), qui richiamata:

$$f_{fed} = f_{fdd} \cdot \left[1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{l_{ed} \cdot \sin \beta}{\min\{0.9 \cdot d, h_w\}} \right]. \quad (13.20)$$

In essa, come si ricorderà:

- h_w è l'altezza dell'anima della trave;
- l_{ed} è la lunghezza efficace di ancoraggio, fornita dalla (13.12);
- f_{fdd} è la resistenza al distacco in modalità 1 del rinforzo, da valutarsi in accordo con la (13.13).

Avendo fissato la larghezza delle strisce, b_f , pari a 150 mm, restano da determinare l'interasse tra le strisce, p_f , ed il numero di strati necessario, n_f . A tal fine è possibile ricorrere ad un semplice procedimento iterativo, da arrestarsi una volta soddisfatta la disuguaglianza (13.14).

In particolare, per le travi del livello 1, si ipotizzano valori del passo, p_f , e del numero di strati di tessuto, n_f , pari a quelli riportati in Tabella 13-4. La verifica a taglio risulta per esse soddisfatta (Tabella 13-4, Tabella 13-5). Inoltre si rammenta che nel caso di sistemi di rinforzo discontinui il fattore geometrico k_b è valutato ponendo $b = p_f$, mentre per sistemi di rinforzo continui o in adiacenza $b = b_f$.

Tabella 13-4

Luce della campata [m]	Sezione	n_f	p_f [mm]	k_b	Γ_{Fk} [N/mm ²]	f_{fdd} [N/mm ²]	l_{ed} [mm]	f_{fed} [N/mm ²]	$V_{Rd,f}$ [kN]
4.0	appoggio di sinistra	1	150	1.0	0.154	587	120	548	129
4.0	appoggio di destra	2	150	1.0	0.154	415	170	376	177
5.5	appoggio di sinistra	3	150	1.0	0.154	339	208	300	212
5.5	appoggio di destra	2	150	1.0	0.154	415	170	376	177

Tabella 13-5

Luce della campata [m]	Sezione	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,f}$ [kN]	V_{Sd} [kN]	V_{Rd} [kN]
4.0	appoggio di sinistra	627	52	129	148	181
4.0	appoggio di destra	627	69	177	221	246
5.5	appoggio di sinistra	627	104	212	280	316
5.5	appoggio di destra	627	69	177	228	246

Per le travi del livello 2, se si assumono gli stessi valori di primo tentativo del passo, p_f , e del numero di strati di tessuto, n_f , la verifica a taglio non risulta soddisfatta.

Risulta invece soddisfatta se ai due suddetti parametri si attribuiscono i valori indicati in Tabella 13-6, in corrispondenza dei quali i diversi contributi resistenti a taglio sono quelli consegnati nella successiva Tabella 13-7.

Tabella 13-6

Luce della campata [m]	Sezione	n_f	p_f [mm]	Γ_{Fk} [N/mm ²]	f_{fdd} [N/mm ²]	l_{ed} [mm]	f_{fed} [N/mm ²]	$V_{Rd,f}$ [kN]
4.0	appoggio di sinistra	1	200	0.154	587	120	548	97
4.0	appoggio di destra	2	200	0.154	415	170	376	133
5.5	appoggio di sinistra	2	150	0.154	415	170	376	177
5.5	appoggio di destra	2	150	0.154	415	170	376	177

Tabella 13-7

Luce della campata [m]	Sezione	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,f}$ [kN]	V_{Sd} [kN]	V_{Rd} [kN]
4.0	appoggio di sinistra	627	52	97	127	149
4.0	appoggio di destra	627	69	133	198	202
5.5	appoggio di sinistra	627	104	177	248	281
5.5	appoggio di destra	627	69	177	197	246

13.5 PROGETTO DEL RINFORZO DEI PILASTRI

Si esegue la verifica a pressoflessione dei pilastri della struttura esaminata, in accordo con la Normativa vigente.

