

Analisi strutturale di un edificio realizzato con pannelli sandwich innovativi in FRP

Raffaele Tassi, Marco Mezzi

Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale. Università di Perugia. Perugia. Italia

Masoud Ghandehari

Polytechnic Institute of New York University. New York. USA

ABSTRACT: The structural behavior of a sample one-story building with FRP structural frame and slabs and walls made of innovative FRP sandwich panels is shown. The performed structural analyses account for different building sites and are based on the results of previous experimental tests. The seismic performances are compared with those of other traditional construction technologies.

Keywords: FRP structures, FRP sandwich panels, seismic performance

1 INTRODUZIONE

1

I materiali fibrocompositi o Fiber Reinforced Plastic (FRP) sono stati in origine sviluppati ed applicati in ambito meccanico ed aeronautico. Negli ultimi decenni c'è stata una crescente diffusione dell'impiego dei materiali FRP anche nel settore delle costruzioni civili per le quali l'utilizzo di questi materiali ha riguardato quasi esclusivamente la riabilitazione delle strutture esistenti. Gli interventi di rinforzo sono realizzati con varie tecniche come i sistemi impregnati in situ, i preimpregnati ed i preformati [1] [2] [3] [4] [5] [6] [7] [8] [9]. L'uso dei materiali FRP sta diventando però sempre più interessante anche per la realizzazione di elementi strutturali soprattutto grazie alle loro caratteristiche tecnologiche e meccaniche, in particolare all'elevato rapporto rigidezza-peso. Tra le componenti strutturali in FRP vanno considerati sia gli elementi monodimensionali come i profili pultrusi sia gli elementi bidimensionali come i pannelli in FRP. Quest'ultimi possono rappresentare soluzioni strutturali innovative con applicazioni di grande interesse in quei casi in cui siano richieste rapidità di costruzione ed elevata durezza e resistenza. Tre sono le grandi aree di impiego dei pannelli in FRP nelle applicazioni di ingegneria civile. La prima area è quella delle nuove costruzioni. Le strutture costruite esclusivamente in FRP si sono dimostrate durevoli e molto resistenti agli attacchi ambientali. Di ciò sono testimonianza le numerose solette da ponte realizzate nel mondo utilizzando pannelli in FRP [7] [10] [11] [12] [13] [14]. Il secondo settore applicativo è quello della riabilitazione delle strutture danneggiate e della riparazione delle strutture deteriorate [7] [14]. La terza area di impiego è quella delle applicazioni non strutturali, in cui i pannelli sono utilizzati con finalità architettoniche ed estetiche.

Le applicazioni più significative di pannelli in FRP hanno finora riguardato i ponti. Il primo ponte in cui è stata impiegata una soletta in FRP è il Miyun Bridge costruito vicino a Pechino, in Cina, e completato nel 1982 [11]. Il primo ponte al mondo realizzato interamente in FRP è stato invece l'Aberfeldy Footbridge, in Scozia, eretto nel 1992 [11].

Si tratta di un ponte pedonale strallato con luce principale di 63 m. Le pile, i cavi e l'impalcato sono realizzati con materiali FRP a base di fibre di vetro. Per la costruzione di questo ponte non è stato necessario l'uso di gru grazie alla leggerezza dei suoi componenti. Un altro esempio è costituito dal Troutville Weigh Station che è un ponte stradale costruito nel 1999 a Troutville, in Virginia, USA [11] [12]. Il ponte fu costruito con profili in FRP e pannelli di soletta in composito larghi 4,65 m. In questo caso la piastra si trova al di sopra di un graticcio di travi in acciaio con profilo ad H. Lo Stelzer Road Bridge, a Columbus, in Ohio, con i suoi 118 m di lunghezza, è il più lungo ponte del mondo realizzato con una soletta in FRP [12].

A differenza di ciò che riguarda i ponti, non vi sono invece molti esempi di edifici realizzati con l'impiego di pannelli in FRP. In letteratura sono riportati solamente alcuni casi di studio [15] [16] tra i quali sono di notevole importanza gli studi di Bradford [15] su edifici provvisori di rapida costruzione, grazie all'impiego di elementi lineari e piani in FRP, destinati ad interventi di emergenza a seguito di eventi catastrofici.

Il presente lavoro riguarda una proposta originale nel panorama internazionale che prevede l'impiego di un sistema strutturale interamente in FRP per la realizzazione di civili abitazioni. L'oggetto dello studio è un edificio campione unifamiliare la cui struttura è costituita da un sistema misto che prevede, accanto all'impiego di profili pultrusi FRP, un largo impiego di pannelli sandwich FRP di tipo innovativo per la realizzazione di solette e pareti. Viene studiato il comportamento statico del sistema strutturale nei confronti delle azioni verticali, del vento e del terremoto. Per il progetto e la verifica dei pannelli FRP innovativi si fa riferimento ai risultati di precedenti campagne di test sperimentali e di precedenti studi sulla modellazione ottimale del loro comportamento con modelli ad elementi finiti [17] [18] [19] [20] [21] [22] [23].

