

Comportamento strutturale, criteri di progettazione, riferimenti normativi

3.1 • IL QUADRO NORMATIVO: NTC E EUROCODICI

3.1.1 Finalmente una normativa italiana

Il mondo delle costruzioni in Italia, e in particolare il settore delle costruzioni in legno, ha vissuto negli ultimi anni un periodo piuttosto travagliato per quel che riguarda il quadro normativo applicabile, con un susseguirsi di Ordinanze, Norme, Circolari Ministeriali, periodi di sovrapposizione con le norme previgenti, che hanno spesso ingenerato disorientamento e confusione fra tecnici e progettisti. Come talvolta accade nel nostro Paese, un evento traumatico come il sisma occorso all'Aquila il 6 Aprile del 2009 (era stato un altro tragico evento sismico, quello verificatosi a San Giuliano di Puglia nell'Ottobre del 2002, a far partire questo lungo e tormentato periodo di aggiornamento delle norme in vigore), ha accelerato i tempi per un chiarimento definitivo e finalmente, dal Luglio del 2009 le Norme Tecniche per le Costruzioni, già emanate con DM del 14/01/2008, insieme alla Circolare esplicativa n.619 del 2 Febbraio 2009, sono diventate l'unico riferimento normativo applicabile dal progettista italiano.

Per il settore delle costruzioni in legno questo ha rappresentato una novità particolarmente significativa. Infatti finalmente la lunga battaglia per avere una norma italiana per le costruzioni in legno (che aveva già visto nel 2005 un primo "parziale" successo con l'introduzione nell'OPCM 3431 di aggiornamento della 3274 del 2003 di un capitolo sulla progettazione delle costruzioni di legno in zona sismica, e sempre nel 2005, la comparsa a pieno titolo delle costruzioni in legno nella prima versione delle Norme Tecniche) ha visto la sua felice conclusione con l'inserimento all'interno delle stesse Norme Tecniche per le Costruzioni di ben tre sotto-capitoli relativi alla progettazione delle strutture di legno:

- il paragrafo 4.4 "Costruzioni di legno" all'interno del Capitolo 4 "Costruzioni civili e industriali";
- il paragrafo 7.7 "Costruzioni di legno" all'interno del Capitolo 7 "Progettazioni per azioni sismiche";
- il paragrafo 11.7 "Materiali e prodotti a base di legno" all'interno del Capitolo 11 "Materiali e prodotti per uso strutturale".

È bene precisare come per il legno sussistano ulteriori documenti di riferimento (per altro richiamati dalle stesse Norme Tecniche delle Costruzioni) che possono fornire un adeguato supporto normativo alla progettazione (quali le CNR DT-206 "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno" oppure l'Eurocodice 5).

3.1.2 Le Norme Tecniche per le Costruzioni

Le Norme Tecniche per le Costruzioni (acronimo NTC) definiscono per tutti i materiali da costruzione i principi da adottare per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni nei riguardi delle prestazioni richieste in termini di resistenza meccanica e stabilità, anche in caso di incendio, e di durabilità secondo il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite. Sono norme di carattere prestazionale come tutte le normative moderne e definiscono i criteri di sicurezza,

le azioni da utilizzare nella progettazione, le caratteristiche dei materiali e tutto ciò che riguarda la sicurezza strutturale delle opere in generale.

I sotto-capitoli presenti nelle Norme Tecniche relativi alle costruzioni in legno sono come detto tre e sono riferiti a tre differenti e altrettanto importanti aspetti della progettazione: la progettazione "statica", ossia per le combinazioni fondamentali agli Stati Limite Ultimi e agli Stati Limite di Esercizio, la progettazione nei confronti delle azioni sismiche, e infine le proprietà dei materiali e dei prodotti strutturali a base di legno e le relative procedure per la loro qualificazione.

Il **paragrafo 4.4 "Costruzioni di legno"** all'interno del Capitolo 4 "Costruzioni civili e industriali" è riferito alla progettazione per le combinazioni fondamentali agli Stati Limite. Definisce i requisiti generali e le metodologie di valutazione della sicurezza in termini di resistenza, stabilità, funzionalità, robustezza e durabilità di strutture portanti realizzate con legno strutturale (intendendo con questa terminologia il legno massiccio segato, squadrato o tondo) o con prodotti a base di legno (ossia legno lamellare incollato e pannelli a base di legno) assemblate con mezzi di unione meccanici o mediante incollaggio, in cui sia i materiali che i prodotti rispondano ai requisiti di qualificazione indicati nel successivo paragrafo 11.7.

Può essere utilizzato sia per la progettazione di strutture di nuova edificazione che per la valutazione della sicurezza di strutture esistenti, ovviamente purché si provveda per queste ultime ad una corretta valutazione delle caratteristiche del materiale con riferimento, in particolare, agli eventuali stati di degrado.

All'interno del capitolo sono definiti i valori dei coefficienti parziali di sicurezza sui materiali γ_M e i valori del coefficiente di modificazione delle resistenze k_{mod} , ossia il coefficiente ≤ 1 che modifica il valore della resistenza di progetto in funzione dell'umidità del legno (definita in funzione della classe di servizio nella quale la struttura si trova ad operare) e della classe di durata del carico (per l'applicazione di questi coefficienti nella progettazione si veda il paragrafo successivo).

Stati limite ultimi	γ_M
- Combinazioni fondamentali	
Legno massiccio	1,50
Legno lamellare	1,45
Pannelli di particelle o di fibre	1,50
Compensato, pannelli di scaglie orientate (OSB)	1,40
Unioni	1,50
- Combinazioni eccezionali	1,00

Tabella3.1_Coefficienti di sicurezza parziali per le proprietà dei materiali (γ_M) applicabili in Italia secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/08).

Materiale	Riferimento		classe di servizio	classe di durata del carico				
				permanente	lungo termine	medio termine	breve termine	istantanei
Legno massiccio Legno lamellare incollato	EN 14081 - 1 EN 14080		1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
			2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
			3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Compensato	EN 636	P. 1,2,3	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
		P. 2,3	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
		Parte 3	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Pannello di scaglie orientate (OSB)	EN 300	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,00
		OSB/3 – OSB/4	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,00
			2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di particelle (truciolare)	EN 312	Parti 4,5	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,00
		Parte 5	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
		Parti 6,7	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,00
		Parte 7	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di fibre, alta densità	EN 622-2	HB, LA, HB.HL A 1 o 2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,00
		HB, HLA 1 o 2	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
Pannello di fibre, media densità (MDF)	EN 622-3	MBH.L A1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
		MBH.H LS1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
			2	-	-	-	0,45	0,80
	EN 622-3	MDF.L A, MDF.H LS	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
		MDF.H LS	2	-	-	-	0,45	0,80

Tabella 3.2_Valori di k_{mod} secondo le Norme Tecniche (D.M. 14/01/08).

Riguardo ai valori di questi coefficienti che devono essere obbligatoriamente utilizzati dal progettista italiano (ossia non si possono utilizzare i valori di questi coefficienti definiti nelle CNR/DT 206 o nell'Eurocodice 5), occorre ricordare che sono sensibilmente diversi e sostanzialmente più cautelativi rispetto a quelli indicati dall'Eurocodice 5 – Progettazione delle strutture di legno – Parte 1-1: 2009 ed utilizzabili negli altri paesi europei.

Si riporta per confronto la tabella dei coefficienti parziali di sicurezza per i materiali presente nell'Eurocodice 5.

Materiale	γ_M
Legno massiccio	1,30
Legno lamellare	1,25
LVL, compensato, OSB, pannelli di particelle e fibre	1,20
Altri materiali a base di legno	1,30
Connessioni	1,30

Tabella 3.3_Coefficienti di sicurezza parziali per le proprietà dei materiali (γ_M) secondo L'Eurocodice 5 (UNI EN 1995-1-1:2009).

Il motivo di questa maggiore "cautela" è spiegato nella Circolare esplicativa delle NTC n. 617 del 02/02/2009 dove al punto C.4.4.6 – *Resistenza di calcolo* viene precisato:

"Per tenere conto della particolare situazione italiana, che vede per la prima volta una regolamentazione delle costruzioni di legno, il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale γ_M ed il coefficiente di correzione k_{mod} che tiene conto della durata del carico e dell'umidità del legno, assumono valori più cautelativi rispetto a quelli previsti da analoghe normative europee.

Fino all'emanazione dei provvedimenti che forniranno i valori dei coefficienti γ_M e k_{mod} di cui alle Tabelle 4.4.III e 4.4.IV delle NTC, si raccomanda di utilizzare i valori riportati nei Cap. 4.4.6 e 4.4.7 delle NTC."

Questo lascia presupporre che, passato un periodo di "rodaggio" per le strutture di legno nel nostro Paese, che attualmente si trovano in una posizione di "svantaggio" rispetto agli altri materiali da costruzione in confronto a quanto accade negli altri paesi Europei, le NTC verranno aggiornate allineando i valori dei coefficienti di sicurezza per il legno rispetto a quelli utilizzati nel resto d'Europa e definiti in base a precise motivazioni tecnico-scientifiche.

Nel capitolo sono enunciati i principali metodi di analisi per le verifiche agli Stati Limite senza però definire alcuna formula di calcolo. Occorre pertanto necessariamente far riferimento ad altri documenti normativi (peraltro contemplati nei Riferimenti Tecnici citati nel Cap.12 delle stesse (NTC) ossia:

- L'Eurocodice 5 oppure

- Le Istruzioni CNR DT/206 (queste ultime disponibili e scaricabili al seguente indirizzo: http://www.cnr.it/sitocnr/II/CNR/Attivita/NormazioneeCertificazione/DT206_2007.html)

dovendo però, come già detto, obbligatoriamente applicare i valori dei coefficienti di sicurezza definiti in questo capitolo.

Per maggiori informazioni su questi due documenti normativi e sui loro contenuti si veda quanto scritto più avanti in questo stesso paragrafo.

Le azioni da utilizzare nella progettazione devono essere definite in accordo con quanto specificato nei Capitoli 2 e 3 delle stesse Norme Tecniche.

Il **paragrafo 7.7 “Costruzioni di legno”** contenuto all’interno del Capitolo 7 “Progettazioni per azioni sismiche”, definisce le regole *aggiuntive* per la progettazione delle strutture di legno nei confronti delle azioni sismiche.

Aggiuntive in quanto il contenuto di questo sotto-capitolo *integra* le regole già contenute nel paragrafo 4.4 e nelle norme collegate, con alcune regole e criteri specifici per la progettazione nei confronti delle azioni sismiche.

Il capitolo riprende quasi interamente il contenuto del corrispondente Capitolo 8 dell’Eurocodice 8 (UNI EN 1998-1: Eurocodice 8 - “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Regole generali, azione sismica e regole per gli edifici”), con alcune integrazioni specifiche riferite al caso italiano (ad es. alcune indicazioni riferite ai giunti di carpenteria).

L’azione sismica deve essere valutata secondo quanto specificato nel §3.2 delle stesse Norme Tecniche e deve essere garantito il rispetto degli stati limite ultimi e di esercizio secondo quanto definito nel §3.1.

I valori di resistenza degli elementi di legno fanno riferimento a carichi di tipo “istantaneo”, nelle condizioni di servizio assunte per la struttura. Ai coefficienti parziali di sicurezza sui materiali γ_M si attribuiscono i valori per le combinazioni fondamentali.

Le zone dissipative nelle strutture di legno dovranno essere localizzate nei giunti e nelle connessioni fra gli elementi strutturali mentre per le membrature di legno si dovrà assumere un comportamento elastico-lineare fino a rottura.

Pertanto, nel caso di strutture progettate sull’ipotesi di comportamento strutturale dissipativo ($q > 1,5$), allo scopo di garantire lo sviluppo del comportamento plastico nei giunti e di evitare rotture fragili negli elementi di legno, occorre far sì che la resistenza di questi ultimi sia adeguatamente maggiore della resistenza dei giunti, facendo particolare attenzione che tale maggiore resistenza venga assicurata inoltre a elementi critici quali:

- ancoraggi e qualsiasi connessione a sub-elementi massicci (ad es. fondazioni in c.a., piani di muratura, etc.)
- connessioni tra diaframmi orizzontali ed elementi verticali resistenti alle azioni orizzontali.

In altre parole, si dovrà rispettare il *criterio della gerarchia delle resistenze*.