Tabella 13-8

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	-290	-10	3.4	6.5
	laterale di sinistra	di sommità	-282	16	-5.7	6.5
	centrale	di base	-962	-9	0.9	6.5
	centrale	di sommità	-954	15	-1.6	6.5
	laterale di destra	di base	-441	16	-3.6	6.5
	laterale di destra	di sommità	-432	-34	7.9	6.5
2	laterale di sinistra	di base	-134	-34	25.4	6.5
	laterale di sinistra	di sommità	-128	35	-27.3	6.5
	centrale	di base	-453	-32	7.1	6.5
	centrale	di sommità	-447	33	-7.4	6.5
	laterale di destra	di base	-204	66	-32.4	6.5
	laterale di destra	di sommità	-198	-67	-33.8	6.5

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 diseuguaglianza:

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} \quad (13.21)$$

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 13-8).

Tabella 13-9

Livello	Pilastro	Sezione	N_{Sd} [kN]	N_{Rd} [kN]	$N_{Rd} > N_{Sd}$
1	laterale di sinistra	di base	-290	-953	SI
	laterale di sinistra	di sommità	-282	-953	SI
	centrale	di base	-962	-953	NO
	centrale	di sommità	-954	-953	NO
	laterale di destra	di base	-441	-953	SI

Tabella 13-10

Livello	Pilastro	Sezione	N_{Sd} [kN]	M_{Sd} [kN m]	Verifica soddisfatta
1	laterale di destra	di sommità	-432	-34	SI
	laterale di sinistra	di base	-134	-34	SI
	laterale di sinistra	di sommità	-128	35	SI
2	centrale	di base	-453	-32	SI
	centrale	di sommità	-447	33	SI
	laterale di destra	di base	-204	66	NO
	laterale di destra	di sommità	-198	-67	NO

Non risultano soddisfatte le verifiche in corrispondenza del pilastro centrale al livello 1 (Tabella 13-9) e quello laterale di destra al livello 2 (Tabella 13-10).

13.5.1 Confinamento di pilastri pressoinflessi con piccola eccentricità

Per il pilastro centrale, al fine di incrementarne la resistenza ultima di calcolo, si decide di eseguire un intervento di confinamento mediante FRP garantendo il soddisfacimento della disuguaglianza:

$$N_{Sd} \leq N_{Rcc,d}. \quad (13.22)$$

Si ipotizza di realizzare il rinforzo sovrapponendo degli strati di tessuto unidirezionale di CFRP in modo da costituire una fasciatura esterna continua avente le seguenti caratteristiche geometriche e meccaniche:

- spessore del singolo strato (equivalente): $t_{f,1} = 0.167$ mm;
- modulo di elasticità normale: $E_f = 270000$ N/mm²;
- resistenza caratteristica: $f_{fk} = 2700$ N/mm².

I competenti coefficienti parziali γ_f e $\gamma_{f,d}$ sono assunti pari, rispettivamente, a 1.10 e 1.20 (§ 3.4.1). Al fattore di conversione ambientale, η_a , viene attribuito un valore pari a 0.85 (Tabella 3-2, § 3.5.1). Si determina iterativamente il numero di strati di tessuto di CFRP, n_f , necessari a garantire il soddisfacimento della disuguaglianza (13.22) a partire da un fissato valore di tentativo di n_f . La resistenza ultima di calcolo, $N_{Rcc,d}$, si determina con l'ausilio della (4.30):

$$N_{Rcc,d} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot A_c \cdot f_{ccd} + A_s \cdot f_{yd}. \quad (13.23)$$

Nella (13.23):

- γ_{Rd} è il coefficiente parziale per il modello di resistenza pari a 1.10 (§ 3.4.2).
- A_c è l'area della sezione trasversale dell'elemento;
- f_{ccd} è la resistenza di calcolo del calcestruzzo confinato;
- A_s è l'area dell'armatura metallica eventualmente presente;
- f_{yd} è la resistenza di calcolo dell'armatura metallica, valutata come previsto nella Normativa vigente.