2 EDIFICIO CAMPIONE E SISTEMA COSTRUTTIVO

L'edificio campione oggetto dello studio è stato concepito nell'ambito della competizione internazionale Solar Decathlon China 2013 svoltasi a Datong in Cina ed avente per obiettivo il risparmio energetico. L'edificio comprende un gran numero di componenti costituiti da pannelli FRP e la progettazione architettonica e distributiva della costruzione è stata guidata proprio da questo aspetto.

L'edificio campione è una casa unifamiliare costituita da un blocco principale che ha una pianta quadrata con al centro un cortile interno coperto con elementi bidimensionali in FRP e con una vetrata che corre perimetralmente. L'edificio comprende inoltre un percorso di accesso laterale, anch'esso coperto con pannelli in FRP. La Figura 1 mostra lo schema architettonico della costruzione con le dimensioni più significative.

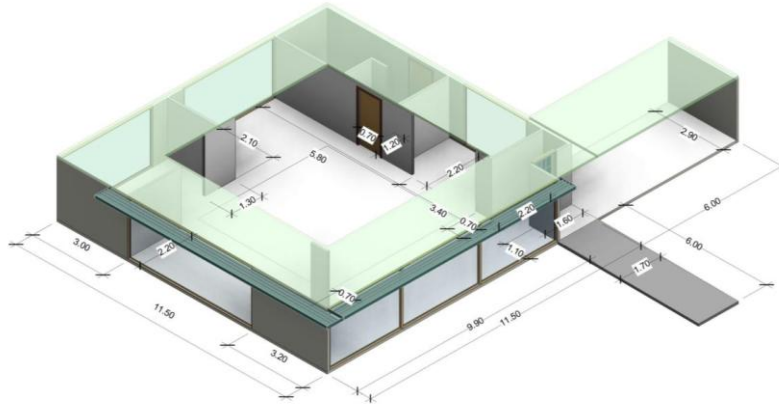


Figura 1. Schema architettonico della casa unifamiliare.

Gli ambienti sono disposti attorno al cortile centrale che rappresenta così un *open space* coperto che assicura diversi vantaggi alla casa in quanto migliora la ventilazione naturale, l'illuminazione diretta degli spazi interni, l'integrazione con l'ambiente circostante. Nelle pareti esterne sono previste grandi finestrate per aumentare il riscaldamento solare passivo degli ambienti interni.

L'intera struttura è costituita da elementi in FRP. Le travi ed i pilastri sono costituiti da profili pultrusi. In particolare i pilastri sono realizzati con profili tubolari a sezione quadrata mentre le travi sono realizzate con profili aperti di varie sezioni tra cui profili angolari usati anche con funzione di appoggio dei pannelli di copertura. Le pareti ed i solai sono realizzati con pannelli sandwich in FRP di tipo innovativo [13] [18] [14] aventi uno spessore totale di 88,9 mm.

I pannelli sono costituiti da due strati esterni in FRP connessi tra loro da bacchetti, sempre in FRP, disposti con un interasse di 12 mm in entrambe le direzioni. Il materiale degli strati esterni è costituito da una matrice polimerica epossidica rinforzata con fibre di vetro in percentuale del 60% in peso. Il volume interno è riempito da una schiuma isolante in poliuretano. La Figura 2 mostra uno schema della struttura dei pannelli, mentre la *Tabella 1* riporta le loro caratteristiche geometriche.

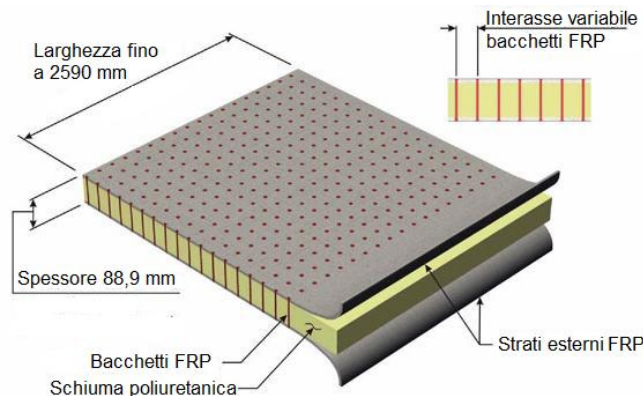


Figura 2. Schema del pannello sandwich con bacchetti e schiuma poliuretanicca

Tabella 1. Caratteristiche geometriche dei pannelli.

Spessore pannello	88,9 mm
Spessore strati esterni	4,8 mm
Diametro nominale dei bacchetti interni	3,2 mm
Numero di bacchetti per 10000 mm ²	16
Spessore dello strato interno (schiuma poliuretana)	79,3 mm

Lungo i bordi verticali dei pannelli sandwich di parete sono disposti dei profili cavi FRP di sezione quadrata con lato di 76 mm che vengono inseriti rimuovendo parte del materiale isolante. Tali profili rappresentano un ulteriore irrigidimento dei pannelli e costituiscono gli elementi mediante i quali i pannelli vengono connessi tra loro.

La copertura del percorso esterno di accesso è realizzata con pannelli sandwich in FRP sostenuti da due travi pultruse longitudinali aventi profilo ad H di altezza 304,8 mm (12 pollici). Anche la copertura del cortile interno è costituita da pannelli FRP sostenuti da una struttura reticolare perimetrale di profili tubolari in FRP disposta su un piano inclinato a 45° e chiusa con lastre di vetro. Per contenere le deformazioni verticali i pannelli sono irrigiditi con un sistema intradossato di cavi.