A tale proposito occorrerà osservare le seguenti prescrizioni:

- nelle zone considerate come dissipative possono essere utilizzati solamente materiali e mezzi di unione che garantiscano un adeguato comportamento oligociclico, ossia sostanzialmente unioni meccaniche o comunque unioni la cui reale capacità dissipativa venga dimostrata mediante procedure di prova stabilite in apposite norme (es. EN 12512 "Strutture di legno – Metodi di prova – Prove cicliche su giunti realizzati con connettori meccanici");
- le unioni incollate devono invece essere considerate in generale come non dissipative;
- è ammesso utilizzare nodi di carpenteria quando questi possono garantire una sufficiente dissipazione energetica, senza presentare rischi di rottura fragile per taglio o per trazione ortogonale alla fibratura, e con la presenza di dispositivi atti ad evitarne la sconnessione. In ogni caso la decisione di utilizzarle deve essere supportata da risultanze sperimentali.

In questo paragrafo sono definite le tipologie strutturali ammesse in zona sismica ed i corrispondenti valori del fattore di struttura q , ossia del *fattore da utilizzare nella progettazione per ridurre le forze ottenute da un'analisi lineare tenendo conto della risposta non lineare della struttura in funzione del materiale, del sistema strutturale e del procedimento di progettazione adottato* dividendo, come per gli altri materiali, le tipologie strutturali ammesse in due classi di duttilità, le strutture aventi una bassa capacità di dissipazione energetica (Classe B e valori di q compresi fra 2 e 2,5) e le strutture aventi una alta capacità di dissipazione energetica (Classe A e valori di q compresi fra 3 e 5).

Le Norme Tecniche ammettono anche la progettazione delle strutture nell'ipotesi di comportamento scarsamente dissipativo, per le quali il fattore di struttura q assumerà il valore 1,5.

Nello stesso paragrafo sono definite le regole specifiche di duttilità specifiche relative ai collegamenti (ad es. *nelle unioni del tipo legno-legno o legno-acciaio, realizzate con perni e con chiodi, lo spessore minimo delle membrature connesse deve essere pari a $10d$ e il diametro del perno d non deve essere maggiore di 12 mm*) e ai diaframmi verticali e orizzontali realizzati con intelaiature di legno e rivestimento strutturale con pannelli a base di legno chiodati.

Classe		q	Esempi di strutture
A	Strutture aventi una alta capacità di dissipazione energetica	3,0	Pannelli di parete chiodati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi e bulloni; strutture reticolari con giunti chiodati
		4,0	Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, spinotti e bulloni (con le precisazioni contenute nei seguenti capoversi del §7.7.3
		5,0	Pannelli di parete chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi e bulloni
B	Strutture aventi una bassa capacità di dissipazione energetica	2,0	Pannelli di parete incollati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi e bulloni; strutture reticolari con collegamenti a mezzo di bulloni o spinotti; strutture cosiddette miste, ovvero con intelaiatura (sismoresistente) in legno e tamponature non portanti. Portali isostatici con giunti con mezzi di unione a gambo cilindrico, spinotti e bulloni (con le precisazioni contenute nei seguenti capoversi del §7.7.3
		2,5	Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, spinotti e bulloni (con le precisazioni contenute nei seguenti capoversi del §7.7.3

Tabella 3.4_Tipologie strutturali e fattori di struttura massimi q per le classi di duttilità.

Se le regole di duttilità specifiche non vengono rispettate, occorrerà utilizzare i valori ridotti del fattore di struttura per alcuni sistemi costruttivi come definito nella successiva Tabella 3.5.

Tipologia strutturale	q ₀
Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, spinotti e bulloni	2,5
Pannelli di parete chiodati con diaframmi chiodati	4,0

Tabella 3.5_Tipologie strutturali e valori del fattore di struttura ridotto.

La maggior parte delle indicazioni progettuali e costruttive per giunti e orizzontamenti sono riferite a edifici realizzati con il sistema Platform Frame, attualmente il sistema costruttivo a struttura di legno più conosciuto e più utilizzato al mondo per la realizzazione di edifici residenziali, anche multipiano.

Tutto il capitolo, pur contenendo comunque le informazioni e le regole essenziali necessarie alla progettazione delle costruzioni di legno nei confronti delle azioni sismiche è molto vecchio come concezione (la prima versione è stata pubblicata

nel 1998) e peraltro abbastanza sintetico. E' pertanto opportuno e, a parere degli Autori, necessario, un aggiornamento e una integrazione per tenere conto dei progressi scientifici raggiunti e dell'evoluzione tecnologica che si è avuta negli ultimi anni nel settore delle costruzioni di legno. Aggiornamento che peraltro è in corso di elaborazione a livello europeo ma per il quale occorrerà ancora aspettare qualche anno prima che venga recepito sia all'interno dell'Eurocodice 8 che successivamente nelle nostre Norme Tecniche.

Inoltre, un argomento così delicato e importante come l'assegnazione del valore corretto del fattore di struttura q per le diverse tipologie costruttive dovrebbe essere affinato, definendo con maggior dettaglio anche con descrizioni grafiche in modo da non lasciare adito a possibili interpretazioni errate da parte dei professionisti del settore e definendo con maggiore precisione le regole di duttilità e i criteri di gerarchia delle resistenze per i diversi sistemi costruttivi citati.

Questo è d'altronde chiarito nello stesso capitolo 7 delle NTC dove viene specificato:

...

Le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi degli elementi strutturali, degli elementi non strutturali e degli impianti si effettuano in termini di resistenza e di duttilità.

Deve essere verificato che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una duttilità coerente con il fattore di struttura q adottato. Questa condizione si può ritenere soddisfatta applicando le regole di progetto specifiche e di gerarchia delle resistenze indicate per le diverse tipologie costruttive.

Riferendosi nello specifico alla progettazione di edifici a struttura di legno e facendo riferimento ai quattro sistemi costruttivi attualmente più diffusi al mondo ossia il sistema Platform Frame (in Italia noto come sistema a telaio), il sistema a pannelli portanti a strati incrociati o XLam, il sistema a blocchi massicci di legno o a tronchi (Blockhaus o Log House) e il sistema a travi e pilastri (Post&Beam) si rileva quanto segue:

- Sistema Platform Frame. E' contemplato tra le tipologie ammesse (*Pannelli di parete chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi e bulloni*), è indicato il valore del fattore di struttura q da adottare nella progettazione (5, il più alto per i sistemi costruttivi in legno), sono presenti le regole di duttilità specifiche per giunti e orizzontamenti e le indicazioni costruttive.
- Sistema XLam. E' presente nella descrizione dei sistemi costruttivi ammessi (*Pannelli di parete incollati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi e bulloni*)¹ è indicato il valore del fattore di struttura q (2, il più basso per i sistemi costruttivi in legno).
- Sistema a blocchi o tronchi massicci di legno. Non è contemplato fra le tipologie costruttive descritte, non è indicato il valore del fattore di struttura e ovviamente mancano le regole specifiche di progettazione, i criteri di gerarchia

¹ In realtà tale descrizione era già presente nella versione sperimentale dell'Eurocodice 8 del 1998 e non è pertanto riferibile al sistema XLam che al tempo non esisteva ancora. Tuttavia è opinione condivisa dalla comunità scientifica che tale descrizione possa essere applicata anche al sistema XLam nel caso in cui le pareti siano realizzate con pannelli interi senza o con pochi giunti verticali di collegamento tra i pannelli.

delle resistenze e le indicazioni costruttive. E' tuttavia opinione degli Autori che possa essere ugualmente utilizzato in zona sismica, assumendo un valore del fattore di struttura $q=2$.

- Sistema a travi e pilastri e controventi. Non è esplicitamente descritto fra le tipologie costruttive, ma comunque il fattore di struttura q dovrà essere definito in base alla tipologia di controvento utilizzata e al relativo materiale. Nel caso di controventi in legno, è opportuno in fase di calcolo assimilare i giunti tra travi pilastri e controventi a cerniere e pertanto cautelativamente considerare il sistema come scarsamente dissipativo con un fattore di struttura $q=1,5$.

Il **paragrafo 11.7 “Materiali e prodotti a base di legno”** contenuto all'interno del Capitolo 11 “Materiali e prodotti per uso strutturale”, fornisce tutte le informazioni necessarie affinché i materiali e i prodotti strutturali a base di legno, come avviene per tutti gli altri materiali da costruzione contemplati all'interno delle stesse NTC, possano essere:

- prescritti dal Progettista, secondo le esigenze del progetto e in base a caratteristiche meccaniche e fisiche definite all'interno di specifiche norme di prodotto;
- accettati dal Direttore dei Lavori mediante acquisizione della documentazione di qualificazione conforme alle caratteristiche definite in fase progettuale, nonché mediante eventuali prove sperimentali di accettazione;
- identificati univocamente a cura del fornitore, secondo le procedure applicabili;
- qualificati sotto la responsabilità del fornitore, secondo le procedure applicabili.

Lo scopo del paragrafo e delle indicazioni in esso contenute è quello di fornire le informazioni necessarie affinché la produzione, fornitura e utilizzazione dei prodotti a base di legno per uso strutturale possano avvenire in applicazione di un sistema di assicurazione della qualità e di rintracciabilità che consenta di poter individuare ogni passaggio intermedio dal momento della classificazione e/o marchiatura dei singoli componenti fino al momento della messa in opera.

Allo stato attuale i **materiali e i prodotti strutturali a base di legno** si possono trovare in una delle tre seguenti condizioni:

- materiali e prodotti strutturali per i quali esiste una norma europea armonizzata che ne definisca le caratteristiche specifiche e le procedure di qualificazione e per la quale sia terminato il periodo di coesistenza nel quale l'applicazione della norma armonizzata non è obbligatoria, per i quali è quindi necessaria la marcatura CE come previsto dalla Direttiva sui Prodotti da Costruzione 89/106/CEE (in via di sostituzione con la pubblicazione del Regolamento UE n. 305/2011 del parlamento europeo e del consiglio del 9 marzo 2011), definita anche con l'acronimo CPD. Ad esempio questo è il caso dei pannelli a base di legno quali OSB e compensato, coperti dalla norma armonizzata EN 13986, per i quali la marcatura CE è obbligatoria dal 2004;
- materiali e prodotti strutturali per i quali esiste una norma europea armonizzata che ne definisca le caratteristiche specifiche e le procedure di qualificazione e per la quale sia ancora in vigore il periodo di coesistenza, oppure per i quali non esista una norma armonizzata ma sia possibile la qualificazione

secondo quanto previsto dalle NTC. In questo caso è possibile la marcatura CE secondo la pertinente norma armonizzata oppure, in alternativa, è possibile una procedura di qualificazione nazionale come riportato nel §11.7.10 delle NTC. Ad esempio, in questo secondo caso ricade il legno massiccio squadrato, coperto dalla norma armonizzata EN 14081, per il quale la marcatura CE diventerà obbligatoria dal Gennaio 2012 e il legno lamellare incollato coperto dalla norma armonizzata EN 14080, per il quale la marcatura CE diventerà obbligatoria dal Dicembre 2011;

- materiali e prodotti strutturali *innovativi* o comunque non citati all'interno del capitolo 11 non ancora coperti da norma armonizzata. In questi casi il produttore può pervenire alla marcatura CE sulla base di specifici Benestari Tecnici Europei (ETA) rilasciati sulla base di una Linea Guida di Benestare Tecnico Europeo (ETAG) se esistente o di un CUAP, oppure in alternativa dovrà ottenere un Certificato di Idoneità Tecnica all'Impiego rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale sulla base di Linee Guida approvate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Ad esempio questo è il caso dei pannelli di legno massiccio a strati incrociati XLam per i quali i principali produttori europei sono pervenuti alla marcatura CE sulla base di un ETA o per i quali in alternativa è altresì possibile l'ottenimento del Certificato di Idoneità Tecnica all'Impiego, valido però solo in Italia.

Ogni fornitore di legno strutturale deve essere qualificato dal Servizio Tecnico Centrale con una delle seguenti modalità:

- come "Produttore", ossia stabilimento di prima lavorazione di elementi base di legno strutturale non ancora lavorati a formare elementi strutturali pronti per la messa in opera;
- come "Centro di lavorazione" se trasforma i prodotti (anche già marcati CE) in elementi strutturali mediante lavorazioni (tagli, intagli, forature, applicazione di ferramenta, etc.).