La resistenza di calcolo del calcestruzzo confinato, f_{ccd} , può essere valutata in accordo con la (4.31):

$$\frac{f_{ccd}}{f_{cd}} = 1 + 2.6 \cdot \left(\frac{f_{l,eff}}{f_{cd}} \right)^{2/3}, \quad (13.24)$$

essendo f_{cd} la resistenza di progetto del calcestruzzo non confinato, da valutarsi come prescritto nella Normativa vigente e $f_{1,eff}$ la pressione efficace di confinamento, funzione della forma della sezione e delle modalità di intervento. Quest'ultima è fornita dalla (4.32):

$$f_{1,eff} = k_{eff} \cdot f_1 = k_{eff} \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \rho_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{fd,rid} \right). \quad (13.25)$$

I simboli introdotti hanno il significato di seguito specificato:

- $k_{eff} (\leq 1)$ è il coefficiente di efficienza definito dalla (4.34)

$$k_{eff} = k_H \cdot k_v \cdot k_{\square}; \quad (13.26)$$

- ρ_f è la percentuale geometrica di rinforzo, che per la sezione rettangolare confinata con una fasciatura continua assume il valore

$$\rho_f = \frac{2 \cdot t_f \cdot (b + h)}{b \cdot h}, \quad (13.27)$$

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 (4.37):

$$\varepsilon_{fd,rid} = \min\{\eta_a \cdot \varepsilon_{fk} / \gamma_f; 0.004\} = 0.004. \quad (13.28)$$

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. (4.40)):

$$k_H = 1 - \frac{b'^2 + h'^2}{3 \cdot A_g}, \quad (13.29)$$

essendo b' e h' le dimensioni indicate nella Figura 4-13 del § 4.5.2.1.2 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 § 4.8.2.2(2). Quindi, si assume $b' = 260\text{mm}$ e $h' = 110\text{mm}$.

Applicando la procedura sopra descritta al pilastro in oggetto, lo sforzo normale resistente, $N_{Rcc,d}$, risulta maggiore di quello sollecitante, N_{Sd} , già al primo tentativo ovvero per un unico strato di tessuto di CFRP (Tabella 13-11).

Tabella 13-11

Sezione	n_f	k_H	k_{eff}	ρ_f	$f_{1,eff}$ [N/mm ²]	f_{ccd} [N/mm ²]	$N_{Rcc,d}$ [kN]
di base	1	0.41	0.41	0.0033	0.74	20.03	1106
di sommità	1	0.41	0.41	0.0033	0.74	20.03	1106

13.5.2 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 13-10).

Si ipotizza di realizzare un rinforzo a pressoflessione con uno o più strati di tessuto unidirezionale di CFRP dalle seguenti caratteristiche geometriche e meccaniche:

- spessore del singolo strato (equivalente): $t_{f,1} = 0.167$ mm;
- larghezza del singolo strato: $b_{f,1} = 160$ mm;
- modulo di elasticità normale: $E_f = 270000$ N/mm²;
- resistenza caratteristica: $f_{fk} = 2700$ N/mm².

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 coefficiente parziale γ_f valga 1.10.

Al fattore di conversione ambientale, η_a , viene attribuito un valore pari a 0.85 (Tabella 3-2, § 3.5.1). Per effetto del confinamento, la resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo assume il valore calcolato nel § 13.5:

$$f_{ccd} = f_{cd} \cdot \left[1 + 2.6 \cdot \left(\frac{f_{l,eff}}{f_{cd}} \right)^{2/3} \right] = 15.10 \text{ N/mm}^2. \quad (13.30)$$

Si procede iterativamente, secondo la procedura suggerita nell'Appendice E.

Nelle tabelle seguenti (Tabella 13-12 e Tabella 13-13) si riportano sinteticamente i valori numerici delle quantità calcolate. La verifica risulta soddisfatta prevedendo l'applicazione di 2 strati di CFRP.

Tabella 13-12

Sezione	n_{Sd}	m_{Sd}	μ_s	u	n_f	μ_f
di base	0.251	0.301	0.18	1	2	0.13
di sommità	0.244	0.306	0.18	1	2	0.13

Tabella 13-13

Sezione	η_0	η_1	η_2	η_3	η	Modalità di rottura	$m_{(2)}(\eta)$	$m_{Rd}(n_{Sd})$	$m_{Rd} > m_{Sd}$
di base	-0.177	0.137	0.249	0.606	0.380	2	0.0857	0.3267	SI
di sommità	-0.177	0.137	0.249	0.606	0.373	2	0.0861	0.3272	SI