La costruzione è stata concepita con caratteristiche di temporaneità e quindi con la possibilità di essere smontata, trasportata e riasssemblata con facilità. Il sistema di fondazione è costituito da elementi che possono essere rimossi in maniera semplice: si prevede infatti di realizzare un getto di calcestruzzo magro su cui si dispongono degli elementi lignei su cui, a loro volta, poggiano dei profili pultrusi rettangolari in FRP ai quali si collegano gli elementi strutturali della elevazione.

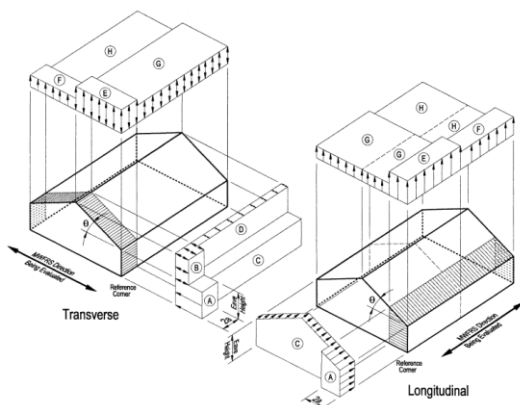
3 AZIONI SULLA STRUTTURA

L'edificio doveva essere inizialmente costruito a Datong (Cina) dove doveva restare fino al termine della competizione. Successivamente esso doveva essere smontato e portato in Massachusetts (USA), a Worcester o a Cape Cod. In considerazione di ciò la struttura doveva essere conforme alle normative rilevanti in ciascuno dei luoghi in cui l'edificio sarebbe stato assemblato. Per l'installazione in Cina si è fatto riferimento alle "Solar Decathlon Rules and Regulation" (<http://www.solardecathlon.gov/rules.html>) ed agli Eurocodici [24] [25] [26]. Sono stati usati gli Eurocodici perché non è disponibile una versione completa in lingua inglese delle norme cinesi. Per le installazioni negli USA si è fatto riferimento all'International Building Code [27] ed alle ASCE 7-05 [28].

Le azioni esterne sono valutate corrispondentemente ai vari luoghi in cui l'edificio deve essere montato e la struttura è verificata nei confronti delle azioni massime risultanti per le varie località. Sono state considerate le azioni relative ai tre scenari di Datong (Cina), Worcester (MA, USA), Cape Cod (MA, USA) pertanto l'analisi globale è stata condotta in diverse condizioni critiche di impiego. In particolare nel primo scenario si ha la massima azione sismica, nel secondo scenario si ha il massimo carico di neve, nel terzo scenario si ha infine il massimo carico di vento.

Il peso proprio considerato per i pannelli in FRP è pari a $0,25 \text{ kN/m}^2$. Per i profili pultrusi in FRP, è stato utilizzato un peso per unità di volume pari a $5,0 \text{ kN/m}^3$. Sui pannelli di copertura è stato applicato un carico permanente di $0,30 \text{ kN/m}^2$ corrispondente al peso dei pannelli solari e fotovoltaici da porre al di sopra della copertura. Il sovraccarico accidentale sui pannelli del solaio del piano terra è pari a $3,83 \text{ kN/m}^2$, valore previsto dalle norme USA per una destinazione d'uso ad ufficio. Il carico accidentale della neve in copertura è stato assunto pari a $2,0 \text{ kN/m}^2$ e corrisponde a quello relativo alla località di Worcester, MA. Tale valore, come detto in precedenza, è il massimo tra quelli corrispondenti alle tre collocazioni considerate.

Per quanto riguarda l'azione del vento, il valore massimo è risultato essere quello corrispondente alla collocazione a Cape Cod. Sono state considerate pressioni di vento differenti sulle facciate adiacenti ad ogni spigolo della struttura come previsto dalle norme ASCE 7-05 [28] Sect. No. 6, pertanto sono state considerate 8 condizioni di carico in totale. Nella Figura 3 sono riportati gli schemi di carico di vento su differenti porzioni di struttura secondo le prescrizioni ASCE [28] ed i valori numerici delle pressioni risultanti per l'edificio.



Porzione	Pressione (kN/m^2)
A	1,09
C	0,72
E	-1,31
F	-0,75
G	-0,91
H	-0,58

Figura 3. Schema delle pressioni del vento secondo ASCE 7-05 e valori delle pressioni per la struttura analizzata.

La massima azione sismica risulta essere quella relativa alla collocazione di Datong in Cina. In particolare l'accelerazione di picco al suolo per il sito di Datong è pari a $0,203 \text{ g}$ mentre per il sito di Cape Cod in Massachusetts è pari a $0,107 \text{ g}$ e per il sito di Worcester è ancora più bassa. Non essendo preventivamente disponibili informazioni sulle caratteristiche del suolo di fondazione nei siti delle varie installazioni è stato prudenzialmente considerato un sottosuolo di categoria D (suolo poco addensato), con riferimento alla classificazione prevista dall'Eurocodice 8 [26].

Per il sito americano lo spettro elastico di risposta è stato definito secondo la formulazione riportata in IBC [27] (Chapter No. 22). Per il sito di Datong lo spettro elastico di risposta è stato definito secondo la formulazione dell'Eurocodice 8 [26] che, in mancanza della disponibilità delle normative cinesi, risulta essere più prudenziale. Le analisi e le verifiche sono state condotte considerando le combinazioni di carico previste nella Section No. 11 di ASCE 7-05 [28].