I primi devono essere in possesso di un Attestato di Qualificazione, recante il riferimento al prodotto, alla ditta, allo stabilimento e al marchio, che deve essere depositato presso il Servizio Tecnico Centrale e che deve essere impresso in modo permanente su ogni elemento prodotto e i secondi di un Attestato di denuncia di inizio attività, recante ancora il riferimento al prodotto, alla ditta, allo stabilimento e al marchio (che anche in questo caso deve essere depositato presso il Servizio Tecnico Centrale e impresso su ogni elemento lavorato) rilasciate dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Qualora lo stesso stabilimento effettui sia la produzione di elementi base che le lavorazioni per la messa in opera dovrà possedere entrambi gli Attestati. Per ottenere la qualificazione dal Servizio Tecnico Centrale i fornitori devono avere obbligatoriamente nell'organico aziendale la figura del Direttore Tecnico della Produzione qualificato mediante un corso riconosciuto dal Ministero.

Il Direttore Tecnico della Produzione (acronimo DTP), attraverso opportuna delega che ne precisa i compiti, si assume la responsabilità delle seguenti attività:

- organizzazione e gestione dei processi produttivi, dei controlli interni di produzione e delle fasi di lavorazione del legno;
- classificazione in base alla resistenza dei materiali/prodotti commercializzati;
- coordinamento delle attività di progettazione, lavorazione e posa dei materiali forniti qualora tali servizi vengano offerti dall'azienda;
- gestione delle non conformità.

Il DTP può assumere tale incarico in un solo stabilimento.

In caso di semplice fornitura, i materiali devono essere accompagnati dall'attestato di qualificazione e da una relativa dichiarazione di conformità a firma del Legale Rappresentante. Tale procedura è da applicarsi sia in fase di produzione che in fase di lavorazione del materiale.

Riguardo alla **marcatatura CE**, questa in accordo alla CPD indica che il prodotto risponde alle indicazioni della corrispondente Norma Armonizzata tradotta nella Norma Nazionale di Trasposizione oppure alle indicazioni contenute in un Benestare Tecnico Europeo (ETA) rilasciato ai sensi della procedura indicata nel Capitolo 3 della CPD.

Le indicazioni relative alla marcatura CE sono contenute negli Allegati ZA della norma armonizzata di prodotto o nel Benestare tecnico Europeo (ETA). Quest'ultimo, definito dall'Art. 8.1 come *"Valutazione tecnica favorevole dell'idoneità all'uso di un prodotto da costruzione per uno specifico impiego, basata sul soddisfacimento dei requisiti essenziali dell'opera di costruzione nella quale il prodotto deve essere incorporato"* può essere rilasciato:

- a prodotti per i quali non esiste ancora una Specificazione Tecnica Europea Armonizzata né una Specificazione Tecnica Nazionale Riconosciuta né un mandato per una norma armonizzata² e per cui la Commissione non ritiene ancora possibile elaborare una tale norma;
- a prodotti che differiscono sensibilmente da una Specificazione Tecnica Europea Armonizzata oppure da una Specificazione Tecnica Nazionale Riconosciuta.

L'ETA è rilasciato dall'EOTA, ossia l'Organismo europeo che riunisce tutti gli organismi nazionali (Organismi di Approvazione³ o Approval Bodies) deputati al rilascio del Benestare Tecnico Europeo in base a due possibili procedure:

- sulla base di Linee Guida ETA (ETAG) se disponibili per un prodotto di una

.....
2_ Anche nel caso in cui sia stato rilasciato un mandato per una norma armonizzata è comunque possibile il rilascio del benestare tecnico europeo per prodotti per cui esistono orientamenti per tale benestare, fino all'entrata in vigore della norma armonizzata negli Stati membri.

3_ Ai fini della marcatura CE, l'Art. 18 della CPD richiede agli Stati Membri di notificare gli Organismi riconosciuti per l'Attestazione di conformità distinguendo tra:

- Organismo di Certificazione, deputato al rilascio del Certificato di Conformità sulla base dell'attività di Ispezione e se necessario anche di Prova;
- Organismo di Ispezione, che deve svolgere le funzioni di Ispezione e valutazione e riferire di conseguenza all'Organismo di Certificazione;
- Laboratorio di Prova, che deve provare le prestazioni del prodotto da costruzione prelevato dall'Organismo di Ispezione e riferire e inviare all'Organismo di Certificazione.

Un solo Organismo, se notificato per le varie funzioni, può rivestire tutti e tre i ruoli.

determinata famiglia;

- sulla base di una procedura di valutazione condivisa (CUAP) su proposta di un Organismo di Approvazione che deve ricevere l'approvazione di tutti gli altri Organismi di Approvazione competenti dell'EOTA.

L'ETA è generalmente rilasciato con una validità di cinque anni e tale periodo di validità può essere rinnovato.

Le indicazioni relative alla marcatura CE (etichetta e documenti di accompagnamento) devono essere affisse prioritariamente sul prodotto stesso, altrimenti se non è possibile su un'etichetta allegata o sul suo imballo o far parte dei Documenti di Trasporto e devono essere riprodotte in modo visibile, leggibile e indelebile.

La documentazione accompagnatoria ai documenti di trasporto è costituita dal Certificato di conformità CE rilasciato da un Organismo di Certificazione europeo notificato ai sensi della CPD e dalla Dichiarazione di Conformità CE sottoscritta dal produttore.

3.1.3 L'Eurocodice 5 e le Istruzioni CNR DT/206

Come accennato nei paragrafi precedenti le NTC costituiscono la base per una moderna progettazione degli edifici in legno. Inoltre le stesse Norme Tecniche delle Costruzioni prevedono al Capitolo 12 "Riferimenti tecnici essenziali" la possibilità di avvalersi per la progettazione di altre normative o documenti scientifici quali:

- Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- Linee Guida del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale e successive modificazioni del Ministero per i Beni e le Attività Culturali, come licenziate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e ss. mm. ii.;
- Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.).

Oltre alla possibilità di utilizzare altri codici internazionali, purché sia dimostrato che garantiscano livelli di sicurezza non inferiori a quelli stabiliti dalle Norme Tecniche.

Non è naturalmente possibile all'interno delle poche pagine contenute in questo paragrafo descrivere tutto il contenuto di entrambe le normative, ci limiteremo in questa sede a enunciare i contenuti essenziali e gli aspetti più importanti in relazione ai contenuti di questa pubblicazione, rimandando al § 3.2 per i criteri di progettazione.

I due documenti sono sostanzialmente analoghi (tanto da poter ritenere le istruzioni CNR DT/206 una sorta di Appendice Nazionale dell'Eurocodice 5) e definiscono le regole di progettazione, calcolo ed esecuzione delle strutture di legno, relativamente ai requisiti di resistenza meccanica, funzionalità, durabilità e resistenza al fuoco e si basano sul metodo semiprobabilistico agli stati limite. Non vengono considerati altri requisiti quali ad es. l'isolamento termico o acustico o la sostenibilità.

Il loro utilizzo è legato alle indicazioni presenti in altri documenti normativi e

precisamente:

- Per i coefficienti parziali di sicurezza sui materiali e per i coefficienti di modificazione delle resistenze k_{mod} e di deformabilità k_{def} , occorre far riferimento ai valori dichiarati all'interno del §4.4 delle NTC 2008 (si veda quanto scritto in precedenza in questo stesso Capitolo) e non ai valori degli stessi coefficienti indicati all'interno dell'Eurocodice 5 e delle CNR DT/206 (validi invece per la progettazione negli altri Paesi Europei);
- Per i carichi e sovraccarichi bisogna fare riferimento ai Capitoli 2 e 3 delle NTC 2008 (o all'Eurocodice 0 (EN 1990) "Basi di calcolo per la progettazione" e alle varie parti dell'Eurocodice 1 (EN 1991) "Azioni sulle strutture" negli altri Paesi Europei).
- Per le costruzioni in zona sismica le indicazioni integrative relative alle costruzioni di legno sono contenute nel § 7.7 delle NTC 2008 (si veda quanto scritto in precedenza. Negli altri Paesi Europei occorre invece far riferimento all'Eurocodice 8 (UNI EN 1998 – 1 – Capitolo 8 "Regole specifiche per gli edifici a struttura di legno")
- Per le caratteristiche fisiche (massa volumica) e meccaniche (proprietà di resistenza e di rigidità) del legno si deve far riferimento ai valori caratteristici che risultano essere normalmente armonizzati con le classi di resistenza espressi dalla UNI EN 338. Per il legno lamellare (fino alla pubblicazione della revisione della attuale UNI EN 14080: 2005) i relativi profili resistenti e le modalità con cui definirli, sono indicati all'interno della UNI EN 1194.
- Per gli altri materiali a base di legno (pannelli di particelle e di fibre, compensato, OSB, LVL), per i mezzi di collegamento o componenti strutturali e i relativi metodi di prova (adesivi, elementi meccanici di collegamento, pareti a telaio e pannello leggero di rivestimento) si trova riferimento nella parte introduttiva alle specifiche norme EN di prodotto.

All'interno di entrambe le norme vengono affrontati i seguenti argomenti specifici relativi alla progettazione:

- Criteri generali e basi di calcolo
- Proprietà dei materiali
- Durabilità
- Basi di analisi strutturale
- Stati limite ultimi
- Stati limite di servizio
- Collegamenti con elementi meccanici di collegamento
- Componenti e assemblaggi
- Particolari strutturali e controllo

Le istruzioni CNR DT/206 contengono alcuni argomenti specifici non trattati all'interno dell'Eurocodice 5 e caratteristici del patrimonio edilizio e architettonico del nostro Paese come il calcolo dei solai misti legno-cls, dei collegamenti con barre incollate e dei giunti di carpenteria. Su questi argomenti nel nostro paese è stata fatta molta esperienza sia a livello di progettazione che di ricerca sperimentale, a causa della presenza diffusa di coperture e solai lignei in edifici di muratura quali

chiese ed edifici monumentali per i quali sovente è necessario provvedere alla progettazione ed esecuzione di interventi di consolidamento.

3.1.4 II DPR 380\01

IL DPR 380 del 2001 è la Legge Quadro nel settore dell'Edilizia e contiene i principi fondamentali e generali e le disposizioni per la disciplina dell'attività edilizia.

Il Decreto è un compendio delle indicazioni contenute nelle normative previgenti (e peraltro citate come riferimento in ogni articolo) in relazione a vari aspetti che regolano il settore delle costruzioni (tipologie di interventi edilizi possibili, titoli abilitativi, agibilità degli edifici e vigilanza e responsabilità sull'attività urbanistico-edilizia).

All'Art 52 – Tipo di strutture e norme tecniche, al comma 1, viene detto:

"In tutti i comuni della Repubblica le costruzioni sia pubbliche sia private debbono essere realizzate in osservanza delle norme tecniche riguardanti i vari elementi costruttivi fissate con decreti del Ministro per le infrastrutture e i trasporti, sentito il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici che si avvale anche della collaborazione del Consiglio Nazionale delle Ricerche. Qualora le norme tecniche riguardino costruzioni in zone sismiche esse sono adottate di concerto con il Ministro per l'interno. Dette norme definiscono:

- a. i criteri generali tecnico-costruttivi per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento;*
- b. i carichi e sovraccarichi e loro combinazioni, anche in funzione del tipo e delle modalità costruttive e della destinazione dell'opera, nonché i criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni;*
- c. le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le precisazioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione; i criteri generali e le precisazioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di opere speciali, quali ponti, dighe, serbatoi, tubazioni, torri, costruzioni prefabbricate in genere, acquedotti, fognature;*
- d. la protezione delle costruzioni dagli incendi."*

L'articolo in sostanza prescrive l'obbligo di effettuare la progettazione secondo le indicazioni contenute nelle Norme Tecniche per le Costruzioni che sono poi state effettivamente emanate nel 2005, aggiornate nel 2008 e entrate definitivamente in vigore nel Luglio del 2009.

Al comma 2 dello stesso articolo viene specificato:

"Qualora vengano usati sistemi costruttivi diversi da quelli in muratura o con ossatura portante in cemento armato normale e precompresso, acciaio o sistemi combinati dei predetti materiali, per edifici con quattro o più piani entro e fuori terra, l'idoneità di tali sistemi deve essere comprovata da una dichiarazione rilasciata dal presidente del Consiglio superiore dei lavori pubblici su conforme parere dello stesso Consiglio".

Quindi attualmente per realizzare un edificio a struttura di legno di più di tre piani (entro e fuori terra) occorre chiedere il parere al Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici sull'idoneità del progetto.