4 MODELLO DI CALCOLO

La struttura è stata modellata utilizzando il programma ad elementi finiti SAP2000 [29]. Nel modello di calcolo della struttura le travi ed i pilastri sono riprodotti con elementi monodimensionali tipo "beam". I pannelli verticali, orizzontali e di copertura sono invece riprodotti con elementi bidimensionali. Le fondazioni sono modellate con un grigliato di travi adeguatamente rigide che riproducono i vincoli a terra della struttura. La Figura 4 mostra due viste del modello di calcolo.

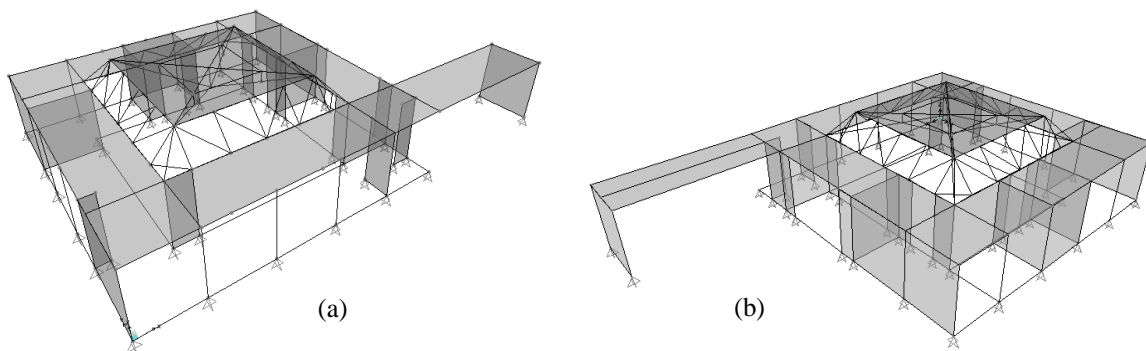


Figura 4. Viste del modello di calcolo dell'edificio: (a) fronte, (b) retro.

Sulla base dei risultati delle prove e delle simulazioni effettuate [23] per i pannelli in FRP è stato adottato un modello a piastra uniforme equivalente considerando un materiale omogeneo [29]. La Tabella 2 riporta le caratteristiche geometriche e meccaniche adottate nel modello FEM per gli elementi che riproducono i pannelli. Adottando questi valori si ha una perfetta corrispondenza tra il comportamento carico - abbassamento in mezzeria del modello numerico e quello risultante dai test a flessione effettuati su pannelli campione (Figura 5). È stato considerato il solo comportamento elastico lineare in quanto si ipotizza che la struttura rimanga in campo elastico per tutte le condizioni di carico, come di fatto risulta dalle verifiche effettuate e riportate nel seguito.

Tabella 2. Caratteristiche degli elementi del modello numerico riproducenti i pannelli FRP.

Spessore	88,9 mm
Modulo elastico	3792 N/mm ²
Peso per unità di volume	2,8 kN/m ³
Fattore di correzione delle rigidezze flessionali (dir. principali)	0,296

Le tipologie dei profili in FRP utilizzati per le travi ed i pilastri della struttura sono riportate nella Tabella 3. Il materiale costituente i profili è caratterizzato da un modulo elastico di 32500 N/mm² e da un coefficiente di Poisson di 0,3. All'interno di alcuni pilastri che non soddisfano la verifica di stabilità sono inseriti profili in acciaio di sezione rettangolare 50,8×50,8×6,35 mm.

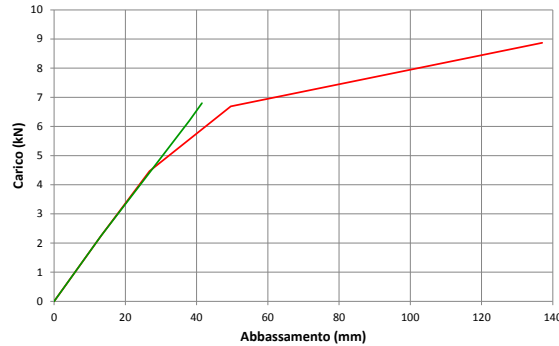


Figura 5. Diagrammi carico - abbassamento della sezione di mezzeria ottenuti sperimentalmente (curva rossa) e con il modello numerico (curva verde).

Tabella 3. Profili in FRP usati nella struttura (dimensioni in pollici).

Elemento	Sezione e dimensioni
Pilastrini ai bordi verticale del pannello	Rettangolare cava 3"x3"x1/4"
Travi del perimetro del cortile	HE 4"x4"x1/4"
Travi angolari perimetrali di supporto dei pannelli	L 3"x3"x1/4"
Architravi delle aperture	L 4"x4"x1/4"
Altre travi	Rettangolare cava 6"x4"x1/4"

5 ANALISI DELLA STRUTTURA

Facendo riferimento alle normative degli USA, le verifiche della struttura sono state condotte per le sollecitazioni corrispondenti all'involuppo delle combinazioni di Stato Limite Ultimo (SLU), con sisma o con una delle azioni accidentali, e di quelle di Stato Limite di Esercizio (SLE) con tutti i carichi applicati. La combinazione SLU corrispondente al carico accidentale della neve è risultata essere quella più gravosa.

Le verifiche sono state condotte secondo le normative americane [27] [28]. In assenza di norme specifiche per elementi in FRP, ed in particolare per pannelli in FRP, è stata usata una metodologia di verifica simile a quella denominata Load and Resistance Factor Design (LRFD) [28] che è analoga al metodo semiprobabilistico agli stati limite usato in Europa [24].

Dall'analisi dei risultati si osserva che l'aspetto più critico della struttura è rappresentato dalla bassa rigidità flessionale dei pannelli sandwich. La Figura 6 mostra l'involuppo delle deformazioni massime della struttura mentre nella Tabella 4 sono riportati i valori massimi di abbassamento calcolati per i pannelli più critici che risultano essere quello della copertura del cortile interno e quello dell'ingresso esterno che hanno luci di 5,1 m e 6,0 m, rispettivamente. Gli abbassamenti calcolati risultano compatibili con i valori massimi ammissibili consentiti dalle norme USA che sono riportati nella stessa Tabella 4. Tale risultato è stato conseguito solo grazie alla adozione di opportuni sistemi di irrigidimento.

In particolare i pannelli di copertura del cortile centrale sono irrigiditi da un sistema di cavi intradossato, mentre i pannelli di copertura dell'ingresso sono irrigiditi da travi longitudinali di bordo HE300. In mancanza di questi irrigidimenti i pannelli del cortile e dell'ingresso avrebbe avuto abbassamenti di 60 mm e di 133 mm rispettivamente.

Tabella 4. Abbassamenti massimi calcolati per i pannelli.

Combinazione di carico	Abbassamenti pannelli del cortile		Abbassamenti pannelli di ingresso	
	Calcolato (mm)	Ammissibile (mm)	Calcolato (mm)	Ammissibile (mm)
SLU (carico neve)	13,6	14,2 (1/360 L)	14,7	16,7 (1/360 L)
SLE	17,3	21,3 (1/240 L)	17,6	25,0 (1/240 L)

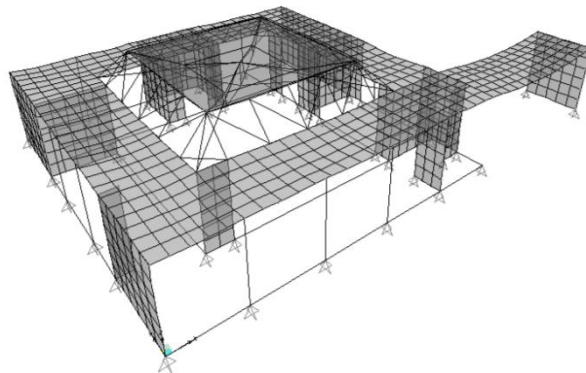


Figura 6. Inviluppo delle deformazioni massime della struttura

La Figura 7 riporta, per le due direzioni ortogonali di riferimento locale dei pannelli, i diagrammi delle tensioni normali massime risultanti dall'inviluppo delle combinazioni di carico analizzate. La figura riporta inoltre i diagrammi delle tensioni tangenziali massime. I valori massimi delle tensioni calcolate nei pannelli e negli elementi monodimensionali sono riportati nella Tabella 5.

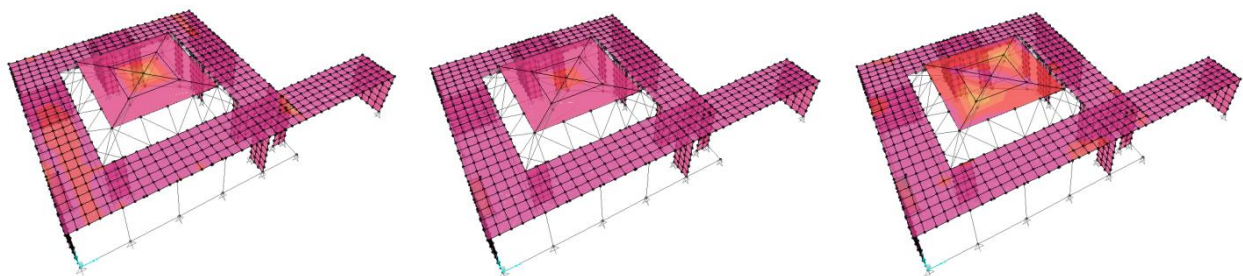


Figura 7. Diagrammi delle tensioni dei pannelli: normali dir.1 (a sinistra); normali dir.2 (al centro); tangenziali (a destra) di riferimento locale dei pannelli.

Tabella 5. Tensioni massime negli elementi strutturali.