Questa prescrizione riprende esattamente la stessa dicitura contenuta nell'art. 1 della Legge 2 febbraio 1974, n. 64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche" (peraltro citata nel titolo dello stesso articolo). Si tratta quindi di disposizioni risalenti allo stato dell'arte di circa 37 anni fa (epoca in cui erano effettivamente poche le informazioni tecniche a riguardo e pertanto era giustificabile un atteggiamento prudentiale) che costituisce una forte limitazione allo sviluppo delle costruzioni di edifici multipiano in legno nel nostro Paese e peraltro già superata dai risultati della ricerca scientifica (si veda quanto scritto più avanti in questo stesso capitolo sui risultati di prove sismiche su edifici in dimensioni reali fino a sette piani di altezza) e da svariati esempi di realizzazioni di edifici costruiti recentemente in tutta Europa.

Il capitolo 7.2 del DM 14.01.08 ("Criteri generali di progettazione e modellazione") in relazione all'altezza massima delle costruzioni in zona sismica (Par. 7.2.2 "Caratteristiche generali delle costruzioni – Altezza massima dei nuovi edifici") dice:

"Per le tipologie strutturali: costruzioni di legno e di muratura non armata che non accedono alle riserve anelastiche delle strutture, ricadenti in zona 1, è fissata una altezza massima pari a due piani dal piano di campagna, ovvero dal ciglio della strada. Il solaio di copertura del secondo piano non può essere calpestio di volume abitabile.

Per le altre zone l'altezza massima degli edifici deve essere opportunamente limitata, in funzione delle loro capacità deformative e dissipative e della classificazione sismica del territorio. (...)"

Come si può facilmente constatare, in tale capitolo non vi è più nessun riferimento a quanto indicato all'interno dei documenti legislativi sopra menzionati (DPR 380/01, Legge 64/74 e documenti correlati): ogni riferimento a criteri di carattere prescrittivo sembra essere abbandonato a favore di un approccio di carattere prestazionale proprio degli Eurocodici e dello stesso D.M. 14.01.08.

Tuttavia l'interpretazione corrente da parte del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici è che comunque il DPR 380 costituisca un atto sovraordinato rispetto alle Norme Tecniche e che pertanto debba ritenersi valido quanto previsto dall'art. 52.

Recentemente, nei primi mesi del 2011, è stata nominata dallo stesso Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici una commissione composta da docenti universitari, rappresentanti dell'industria del legno e dello stesso Consiglio Superiore che si dovrà occupare della emissione di Linee Guida sulla progettazione di edifici multipiano in legno, che sperabilmente potranno servire da utile indicazione anche per l'emissione dei pareri in relazione all'art. 52 del DPR 380 da parte dello stesso Consiglio Superiore.

3.2 • PRINCIPI DI PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE DI LEGNO, UNIONI E TIPOLOGIE DI COLLEGAMENTO

3.2.1 Criteri generali

La progettazione di una struttura di legno non si limita solamente al calcolo, il calcolo è solamente una delle componenti che occorre considerare per la buona riuscita della costruzione.

I fattori da considerare sono infatti molteplici e tutti strettamente interconnessi:

- la conoscenza del materiale;
- la concezione dei dettagli costruttivi;
- il comportamento statico e sismico;
- la protezione contro l'incendio;
- i requisiti energetici ed acustici;
- le prescrizioni di uso e manutenzione;
- gli aspetti ecologici.

Per quel che concerne il calcolo strutturale si illustreranno in questa sede i punti salienti dell'Eurocodice 5 nella sua versione definitiva (EN 1995-1-1:2009, con il preciso scopo di sottolinearne gli aspetti principali senza spiegare i concetti alla base della tecnica delle costruzioni in legno e delle verifiche con il metodo semiprobabilistico agli stati limite che si considerano in questa sede già acquisiti dal lettore.

3.2.2 Verifica di resistenza degli elementi strutturali

Dovrà essere verificato per la sezione generica che sia:

$$\sigma_d \leq f_k \frac{k_{mod}}{\gamma_M}$$

dove:

σ_d è la tensione agente di progetto, calcolata considerando lo schema statico e i carichi di progetto agenti, determinati applicando i relativi coefficienti parziali di sicurezza e i coefficienti di combinazione;

f_k rappresenta la resistenza caratteristica al frattile 5% del materiale per i diversi stati di sollecitazione e in funzione della loro direzione rispetto alla direzione della fibratura (Figura 3.5);

k_{mod} è il coefficiente che tiene conto degli effetti sui valori di resistenza dell'umidità del legno e della durata del carico;

γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza del materiale.

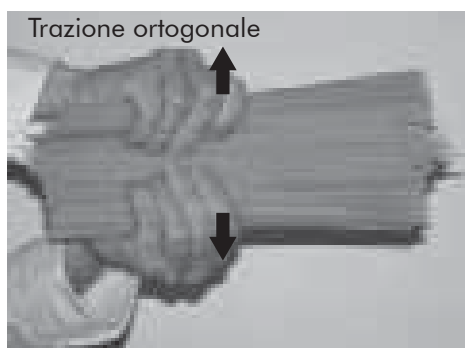
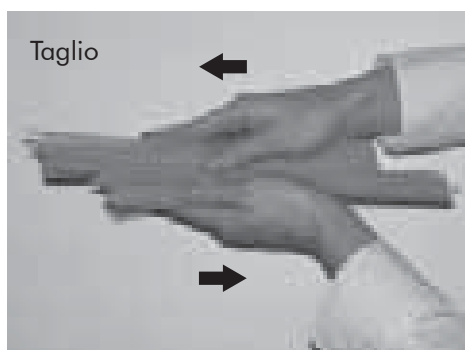
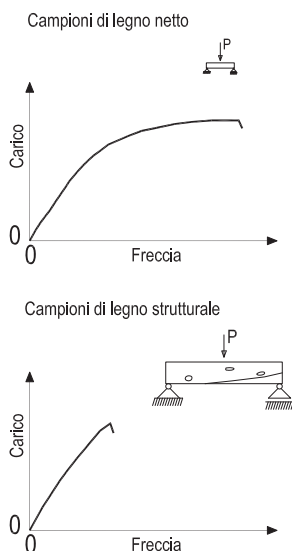


Figura 3.1_ L'analogia degli spaghetti (assimilabili alle fibre che compongono il tessuto legnoso), è un metodo semplice ed efficace per capire le resistenze del legno strutturale per i vari stati di sollecitazione in funzione della loro direzione rispetto alla direzione della fibratura.

In particolare si può osservare che:

- a differenza dell'acciaio e del calcestruzzo armato la verifica della sezione si fa sulle tensioni e non sulle azioni interne. Infatti si ritiene che la rottura avvenga quando ancora il materiale è in campo elastico lineare, per cui c'è un legame lineare fra azioni interne e tensioni.



Differenza di comportamento a rottura tra provini di piccole dimensioni privi di difetti e elementi strutturali classificati in dimensioni d'uso dotati di difetti. Si può osservare un comportamento lineare fino a rottura per elementi di legno strutturale, tanto più accentuato quanto più si fa riferimento ai valori minori di resistenza, com'è il caso dei valori caratteristici. Per questo motivo le norme di calcolo fanno riferimento al comportamento elastico lineare fino a rottura.

Da Stieda 1986

- le f_k vengono fornite al progettista non all'interno dell'Eurocodice 5, ma in apposite norme UNI-EN, sotto forma di classi di resistenza (Tabella 3.6 e Tabella 3.7, per legno massiccio; Tabella 3.8, per legno lamellare incollato), mediante le quali il progettista potrà richiedere ad esempio la classe C30, così come ora chiede per il calcestruzzo la classe Rck 30. Sarà inoltre possibile attribuire un tipo di legno (specie, provenienza, categoria resistente) ad una classe di resistenza (Tabella 3.9).

		C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
<i>Proprietà di resistenza in N/mm²</i>													
Flessione	$f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50
Trazione parallela	$f_{t,0,k}$	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$	0,40	0,40	0,44	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	23	25	26	27	29
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,1	3,2
Taglio	$f_{v,k}$	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0
<i>Proprietà di rigidezza in kN/mm²</i>													
Modulo di elasticità medio parallelo	$E_{0,mean}$	7	8	9	9,5	10	11	11,5	12	13	14	15	16
Modulo di elasticità caratteristico	E_k	4,7	5,4	6,0	6,4	6,7	7,4	7,7	8,0	8,7	9,4	10,0	10,7
Modulo di elasticità medio perp.	$E_{90,mean}$	0,23	0,27	0,30	0,32	0,33	0,37	0,38	0,40	0,43	0,47	0,50	0,53
Modulo di taglio medio	G_{mean}	0,44	0,50	0,56	0,59	0,63	0,69	0,72	0,75	0,81	0,88	0,94	1,00
<i>Massa volumica in kg/m³</i>													
Massa volumica	ρ_k	290	310	320	330	340	350	370	380	400	420	440	460
Massa volumica media	ρ_{mean}	350	370	380	390	410	420	450	460	480	500	520	550

Tabella 3.6 Profili resistenti e caratteristici delle varie classi di resistenza di legno massiccio di conifera così come individuate nella norma EN 338 (2009).

		D18	D24	D30	D35	D40	D50	D60	D70
<i>Proprietà di resistenza in N/mm²</i>									
Flessione	$f_{m,k}$	18	24	30	35	40	50	60	70
Trazione parallela	$f_{t,0,k}$	11	14	18	21	24	30	36	42
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$	18	21	23	25	26	29	32	34
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$	7,5	7,8	8,0	8,1	8,3	9,3	10,5	13,5
Taglio	$f_{v,k}$	3,4	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,5	5,0
<i>Proprietà di rigidezza in kN/mm²</i>									
Modulo di elasticità medio parallelo	$E_{0,mean}$	9,5	10	11	12	13	14	17	20
Modulo di elasticità parallelo	E_k	8,0	8,5	9,2	10,1	10,9	11,8	14,3	16,8
Modulo di elasticità medio perp.	$E_{90,mean}$	0,63	0,67	0,73	0,80	0,86	0,93	1,13	1,33
Modulo di taglio medio	G_{mean}	0,59	0,62	0,69	0,75	0,81	0,88	1,06	1,25
<i>Massa volumica in kg/m³</i>									
Massa volumica	ρ_k	475	485	530	540	550	620	700	900
Massa volumica media	ρ_{mean}	570	580	640	650	660	750	840	1080

Tabella 3.7_Profili resistenti e caratteristici delle varie classi di resistenza di legno massiccio di latifolia così come individuate nella norma EN 338 (2009).

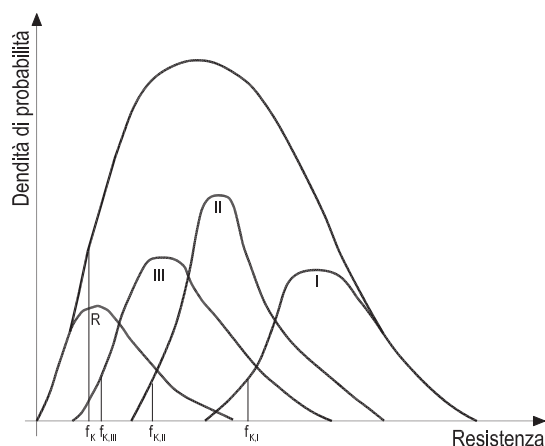
		GL24h	GL28h	GL32h	GL36h	GL24c	GL28c	GL32c	GL36c
Proprietà di resistenza in N/mm ²									
Flessione	$f_{m,k}$	24	28	32	36	24	28	32	36
Trazione parallela	$f_{t,0,k}$	16,5	19,5	22,5	26	14	16,5	19,5	22,5
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$	0,40	0,45	0,50	0,60	0,35	0,40	0,45	0,50
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$	24	26,5	29	31	21	24	26,5	29
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$	2,7	3,0	3,3	3,6	2,4	2,7	3,0	3,3
Taglio	$f_{v,k}$	2,7	3,2	3,8	4,3	2,2	2,7	3,2	3,8
Proprietà di rigidità in kN/mm ²									
Modulo di elasticità medio parallelo	$E_{0,mean}$	11,6	12,6	13,7	14,7	11,6	12,6	13,7	14,7
Modulo di elasticità parallelo	E_k	9,4	10,2	11,1	11,9	9,4	10,2	11,1	11,9
Modulo di elasticità medio perp.	$E_{90,mean}$	0,39	0,42	0,46	0,49	0,32	0,39	0,42	0,46
Modulo di taglio medio	G_{mean}	0,72	0,78	0,85	0,91	0,59	0,72	0,78	0,85
Massa volumica in kg/m ³									
Massa volumica	ρ_k	380	410	430	450	350	380	410	430

Tabella 3.8_Classi di resistenza per legno lamellare incollato di conifera secondo UNI EN 1194:2000.

classe di resistenza secondo EN 338	categoria (norma nazionale)	specie legnosa	provenienza
C30	ST-I (Francia)	Abete bianco e rosso, Pini	Francia
	S13 (Germania, Austria e Repubblica Ceca)	Abete bianco e rosso, Pino silvestre, Larice	Europa centrale, del nord e dell'est
	T3 (Paesi nordici)	Abete bianco e rosso, Pino silvestre, Larice	Europa del nord e del nord-est
	J&P Sel (USA) SLF Sel (USA)	Pino pece	USA
	ME1 (Spagna)	Pino laricio	Spagna
	S0 (Slovacchia)	Abete rosso	Slovacchia
C24	ST-II (Francia)	Abete bianco e rosso Douglasia, Pini, Pioppo Larice	Francia
	S10 (Germania, Austria e Repubblica Ceca)	Abete bianco e rosso, Pino silvestre, Larice	Europa centrale, del nord e dell'est
	S10 (Germania)	Douglasia	Germania
	T2 (Paesi nordici)	Abete bianco e rosso, Pino silvestre, Larice	Europa del nord e del nord-est
	ME1 (Spagna)	Pino radiata, Pino marittimo	Spagna
	SS (Regno Unito)	Pino del Paraná	Brasile
	SS (Regno Unito)	Abete bianco e rosso, Pino silvestre	Europa centrale, del nord e dell'est
	SS (Regno Unito)	Douglasia, Larice	USA e Canada
	SS (Regno Unito)	Pino pece	Caraibi
	J&P Sel (USA) SLF Sel (USA)	Douglasia, Larice, Abete bianco e rosso	USA e Canada
	S0 (Slovacchia)	Abete rosso	Slovacchia

Tabella 3.9_Asegnazione delle categorie e specie legnose alle classi di resistenza per legno strutturale secondo un estratto della EN 1912 (2010).