Elementi strutturali	Tensione normale 1 (N/mm ²)	Tensione normale 2 (N/mm ²)	Tensione tangenziale (N/mm ²)
Pannelli orizzontali	6,13	12,39	9,43
Pannelli verticali	9,81	6,12	3,57
Profilati	27,86	2,62	4,76

Per quanto riguarda le tensioni limite dei pannelli sandwich orizzontali inflessi si fa riferimento alle risultanze dei test [23] secondo cui la tensione al limite elastico della sezione equivalente di spessore 88,9 mm è pari a 22,8 N/mm². Poiché i valori delle massime tensioni risultanti dal calcolo sono inferiori a questi valori limite, i pannelli si possono ritenere verificati nei confronti delle sollecitazioni flessionali. Anche le verifiche delle tensioni di compressione nei pannelli verticali sono soddisfatte, infatti la tensione limite per instabilità verticale del pannello risultante dai test [23] è pari a 15,96 N/mm². Si deve peraltro tenere presente che lungo i bordi verticali dei pannelli con funzione di parete sono inseriti, nello spessore dello strato interno, degli elementi pultrusi in FRP di sezione quadrata 3"×3"×1/4" con funzione di irrigidimento e rinforzo. Nonostante la struttura abbia una pianta irregolare, poiché la maggior parte dei pannelli si trova lungo il perimetro esterno della struttura e poiché il carico sismico non è eccessivo grazie alla leggerezza complessiva dell'edificio, i livelli tensionali nei pannello sono ridotti.

Le verifiche dei profili in FRP sono soddisfatte con un ampio margine di sicurezza infatti la resistenza del materiale è pari a 103,4 N/mm², valore di gran lunga superiore ai massimi valori di tensione calcolati. Per quanto concerne i pilastri a sezione rettangolare cava 3"×3"×1/4", il carico euleriano di instabilità è $P_E = \pi^2 EI / l^2 = 68,52$ kN, essendo la lunghezza $l = 2,6$ m, il modulo elastico $E = 32500$ MN/m² ed il momento di inerzia della sezione $I = 1,444 \cdot 10^{-6}$ m⁴. Assumendo un fattore di resistenza pari a 0,6 in analogia ai profili di acciaio, il carico massimo ammissibile per i pilastri è quindi 41,11 kN. La massima forza assiale sulle colonne del perimetro interno è pari a 31,44 kN e quindi esse risultano verificate. Invece alcuni pilastri del perimetro esterno evidenziati nella Figura 8 non soddisfano le verifiche di instabilità e per essi è previsto l'inserimento di rinforzi costituiti da profili in acciaio con sezione quadrata cava 2"×2"×1/4".

I valori delle tensioni massime dei profili e dei pannelli risultanti dalle combinazioni di carico comprendenti le azioni sismiche sono risultati inferiori a quelli massimi assoluti (Tabella 5) che si verificano per combinazioni di carico non sismiche.

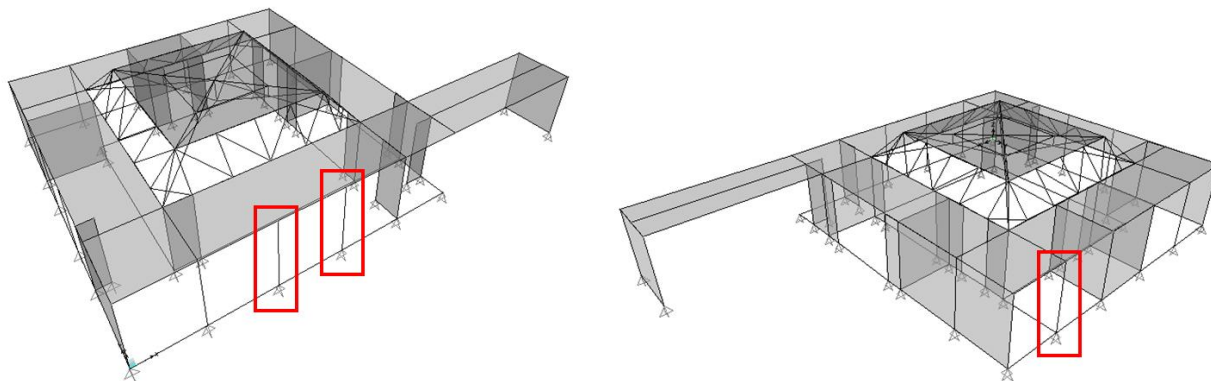


Figura 8. Pilastri che richiedono rinforzi in acciaio nei confronti dell'instabilità.

6 PRESTAZIONE SISMICA

Per quanto riguarda la prestazione sismica dell'edificio la soluzione strutturale in FRP viene confrontata con due ipotetiche soluzioni realizzate in materiali tradizionali, una in c.a. ed una in muratura. La comparazione riguarda la sola parte a pianta quadrata della struttura principale senza considerare l'ingresso esterno. La superficie considerata è quindi pari a 136,3 m².

Per le diverse soluzioni strutturali vengono stimati degli intervalli di valori possibili sia per il peso per unità di superficie che per il periodo fondamentale di oscillazione (Tabella 6). Ai valori di periodo fondamentale definiti corrispondono valori di accelerazione spettrale risultanti dallo spettro di risposta elastico del sito di riferimento di Datong (Figura 9). La *Tabella 7* riporta infine, per ciascuna soluzione strutturale, gli intervalli di valori del taglio alla base risultanti dal prodotto della massa della costruzione per l'accelerazione spettrale. Si osserva che la struttura in FRP, nonostante la maggiore accelerazione spettrale associata al più elevato valore di periodo fondamentale dovuto alla maggiore flessibilità, presenta il minimo taglio alla base grazie alla sua leggerezza.

Tabella 6. Caratteristiche di peso e di periodo delle tipologie strutturali considerate.

Materiale strutturale	Peso unitario (kN/m ²)	Periodo fondamentale (s)
FRP	5,5±0,5	0,24±10%
c.a.	9,0±1,0	0,196±10%
Muratura	9,0±1,0	0,131±10%

Considerando lo spettro di risposta elastico in spostamento relativo allo stesso sito di riferimento, possono essere stimati gli intervalli di valori degli spostamenti di risposta (Figura 9) corrispondenti agli intervalli di valori di periodo fondamentale che caratterizzano le tre soluzioni strutturali. La minore rigidità della costruzione in FRP comporta spostamenti massimi maggiori rispetto a quelli delle varianti realizzate con materiali tradizionali. I maggiori valori di spostamento risultano comunque compatibili con le capacità di deformazione degli elementi strutturali in FRP e non determinano stati di danneggiamento.

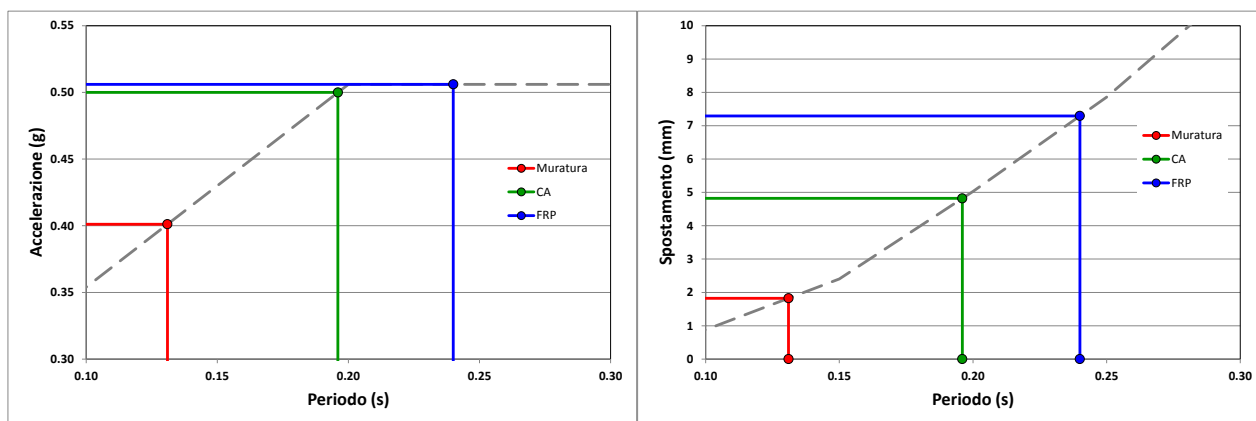


Figura 9. Accelerazioni spettrali (a sinistra) e spostamenti spettrali (a destra) per le tipologie strutturali considerate.

Tabella 7. Taglio alla base per le tipologie strutturali considerate.

Tipologia strutturale	Taglio alla base (kN)
FRP	448-538
C.A.	666-896
Muratura	540-745

7 CONCLUSIONI

Lo sviluppo delle costruzioni con elementi strutturali in FRP potrebbe diventare nei prossimi anni sempre più diffuso ed importante. Ciò in relazione all'esigenza di concepire strutture ed elementi strutturali resistenti e di facile installazione. In effetti sia i profili che i pannelli in FRP sono caratterizzati da una elevata resistenza abbinata ad una notevole leggerezza che li rende trasportabili ed installabili con grande facilità. In particolare i pannelli in FRP sono utilizzabili non solo come elementi strutturali, ma anche come elementi di isolamento, di impermeabilizzazione e di finitura. I principali limiti strutturali di questi pannelli consistono nell'impossibilità di essere utilizzati come elementi strutturali di parete in edifici multipiano e nell'impossibilità di coprire grandi luci a causa della loro flessibilità. Tuttavia restano confermati i loro numerosi vantaggi: la prefabbricazione, l'ingombro ridotto rispetto alle pareti ed ai solai tradizionali, il minor peso e la conseguente riduzione delle azioni sismiche, la velocità e la facilità di costruzione, il maggior controllo e la maggiore resistenza rispetto ad analoghi pannelli in legno, l'elevata resistenza agli agenti chimici, all'ossidazione ed al fuoco.

L'uso dei pannelli in FRP può essere quindi sempre più esteso per le costruzioni temporanee e di emergenza; per le coperture di capannoni, se connessi con un graticcio di travi al di sotto; per le abitazioni, in particolare per quelle di tipica concezione americana.