Mediante la classificazione secondo la resistenza è possibile separare gli elementi meno resistenti da quelli più resistenti, assegnandoli a categorie di qualità resistente, in base al tipo ed entità dei difetti presenti (ad es. dimensioni dei nodi, inclinazione della fibratura). Le regole di classificazione, basate sulla valutazione dei difetti che maggiormente incidono sulla resistenza (nodi, inclinazione della fibratura, alcuni tipi di fessurazione, etc.) variano da paese a paese essendo "calibrate" sui legni di produzione locale.



Per ciascun tipo di legno (specie legnosa, provenienza, categoria), dopo una metodica ed estesa campagna di prove a rottura su elementi in dimensioni d'uso (vedi Giordano, 1999, cap. 4), è possibile determinare la distribuzione delle resistenze che compete a ciascuna categoria e determinarne il valore caratteristico al frattile 5% (a lato: si sono individuate tre categorie, I, II, III ed R, quest'ultima comprendente gli elementi rifiutati).

Come si può vedere dal diagramma le regole di classificazione non sono efficienti al 100% giacché non consentono di collocare tutti i pezzi migliori nella categoria più alta e i pezzi peggiori tutti nella categoria più bassa.

Tuttavia le regole di classificazione sono essenziali perché consentono comunque di individuare valori diversi e scalati di resistenze di riferimento utili per il calcolo, e quindi di avere un progetto più efficiente. Si noti che la parte di coda a sinistra delle distribuzioni di resistenza è pressoché tronca: il che vuol dire che con il legno, una volta classificato, si hanno possibilità molto remote di incappare in resistenze più basse di quelle previste.

- γ_m è il coefficiente di sicurezza sul materiale, serve per passare dalla resistenza al frattile 5% a quella di progetto (nominalmente definita "al 5‰").
- k_{mod} è un fattore di correzione che tiene conto della contemporanea influenza sulla resistenza del materiale del contenuto di umidità nel legno e della durata del carico. Le resistenze f_k infatti, sono sempre riferite ai risultati di prove a rottura della durata di 5 minuti su campioni aventi una umidità nominale, all'atto della prova, del 12%. Riguardo all'umidità, sono individuate tre classi di servizio, in parentesi l'umidità mediamente riscontrabile nel legno:
 Classe di Servizio 1: al chiuso, riscaldata di inverno ($u \leq 12\%$)
 Classe di Servizio 2: al chiuso, non riscaldata di inverno; all'aperto, coperta ($12\% < u \leq 20\%$)
 Classe di Servizio 3: all'aperto, non protetta ($u > 20\%$).

	<i>Eurocodice 5</i>	<i>DM08</i>
<i>materiale</i>	γ_m	γ_m
legno massiccio	1,30	1,50
legno lamellare	1,25	1,45
LVL, compensato, OSB, pannelli di particelle e di fibre	1,20	1,40 - 1,50
altri materiali a base di legno	1,30	-
connessioni	1,30	1,50

Tabella 3.10_Coefficienti di sicurezza parziali per le proprietà dei materiali(γ_m).

Riguardo all'effetto della *durata del carico*, e quindi di un possibile danneggiamento interno del materiale a causa del prolungarsi di un elevato stato di tensione nel tempo, ad ogni carico si attribuisce un valore di k_{mod} (Tabella 3.11 e Tabella 3.12).

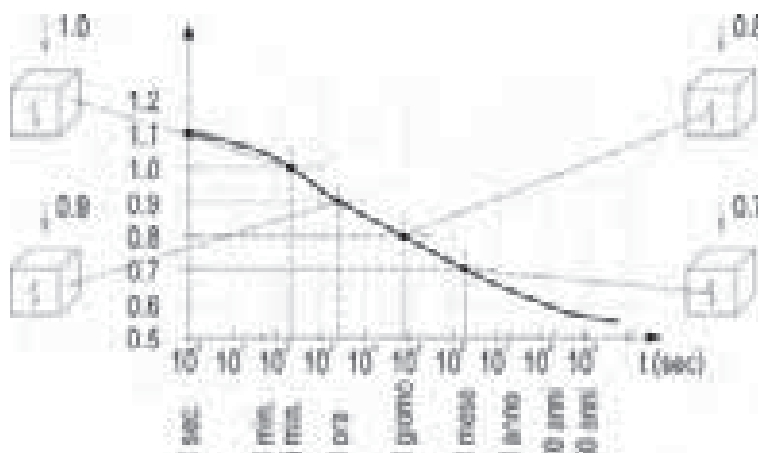


Figura 3.2_Influenza della durata del carico sui parametri di resistenza, secondo l'Eurocodice 5. Prendendo in considerazione 4 provini di legno esattamente delle stesse dimensioni, si sottopone il primo ad una prova di rottura a compressione parallela alla fibratura.. Le prove di resistenza, mediante le quali si determinano i valori caratteristici della resistenza, hanno una durata di cinque minuti. Fatto 1 il carico che ha portato a rottura il provino in 5 minuti, se sottoponiamo un secondo provino ad un carico pari a 0,9 questo si romperà dopo 1 ora, sottoponendo un terzo provino ad un carico pari a 0,8 questo si romperà dopo 1 giorno, sottoponendo un quarto provino ad un carico pari a 0,7 si romperà dopo 1 mese. La curva ha andamento asintotico per cui sottoponendo un eventuale quinto provino ad un carico pari a 0,5, questo non si romperà mai. Il limite del 50% è detto limite di scorrimento, e al di sotto non c'è danneggiamento interno del materiale se sottoposto a carichi prolungati. La possibilità di danneggiamenti interni del materiale dovuti all'azione di carichi particolarmente elevati - al di sopra del limite di scorrimento - per tempi di durata ridotta, è tenuta in conto dal coefficiente k_{mod} .

Se la combinazione di carico prevede carichi di durata diversa si prende il k_{mod} relativo alla durata più breve.

Classe di durata del carico	Durata accumulata del carico caratteristico	Esempio di carico
Permanente	più di 10 anni	peso proprio
Lunga durata	6 mesi - 10 anni	carico di esercizio nei locali adibiti a deposito
Media durata	1 settimana - 6 mesi	carichi di esercizio in generale
Breve durata	meno di 1 settimana	neve (*)
Istantaneo	--	vento e carichi eccezionali
* In aree dove si registrano elevati carichi di neve per prolungati periodi di tempo è opportuno considerare una parte del carico come carico di media durata.		

Tabella 3.11 _Classi di durata del carico come definite nell'Eurocodice 5

classe di servizio	classe di durata del carico				
	permanente	lungo termine	medio termine	breve termine	istantanei
1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90

Tabella 3.12 _Valori di k_{mod} per legno massiccio, legno lamellare ed LVL da DM08.

Si devono comunque condurre le verifiche per tutte le condizioni di carico: soli carichi permanenti, carichi permanenti più un carico di servizio, carichi permanenti più due carichi di servizio con i relativi coefficienti di combinazione, etc.

3.2.3 Verifica per stati di tensione composti

Le verifiche per stati di tensione composti diventano di facile comprensione, ad esempio, nel caso di tenso-flessione si avrà:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1$$

essendo al numeratore le tensioni di progetto agenti, di trazione parallela alla fibratura e di flessione, rispettivamente, e le corrispondenti tensioni resistenti di progetto al denominatore.

3.2.4 Verifica delle unioni

Per i collegamenti, in cui il comportamento è supposto elasto-plastico a duttilità più o meno accentuata, la verifica si fa sugli sforzi agenti/resistenti, come nell'approccio classico degli stati limite ultimi:

$$S_d \leq R_k \frac{k_{mod}}{\gamma_M}$$

S_d è lo sforzo agente di progetto calcolato a partire dallo schema statico e dai carichi nominali agenti aumentati dei coefficienti parziali di sicurezza γ_i loro spettanti, con i relativi fattori di combinazione ψ_0, ψ_1, ψ_2 che sono indipendenti dal materiale con cui è costruita l'opera (acciaio, legno, c.a., eccetera).

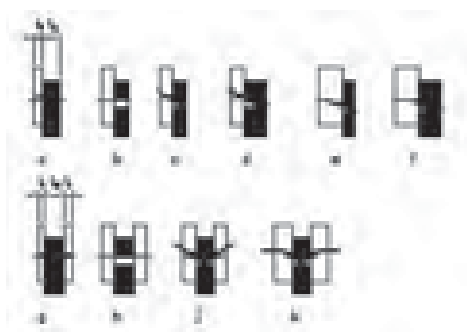
k_{mod} e γ_m hanno lo stesso significato descritto precedentemente.

Le R_k vengono fornite attraverso formule derivate da quelle di Johansen (1949), qui non riportate, ognuna delle quali basata sull'ipotesi di un preciso modo di rottura della sezione. Anche l'effetto di più elementi di collegamento allineati viene tenuto in conto attraverso appositi coefficienti riduttivi che tengono conto che la resistenza di un gruppo di n elementi di collegamento allineati è inferiore a n volte la resistenza del singolo elemento di collegamento.

In generale nel calcolo della resistenza rientrano i seguenti parametri:

- la geometria;
- il momento di snervamento degli elementi metallici di collegamento;
- la resistenza a rifollamento del legno (legata alla massa volumica caratteristica ρ_k);
- la tensione di taglio del legno;
- il probabile meccanismo di rottura.

Da notare che lo stesso bullone impegnato in una unione acciaio-acciaio porta circa 5 volte il carico che può portare in una unione legno-legno o acciaio-legno.



Modi di rottura per unioni legno-legno e pannello-legno a singola (a-f) e doppia (g-k) sezione resistente secondo la teoria di Johansen per il calcolo della capacità portante a taglio di mezzi di unione a gambo cilindrico proposte dall'Eurocodice 5 e dalle CNR DT/206.

3.2.5 Stati limite di esercizio

Elementi strutturali

Il legno è materiale che ha un comportamento viscoso peculiare, per certi versi migliore di quello del calcestruzzo, ma per altri versi molto insidioso. Nella norma si forniscono i valori del coefficiente k_{def} , dove k_{def} è definito come segue, essendo u_{creep} la deformazione viscosa a tempo infinito sotto un carico agente costantemente nel tempo, ed essendo u_{ist} la deformazione istantanea sotto lo stesso carico:

$$u_{creep} = u_{inst} \cdot k_{def}$$

k_{def} è fornito dalla norma in funzione della classe di servizio (Tabella 3.13) e si riferisce all'incremento di deformazione dovuto ai carichi permanenti e quasi permanenti.

Tipi di legno	Classe di servizio		
	1	2	3
Legno massiccio	0,60	0,80	2,00
Lamellare	0,60	0,80	2,00
incollato	0,80	1,00	2,50
Compensato			
* Per il legno massiccio posto in opera all'umidità corrispondente al punto di saturazione o vicino ad esso, e che sia con probabilità soggetto al processo di essiccazione sotto carico, il valore di k_{def} sarà aumentato di 1,0			

Tabella 3.13_Valori di k_{def} per legno massiccio, legno lamellare e compensato.