Il costo degli elementi in FRP, quindi anche dei pannelli, è prevalentemente imputabile al costo dei materiali grezzi e dell'ammortamento dei macchinari, essendo minima l'incidenza della manodopera nel processo di trasformazione. Nonostante il costo di costruzione associato all'impiego di questi materiali possa essere maggiore rispetto a quello corrispondente all'uso di materiali convenzionali, i costi finali possono risultare anche minori grazie alla riduzione dei costi dovuta all'elevata efficienza energetica ed all'elevata durabilità degli elementi strutturali.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Agarwal, B. D., Broutman, L. J., 1980. Analysis and Performance of Fiber Composites, John Wiley and Sons, Inc., New York, U.S.A.
- [2] Mallick, P. K., 1993. Fiber-reinforced composites: materials, manufacturing, and design, M. Dekker, New York, NY, USA.
- [3] Smith, S. J., Bank, L. C., Gentry, T. R., Nuss, K. H., Hurd, S. S., Duich, S., and Oh, B., 2000. Analysis and testing of a prototype pultruded causeway structure, *Composite Structures*, 49(2), 141–150.
- [4] Bank, L. C., Gentry, T. R., Nuss, K. H., Hurd, H. H., Lamanna, A. J., Duich, S. J., Oh, B., 2000. Construction of a pultruded composite structure: case study, *Journal of Composites for Construction*, August 2000, 112-119.
- [5] Boyle, M.P., Roberts, J.C., Wienhold, P.D., Bao, G., White, J.G., 2001. Experimental, numerical, and analytical results for buckling and post-buckling of orthotropic rectangular sandwich panels, *Composite Structures*, May-June 2001.
- [6] Keller, T., 2001. Recent all-composite and hybrid fiber-reinforced polymer bridges and buildings, *Struct. Engng Mater.*, 3, 132-140.
- [7] Bakis, C. E., Bank, L. C., Brown, V. L., Cosenza, E., Davalos, J. F., Lesko, J. J., Machida, A., Rizkalla, S. H., and Triantafillou, T. C., 2002. Fiber-reinforced polymer composites for construction-state-of-the-art review, *Journal of Composites for Construction*, 6(2), 73-87.
- [8] Dawood, M., Taylor, E., Rizkalla, S., 2010. Two-way bending behavior of 3-D GFRP sandwich panels with through-thickness fiber insertions, *Composite Structures*, March 2010.
- [9] Md Mainul, Islam, Thiru, Aravinthan, 2010. Behaviour of structural fibre composite sandwich panels under point load and uniformly distributed load, *Composite Structures*, December 2010.
- [10] Roberts, J.C., Boyle, M.P., Wienhold, P.D., White, G.J., 2002. Buckling, collapse and failure analysis of FRP sandwich panels, *Composites Part B: Engineering*, June 2002.
- [11] Stanley, O. O., 2005. Finite element modeling approach and performance evaluation of Fiber Reinforced Polymer sandwich bridge panels.
- [12] Zihong, Liu, 2007. Testing and Analysis of a Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Bridge Deck, Blacksburg, VA.
- [13] An Chen, Davalos, Julio F., 2010. Strength evaluations of sinusoidal core for FRP sandwich bridge deck panels, *Composite Structure*, June 2010.
- [14] Dawood, M., Ballew, W., Seiter, J., 2011. Enhancing the resistance of composite sandwich panels to localized forces for civil infrastructure and transportation applications, *Composite Structures*, October 2011.
- [15] Bradford, N., 2008. Design optimization of Frp composite panel building systems: emergency shelter applications.
- [16] Awad, Ziad K., Thiru, Aravinthan, Zhuge, Y., Gonzalez, F., 2012. A review of optimization techniques used in the design of fibre composite structures for civil engineering applications, *Materials & Design*, January 2012.
- [17] Mohammed A. Mousa, Nasim Uddin, 2010. Experimental and Analytical Study of Composite Structural Insulated Floor Panels.
- [18] Amir, F., Tarek Sharaf, 2010. Flexural performance of sandwich panels comprising polyurethane core and GFRP skins and ribs of various configurations, *Composite Structures*, November 2010.
- [19] Dawood, M., Taylor, E., Ballew, W., Rizkalla, E., 2010. Static and fatigue bending behavior of pultruded GFRP sandwich panels with through-thickness fiber insertions. *Composites Part B: Engineering*, July 2010.
- [20] Ming Li, Linzhi Wu, Li Ma, Jian Xiong, Zhengxi Guan, 2011. Torsion of carbon fiber composite pyramidal core sandwich plates, *Composite Structures*, August 2011.
- [21] Chemami, A., Bey, K., Gilgert, J., Azari, Z., 2012. Behaviour of composite sandwich foam-laminated glass/epoxy under solicitation static and fatigue, *Composites Part B: Engineering*, April 2012.
- [22] Shen, S.Y., Masters, F.J., Upjohn II, H.L., Ferraro, C.C., 2013. Mechanical resistance properties of FRP polyol-isocyanate foam sandwich panels, *Composite Structures*, May 2013, 419-432.
- [23] Tassi, R., Mezzi M., Ghandehari, M., 2013. Comportamento meccanico di pannelli sandwich in FRP connessi con bacchetti e schiuma isolante interna, *Convegno Anidis Padova*, Jun 2014.
- [24] EN 1991 Eurocode 1 - Actions on structures. CEN. Brussels. 2005.
- [25] EN 1993 Eurocode 3: Design of steel structures. CEN. Brussels. 2005.
- [26] EN 1998 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. CEN. Brussels. 2004.
- [27] IBC 2009 - International Building Code. International Code Council. 2009
- [28] ASCE 7-05 - Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. American Society of Civil Engineers. 2006.
- [29] SAP2000 - CSI Analysis Reference Manual. Computers & Structures Inc. Berkeley (CA). 2014.
- [30] ASTM D7250 – Standard Practice for Determining Sandwich Beam Flexural and Shear Stiffness. ASTM. 2006