Per cui la freccia a tempo infinito di una trave sottoposta ad un carico permanente G_k ed ad un carico di servizio Q_k , essendo $\psi_2 Q_k$ la quota quasi-permanente del carico di servizio, si calcolerà come:

$$u_{fin} = u_{inst} + u_{creep} = u_{inst,G} x(1+k_{def}) + u_{inst,Q} x(1+\psi_2 k_{def})$$

essendo:

$\psi_2 = 0,0$ per il carico neve;

$\psi_2 = 0,3$ per i carichi accidentali negli edifici residenziali;

$u_{ist,G}$ = freccia istantanea dovuta ai soli carichi permanenti;

$u_{ist,Q}$ = freccia istantanea dovuta ai soli carichi accidentali.

L'EC5 fornisce dei limiti sia per la deformazione istantanea che finale. Ad esempio per travi semplicemente appoggiate vengono indicati i seguenti valori:

u_{ist} = da 1/500 a 1/300 della luce

u_{fin} = da 1/300 a 1/150 della luce

Unioni

Per il calcolo dello scorrimento nelle unioni utile, ad esempio, per la valutazione della freccia di strutture con unioni meccaniche, si usa un coefficiente di *slip* fornito in Figura 3.3. Per la deformazione viscosa si userà un coefficiente k_{def} maggiorato (il doppio) rispetto a quello del legno.

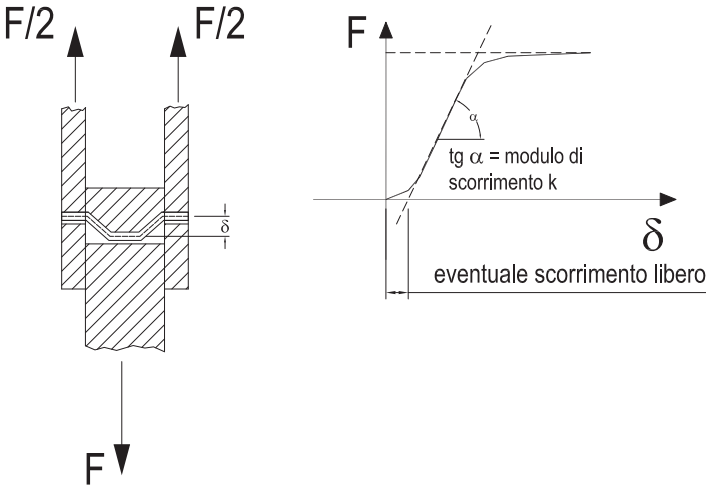


Figura 3.3_Valori di K_{ser} per mezzi di unione del tipo a gambo cilindrico in N/mm

Tipo del mezzo di unione	Legno - legno
	Pannello - legno Acciaio - legno
Spinotti Viti Chiodi (con preforatura)	$\rho_m^{1,5} d/25$
Chiodi (senza preforatura)	$\rho_m^{1,5} d^{0,8}/30$
Bulloni	$\rho_m^{1,5} d^{0,8}/35$
Moltiplicare per 2,0 per unioni acciaio-legno e calcestruzzo-legno	

Tabella 3.14_Modulo di scorrimento per collegamenti meccanici. ρ_m è la massa volumica media del legno e d è il diametro dell'elemento di collegamento meccanico.

Vibrazioni

Le vibrazioni nelle strutture di legno rivestono importanza in quanto il modulo di elasticità basso può determinare frequenze proprie eccessivamente basse.

Per una trave su doppio appoggio soggetta a carico uniformemente distribuito la frequenza propria è:

$$f = \frac{\pi}{2 \cdot l^2} \sqrt{\frac{E_{din}}{J \cdot m}}$$

Nella formula:

m è la massa in kg/m nella combinazione quasi permanente $G_1 + G_2 + \psi_2 \cdot Q$, il carico espresso in kN/m deve essere moltiplicato per 1000 per esprimerlo in N/m e poi diviso per 9,81 per esprimerlo in kg/m o che è lo stesso (Ns²/m)/m;

E_{din} è il modulo di elasticità longitudinale dinamico espresso in N/m², è pari al modulo di elasticità aumentato del 10% per considerare l'incremento in fase dinamica;

J è il modulo di elasticità espresso in m⁴;

l è la luce espressa in m.

L'Eurocodice 5 al paragrafo 7.3 fornisce indicazioni di difficile applicazione ed interpretazione, è possibile però, per analogia, riferirsi alle indicazioni dell'Eurocodice 3 che stabilisce:

- abitazioni e uffici $f \geq 3\text{Hz}$
- palestre e sale da ballo $f \geq 5\text{Hz}$.

3.3 • COMPORTAMENTO SISMICO E AL FUOCO DELLE STRUTTURE DI LEGNO

3.3.1 Concetti generali sul comportamento sismico degli edifici in legno

L'evento sismico occorso il 6 Aprile 2009 in Abruzzo ha portato ancora una volta alla ribalta il tema della sicurezza sismica nel nostro paese. Che tutto il territorio italiano sia più o meno caratterizzato da un certo rischio sismico è un fatto oramai noto (adesso "certificato" definitivamente anche dalle NTC) che dovrebbe stimolare gli amministratori pubblici ad una maggiore attenzione verso la sicurezza sismica del patrimonio edilizio pubblico e privato del proprio territorio. La prima classificazione sismica omogenea di tutto il territorio nazionale, basata su criteri scientifici rigorosi, è stata effettuata solamente nel 1984, grazie agli studi del Progetto Finalizzato Geodinamica del CNR; in questa, nelle zone classificate come sismiche pari a circa il 45% del territorio nazionale, solamente il 14% delle abitazioni era costruito secondo criteri antisismici, ossia dopo l'introduzione della prima legge sismica "moderna" del nostro Paese, la L. 64/1974. Tuttavia nonostante questi dati e nonostante i tanti miliardi di euro spesi nelle ricostruzioni post-sisma dopo ogni terremoto (talvolta per opere mai realizzate) si continua a "rincorrere" i terremoti, parlandone solamente quando questi avvengono e non investendo sufficientemente in prevenzione.



Figura 3.4_Mappa dei terremoti con Magnitudo>6 avvenuti in Italia dal 1800 al 1997 (Fonte: CFTI 4 Med – Catalogo storico interattivo dei terremoti italiani e dell'area mediterranea – INGV)

Ma qualcosa sta cambiando, perlomeno nella consapevolezza e nella percezione dell'opinione pubblica verso determinati materiali e sistemi costruttivi. Oramai,

anche grazie ad una serie di prove sperimentali effettuate tra il 2006 e il 2009 che hanno portato alla esecuzione di simulazioni di terremoti reali e di eccezionale intensità su edifici in dimensioni reali interamente a struttura di legno rispettivamente di 3, 6 e 7 piani (Progetto SOFIE condotto dal CNR-IVALSA sotto la direzione del Prof. A. Ceccotti e finanziato dalla Provincia Autonoma di Trento e Progetto NEESWOOD nato dalla collaborazione di cinque università americane e coordinato dal Professor John W. van de Lindt della Colorado State University), è opinione comune che le strutture di legno anche di molti piani si comportino egregiamente nei confronti dei terremoti. Tutto a un tratto il legno è diventato un “materiale antisismico”. Ma esistono materiali antisismici?



Figura 3.5_Mappa dei terremoti con Magnitudo>6 avvenuti in Italia dal 1800 al 1997 (Fonte: CFTI 4 Med – Catalogo storico interattivo dei terremoti italiani e dell’area mediterranea – INGV)

La domanda è posta male. Non ha alcun significato parlare di materiali antisismici (ammesso che ne esistano), ha senso invece parlare di strutture ben progettate e correttamente realizzate in grado di resistere al “terremoto di progetto” previsto nel sito in cui verranno realizzate. E questo, in linea di principio, è possibile con qualsiasi materiale da costruzione.

Esistono però dei materiali e dei sistemi costruttivi che presentano alcune proprietà e caratteristiche che li rendono particolarmente adatti a realizzare edifici che resistono bene alle azioni sismiche. E che non solo resistono, ma che, se correttamente progettati, sono anche in grado di subire danni minimi e facilmente riparabili anche a seguito di terremoti catastrofici, cosa difficile da ottenere in maniera economica con altri materiali e sistemi costruttivi. E questo è il caso del legno e delle strutture di legno ben progettate e ben realizzate.



Figura 3.6_A sinistra: danni osservati su un edificio di legno di 3 piani in dimensioni reali sottoposto a prova sismica con il terremoto di Kobe alla massima intensità nel 2006 presso la tavola vibrante del NIED di Tsukuba (*Progetto SOFIE*). Il danno strutturale osservato è solamente a livello delle piastre metalliche e degli elementi di connessione alle pareti in legno ed è facilmente riparabile prevedendo nuove piastre di collegamento in nuove posizioni.

A destra: danni riscontrati su un edificio di 6 piani in dimensioni reali sottoposto a prova sismica presso la tavola vibrante del NIED (E-Defense) a Miki, Kobe (fonte www.bosai.go.jp) sempre con il terremoto di Kobe alla massima intensità. L'edificio ha resistito senza subire crolli ma i danni strutturali riscontrati ne rendono necessaria la demolizione e ricostruzione.

Semplificando e sintetizzando il problema, le forze sismiche che agiscono su una struttura possono essere calcolate secondo la Legge di Newton, $\text{forza} = \text{massa} \times \text{accelerazione}$. È quindi evidente che strutture realizzate con materiali leggeri come il legno (col quale un tempo si costruivano gli aerei) avranno masse ridotte e quindi saranno interessate da forze sismiche minori. Per resistere a tali forze, seppur minori, le strutture dovranno possedere delle adeguate riserve di resistenza e da questo punto di vista il legno strutturale (ossia il legno classificato secondo la resistenza e soggetto alle stesse regole di qualificazione e agli stessi requisiti richiesti per gli altri materiali secondo le Norme Tecniche del 2008 che finalmente stabiliscono pari condizioni tra il legno e gli altri materiali da costruzione) non soffre certamente di “complessi di inferiorità” rispetto ad altri materiali da costruzione. Inoltre, e questo è un concetto un po' meno intuitivo, a livello di progettazione le strutture rigide sono interessate da forze sismiche maggiori rispetto alle strutture flessibili e deformabili, come è il caso delle strutture di legno. Per comprendere meglio basta osservare l'immagine sulla destra della pagoda del tempio di Horyu-ji a Nara, antica capitale del Giappone, esempio mirabile di struttura totalmente in legno allo stesso tempo leggera, resistente e flessibile e che con i suoi 31,5 m di altezza e 14 secoli di vita è un esempio eccezionale di durabilità e di resistenza sismica.



Figura 3.7_Pagoda del tempio di Horyu-ji a Nara, Giappone, anno di costruzione 607 d.C

Oltre alle proprietà citate ne esiste una quarta, altrettanto importante, ossia la duttilità e la capacità di una struttura di dissipare l'energia trasferita dal sisma attraverso lo sviluppo di deformazioni in campo non lineare. Pur essendo il legno strutturale un materiale fragile (solo per alcuni stati di sollecitazione), nelle strutture di legno è possibile raggiungere elevati livelli di duttilità mediante l'utilizzo di connessioni meccaniche con elementi metallici (piastre metalliche, chiodi, viti e bulloni) per collegare i vari elementi strutturali di legno.

Tutte queste caratteristiche rendono le strutture di legno adatte alla realizzazione di edifici anche di molti piani che dimostrano un ottimo comportamento nei confronti dei terremoti.

3.3.2 Criteri di progettazione antisismica per gli edifici multipiano in legno

La progettazione antisismica, come suggerito dall'Eurocodice 8 e dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, prevede che le strutture debbano essere progettate per resistere al terremoto di progetto previsto nel sito in cui verranno costruite. In termini più specifici, secondo il requisito di "non collasso" la struttura deve essere progettata per un'azione sismica relativa ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni, corrispondente ad un periodo di ritorno di 475 anni, senza che venga compromessa la sua integrità strutturale e in maniera tale da mantenere una capacità resistente residua dopo il terremoto. Allo stesso tempo la struttura deve anche soddisfare il requisito di "limitazione del danno" secondo il quale una struttura deve resistere ad un terremoto caratterizzato da una maggiore probabilità di superamento, pari cioè al 10% in 10 anni, corrispondente ad un periodo

di ritorno di 95 anni, senza che si verifichino danni che ne compromettano la funzionalità, il cui costo sia eccessivamente alto in relazione al costo della struttura stessa.

Secondo il carattere prestazionale delle norme, gli Stati Limite associati con le condizioni sopra menzionate sono lo Stato Limite Ultimo e lo Stato Limite di Danno. Per verificare lo Stato Limite Ultimo, le strutture devono essere progettate con una appropriata combinazione di resistenza e dissipazione di energia, che può essere ottenuta solamente se si raggiunge un comportamento duttile, progettando secondo il Criterio di Gerarchia delle Resistenze. Secondo questo criterio occorre prevedere che gli elementi strutturali a comportamento plastico raggiungano lo stato post-elastico quando gli elementi a comportamento fragile sono ancora in fase elastica e ben lontani dal raggiungimento della rottura. Nel caso delle strutture in legno tale criterio viene perseguito progettando adeguatamente i giunti realizzati con connettori meccanici, avendo ovviamente cura nel rendere gli elementi di legno più resistenti dei giunti.

Della duttilità si tiene conto nella progettazione attraverso l'introduzione del fattore di struttura q che consente di ridurre lo spettro di risposta per ottenere lo spettro di progetto da utilizzare nella analisi lineare. Il fattore di struttura è definibile come il rapporto fra l'accelerazione di picco del terremoto che porta al crollo la struttura e l'accelerazione di picco che porta la struttura al raggiungimento del limite elastico:

$$q = \frac{a_u}{a_y}$$

In pratica attraverso l'introduzione del fattore di struttura q , che tiene conto della capacità di dissipazione di energia della struttura attraverso un comportamento duttile, si consente al progettista di progettare la struttura in campo lineare tenendo conto dell'effettivo comportamento non lineare, semplicemente dividendo le ordinate dello spettro di risposta elastico per il valore di questo coefficiente. I valori del fattore di struttura sono ovviamente diversi in funzione del tipo di materiale utilizzato, delle caratteristiche dei giunti e del tipo di struttura. Ovviamente nel caso di strutture poco dissipative tale valore è pari a 1,5 (in realtà a rigore di ragionamento dovrebbe essere 1, ma nella versione attuale dell'Eurocodice 8 e delle Norme Tecniche tale valore minimo del fattore di struttura è stato portato appunto a 1,5 per tenere conto del contributo dissipativo favorevole dato dalla presenza di strutture secondarie).

L'introduzione del fattore di struttura ci consente pertanto di calcolare agevolmente le forze sismiche di progetto agenti sulla struttura:

$$F_{sd} = \frac{S_e(T_0, \nu) \cdot a_g \cdot m}{q}$$

dove:

$S_e(T, \nu)$ è l'ordinata dello spettro di risposta elastico, funzione del periodo proprio della struttura e del suo rapporto di smorzamento elastico

a_g è il valore massimo dell'accelerazione di picco al suolo, definita in funzione della zona sismica in cui viene costruito l'edificio;

m è il valore totale delle masse proprie e portate dell'edificio;

q è il valore del fattore di struttura.

Pertanto tanto maggiore sarà il valore del fattore di struttura, tanto minore sarà il valore delle forze sismiche da considerare nella progettazione, perché si terrà conto della maggiore capacità della struttura di dissipare energia attraverso lo sviluppo di un comportamento duttile.

Come già visto in precedenza l'Eurocodice 8 al Cap. 8 e le NTC al paragrafo 7.7 definiscono le tipologie strutturali ammesse in zona sismica ed i corrispondenti valori del fattore di struttura q , dividendo, come per gli altri materiali, le tipologie strutturali ammesse in due classi di duttilità, le strutture aventi una bassa capacità di dissipazione energetica (Classe B e valori di q compresi fra 2 e 2,5) e le strutture aventi una alta capacità di dissipazione energetica (Classe A e valori di q compresi fra 3 e 5).

Le Norme Tecniche ammettono anche la progettazione delle strutture nell'ipotesi di comportamento scarsamente dissipativo, per le quali il fattore di struttura q assumerà il valore 1,5.

Nelle strutture di legno in generale e negli edifici di legno in particolare la configurazione dei giunti e le loro modalità realizzative hanno notevole influenza sul comportamento sismico, anche nell'ambito dello stesso sistema costruttivo, ed è pertanto importante definire delle regole di gerarchia delle resistenze e dei criteri di sovra-resistenza al fine di poter raggiungere il comportamento duttile voluto nelle zone dissipative.

A differenza delle azioni verticali che possono interessare solamente una porzione della struttura e alcuni elementi costruttivi, l'azione sismica è un'azione orizzontale che coinvolge la struttura nel suo insieme e pertanto la continuità dei collegamenti fra le diverse porzioni di struttura, in tutte le posizioni, è particolarmente importante e deve essere effettiva sia a trazione che a compressione.



Figura 3.8 _ Comportamento nei confronti delle azioni sismiche di un edificio in legno.

Dal punto di vista del comportamento sismico, un edificio di legno multipiano, sia esso realizzato con il sistema XLam, con il Sistema Platform Frame o con il sistema Log House, se ci riferiamo ai tre sistemi costruttivi più comunemente utilizzati nella costruzione di edifici in legno è sostanzialmente assimilabile ad una struttura scatolare in cui le pareti e i solai sono formati da diaframmi rigidi, collegati fra loro mediante collegamenti meccanici.

Anche per gli edifici a travi e pilastri la ricerca di un comportamento di tipo scatolare dell'intero organismo è comunque opportuna.

La concezione strutturale a scatola è quindi alla base della progettazione strutturale. Nell'ipotesi di comportamento scatolare, quando l'edificio viene investito dall'azione sismica, questa viene trasferita dagli orizzontamenti, considerati rigidi nel proprio piano, alle pareti di piano in funzione della propria rigidezza e da queste ai piani sottostanti fino ad arrivare alle fondazioni.

Naturalmente nell'ipotesi di diaframmi orizzontali rigidi il taglio sismico di piano andrà ripartito fra le varie pareti in funzione della loro rigidezza considerando gli effetti torsionali calcolati sommando all'eccentricità effettiva tra baricentro delle masse e baricentro delle rigidezze un'eccentricità accidentale come prescritto dalla normativa, calcolata spostando il centro di massa di ogni piano in ogni direzione considerata di una distanza pari a $\pm 5\%$ della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica.

Le pareti saranno pertanto caricate da azioni orizzontali nel proprio piano e soggette, per effetto di queste ultime, ad azioni di scorrimento e sollevamento per le quali andranno verificati i corrispondenti elementi di collegamento (hold-down e angolari metallici e/o viti e/o tirafondi).

Nel caso di una parete di un edificio **Platform Frame** andrà verificata anche la resistenza della parete a taglio nel piano, verificando il collegamento chiodato dell'intelaiatura ai pannelli strutturali di rivestimento.

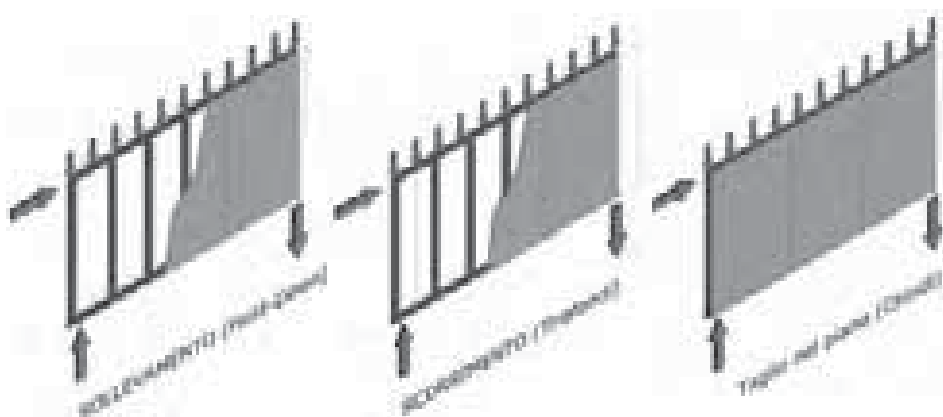


Figura 3.9_Meccanismi di funzionamento di una parete Platform caricata da azioni orizzontali nel proprio piano.

Nel caso di una parete **XLam**, è utile ricordare che la deformazione di un sistema parete realizzato con pannello di legno a strati incrociati fissato con unioni meccaniche è causata principalmente dalla deformazione delle unioni meccaniche (angolari lavoranti a taglio ed hold-down lavoranti a trazione) che può essere dell'ordine del centimetro, mentre la deformazione a taglio del pannello resta sotto il millimetro, quindi ai fini pratici si può schematizzare il pannello infinitamente rigido nel proprio piano collegato con unioni meccaniche deformabili.

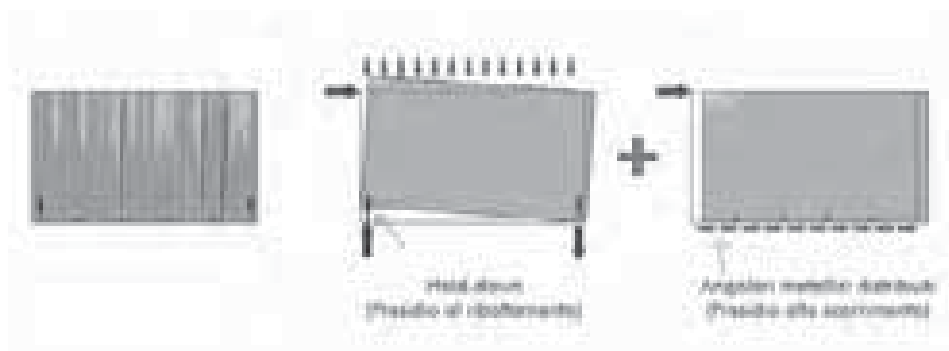


Figura 3.10_Meccanismi di funzionamento di una parete XLam caricata da azioni orizzontali nel proprio piano.

Nel caso di una parete di un edificio **Log House** occorrerà verificare invece per le azioni agenti nel piano della parete i collegamenti di carpenteria fra pareti ortogonali, realizzati con maschiature che sono soggette a tensioni di compressione ortogonale alla fibratura, taglio e taglio per rotolamento (rolling shear in inglese). Il presidio allo scorrimento e al ribaltamento saranno invece garantiti da connessioni diffuse realizzati con tirafondi in acciaio collegati alle strutture di fondazione e con barre d'acciaio passanti per tutta l'altezza della parete, poste in prossimità delle estremità delle pareti e in corrispondenza delle aperture e collegate alla fondazione che avranno anche la funzione di mantenere insieme gli elementi lignei che compongono la parete.

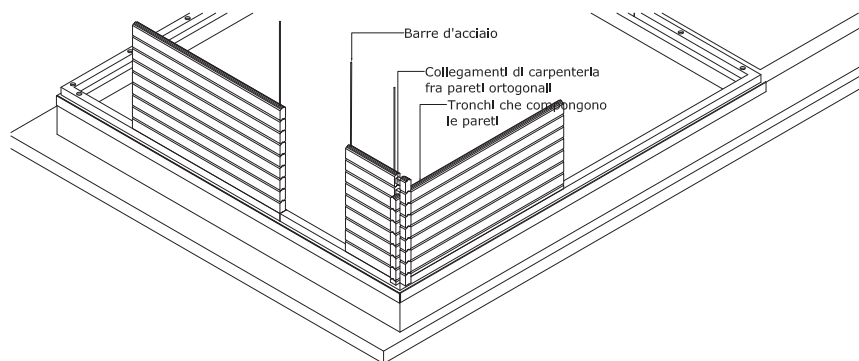


Figura 3.11_Collegamento fra pareti d'angolo e collegamento alle fondazioni in un edificio Log House.

In prima approssimazione si potrà considerare la rigidezza di ciascuna parete proporzionale alla sua lunghezza solo se le caratteristiche costruttive della parete (nel caso del sistema Platform ad esempio, il numero e lo spessore di pannelli di rivestimento strutturale, il diametro e l'interasse dei chiodi) non variano e le connessioni sono uniformemente distribuite lungo tutte le pareti a ciascun piano.

Le sollecitazioni sismiche agenti sui vari elementi strutturali possono essere calcolate per edifici rispondenti ai criteri di regolarità strutturale in pianta ed elevazione enunciati dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, secondo un'analisi statica lineare considerando l'azione sismica agente nelle due direzioni principali ortogonali e assumendo il primo modo di vibrare dell'edificio come una distribuzione di spostamenti che aumentano in maniera lineare al crescere dell'altezza dell'edificio.

In alternativa, per edifici non rispondenti ai criteri di regolarità strutturale, è necessario eseguire un'analisi dinamica (lineare o non lineare a seconda dei casi) e pertanto l'edificio andrà modellato nel suo insieme schematizzando sia le pareti a pannelli che le unioni meccaniche, nell'ipotesi di diaframmi rigidi. E' possibile effettuare una modellazione in campo lineare sufficientemente affidabile con diversi software agli elementi finiti disponibili in commercio, schematizzando le pareti mediante elementi shell ai quali vanno opportunamente definite le caratteristiche di rigidezza a taglio e a compressione equivalente delle pareti reali, e le connessioni meccaniche mediante elementi biella di rigidezza equivalente.



Figura 3.12_Modello numerico per l'analisi dinamica di un edificio a pannelli a strati incrociati.

Allo scopo di garantire il comportamento scatolare dell'intero organismo strutturale e il raggiungimento del comportamento duttile negli elementi dissipativi è necessario che non intervengano prima cedimenti per perdita di geometria locale o globale, cioè la scatola strutturale non si apra ma resti connessa.

A tale scopo alcune connessioni fra i diversi elementi strutturali devono essere dotate di adeguate riserve di sovrarresistenza in maniera tale da rimanere sempre in campo elastico evitando eccessive deformazioni, in modo da consentire, in accordo con il criterio della gerarchia delle resistenze, agli elementi e alle connessioni a comportamento duttile di dissipare l'energia trasferita dal sisma.

Per il sistema **XLam** queste sono:

- la connessione fra i pannelli del solaio in modo da assicurare la pressoché totale assenza di scorrimento relativo e garantire l'ipotesi di diaframma rigido;
- la connessione fra solaio e sottostante parete in modo che ad ogni piano ci sia un diaframma rigido al quale le sottostanti pareti risultano rigidamente connesse e che quindi faccia da cintura di piano;
- la connessione verticale fra pareti che si intersecano fra loro, in particolare agli spigoli dell'edificio, in maniera che la stabilità delle pareti stesse e dell'intera scatola strutturale risulti sempre garantita;
- i pannelli parete sotto l'effetto dell'azione verticale indotta dal sisma e i pannelli solaio sotto l'effetto dell'azione orizzontale indotta dal sisma.

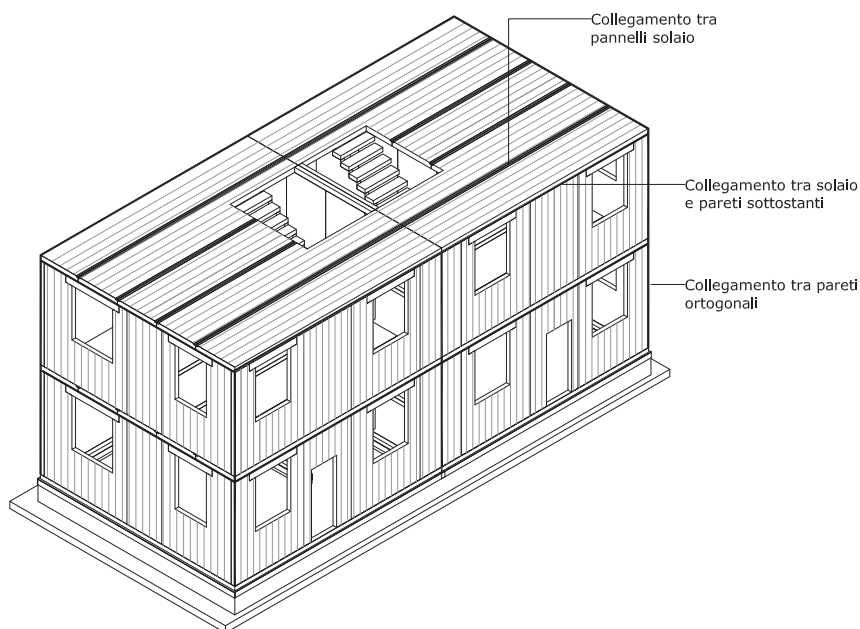


Figura 3.13_Conessioni che in un edificio a pannelli devono essere dotate di sovrarresistenza al fine di garantire il funzionamento della scatola strutturale.

Gli elementi che invece sono devoluti alla dissipazione di energia attraverso un comportamento duttile e che pertanto vanno progettati, garantendo sufficienti riserve di resistenza, per le relative azioni di progetto sono:

- le connessioni verticali fra pannelli-parete, quando presenti;
- le connessioni a taglio alla base delle pareti;
- le connessioni a sollevamento (hold-down) all'inizio ed alla fine di ciascuna parete ed in corrispondenza delle aperture.

Per il sistema **Platform Frame** gli elementi che devono essere dotati di sovrarresistenza sono:

- la connessione chiodata fra i pannelli strutturali di rivestimento a base di legno

- e le strutture che compongono l'orditura del solaio;
- la connessione a taglio tra pareti e solai di interpiano e tra pareti e fondazioni;
- la connessione di presidio al sollevamento alle estremità delle pareti e in corrispondenza delle aperture;
- la connessione fra solaio e sottostante parete in modo che ad ogni piano ci sia un diaframma rigido al quale le sottostanti pareti risultano rigidamente connesse la connessione verticale fra pareti che si intersecano fra loro, in particolare agli spigoli dell'edificio;
- i pannelli di rivestimento a base di legno sotto l'effetto della sollecitazione di taglio nel piano indotta dalle azioni sismiche;
- gli elementi di legno che compongono i telai (montanti, correnti e travetti) sotto l'effetto delle forze assiali indotte dall'azione sismica.

Gli elementi invece devoluti al raggiungimento del comportamento dissipativo sono invece le connessioni chiodate fra le intelaiature delle pareti e i pannelli strutturali a base di legno di rivestimento.

In accordo con il criterio della gerarchia delle resistenze è necessario che questi elementi siano progettati per resistere alle azioni sismiche di competenza, senza effettuare sovradimensionamenti. È quindi importante che la resistenza alle azioni orizzontali sia maggiore ai piani bassi e diminuisca ai piani alti proporzionalmente alla variazione in altezza del taglio di piano; va quindi evitato il sovradimensionamento delle unioni o quantomeno è opportuno adottare un fattore di sovradimensionamento unico a tutti i piani. In altre parole bisogna progettare in modo che, in linea teorica, a tutti i piani le unioni meccaniche si plasticizzino contemporaneamente.

Questo aspetto è importante sia al fine di garantire il necessario livello di duttilità e di dissipazione all'intero organismo strutturale, sia al fine di evitare sovradimensionamenti di queste connessioni rispetto a quelle devolute al mantenimento del comportamento scatolare e che per questo motivo devono garantire una maggiore resistenza.

Per gli edifici **Log-House** infine tutti gli elementi di connessione alle fondazioni e ad altri sub-elementi massicci ed in particolar modo i giunti di carpenteria fra pareti ortogonali devono essere dotati di sovrarresistenza nella progettazione, essendo il comportamento dissipativi devoluto all'attrito fra i tronchi.

Per tutti i sistemi costruttivi gli elementi costruttivi e i giunti che al fine del rispetto del criterio della gerarchia delle resistenze devono essere dotati di adeguate riserve di sovrarresistenza può essere assunto cautelativamente un fattore unico di sovrarresistenza di 1,6.

3.3.3 Concetti generali sul comportamento al fuoco delle strutture di legno

È un concetto noto oramai anche ai non addetti ai lavori l'ottimo comportamento al fuoco del legno. Pur essendo un materiale combustibile, il legno ha un processo di carbonizzazione molto lento (con velocità di carbonizzazione variabili dai 0,55 ai 1,0 mm/min a seconda della specie legnosa, della densità e del tipo di materiale o prodotto strutturale a base di legno, per tutte le superfici esposte) e la perdita di efficienza di una struttura di legno avviene per riduzione della sezione e non per decadimento delle caratteristiche meccaniche, ossia quando per effetto della carbonizzazione la sezione si riduce talmente da non poter più assolvere alla sua funzione portante, in un tempo compreso fra pochi minuti e alcune ore. Paradossalmente il punto debole di una struttura di legno nei riguardi dell'incendio sono le unioni meccaniche realizzate con elementi metallici di collegamento che, se non protette, sono le prime a cedere durante un incendio.



Figura 3.14_A sinistra: Solaio di legno non crollato a seguito di un incendio.

A destra: Trave di legno sottoposta ad incendio. Sotto lo strato carbonizzato il legno è ancora efficiente dal punto di vista meccanico.

Se poi si confronta il comportamento del legno con quello di altri materiali da costruzione più tradizionalmente utilizzati nel nostro paese, verso i quali normalmente non c'è alcun pregiudizio rispetto alla loro resistenza nei confronti dell'incendio non essendo materiali combustibili, si capisce ancora meglio perché il legno non parta svantaggiato, ma anzi al contrario dell'opinione comunemente diffusa possa essere considerato addirittura preferibile:

- gli elementi strutturali di acciaio non bruciano ma il materiale subisce un rapido decadimento delle caratteristiche meccaniche in funzione della temperatura;
- nelle costruzioni di calcestruzzo armato la resistenza al fuoco è determinata dallo spessore del rivestimento delle armature metalliche (copriferro);
- nelle strutture di legno i punti deboli sono le unioni che presentano elementi metallici a vista come scarpe, piastre, ecc.; queste, se non protette, sono le prime a cedere durante l'incendio.

Resistenza e reazione al fuoco

La *resistenza* e la *reazione al fuoco* sono due aspetti molto diversi della *sicurezza al fuoco* delle costruzioni.

La *resistenza al fuoco*, definita dal DM Int. 09/03/2007 come "la capacità portante in caso di incendio, per una struttura, per una parte di struttura o per un elemento

strutturale nonché la capacità di compartimentazione rispetto all'incendio per gli elementi di separazione sia strutturali, come muri e solai, che non strutturali, come porte e tramezzi" è una proprietà della struttura e non del materiale che la compone, dipende dalla geometria, dai carichi agenti e dalle condizioni di esposizione; pertanto è una caratteristica che va valutata caso per caso con opportuni procedimenti di seguito esposti.

La capacità portante viene indicata con la lettera R (stabilità), corrispondente al tempo che trascorre dall'inizio dell'incendio al crollo della struttura ed espressa in minuti primi, mentre la compartimentazione si divide in tenuta, indicata con la lettera E, ossia la proprietà di un elemento se sottoposto all'azione del fuoco su una lato a non lasciar passare vapori o gas caldi sul lato non esposto e isolamento, indicato con la lettera I, ossia la capacità di un elemento da costruzione di ridurre, entro un dato limite, la trasmissione del calore.

Alle strutture a sviluppo lineare (travi e pilastri) generalmente è richiesto il solo requisito R; alle strutture a sviluppo superficiale (solai e pareti), quando queste delimitano un compartimento, sono richiesti anche i requisiti E ed I.

La *reazione al fuoco*, è invece definibile come il grado di partecipazione di un materiale combustibile al fuoco al quale è sottoposto. In relazione a ciò i materiali sono assegnati alle classi 0, 1, 2, 3, 4 e 5 con l'aumentare della loro partecipazione alla combustione⁴; quelli di classe 0 sono non combustibili, come l'acciaio ed il calcestruzzo. Il legno ed i prodotti a base di legno hanno reazione al fuoco 3 o 4. Le specifiche normative che regolano ciascuna attività fissano la classe massima di reazione al fuoco dei rivestimenti in funzione dell'uso dei locali e della posizione, ad esempio il DM 26/08/1992 "Norme di prevenzione incendi per l'edilizia scolastica" prescrive che nei passaggi quali atrii, corridoi e scale è consentito il rivestimento in classe 1 in ragione del 50% della superficie totale (pareti + soffitto + pavimento), la restante superficie dei rivestimenti deve essere di classe 0.

Il grado di reazione al fuoco è una proprietà del materiale che dipende dalla sua stessa natura e dal trattamento superficiale.

Per quanto riguarda questi ultimi, è opportuno sottolineare che i prodotti *ignifughi* sono delle vernici trasparenti o meno che, applicate sul legno, ritardano l'ignizione, cioè rendono il legno meno facilmente infiammabile e quindi lo abbassano di classe di reazione al fuoco, fino a portarlo in classe 1; per tale motivo sarebbe più opportuno parlare di prodotti *igniritardanti*. Al momento non esistono in commercio prodotti che rendono il legno non combustibile.

Tali prodotti devono essere omologati, l'omologazione è possibile solo nei confronti della reazione al fuoco.

Il periodo di efficacia del prodotto non può essere superiore a 5 anni, pertanto dopo tale periodo il prodotto deve essere rimosso e riapplicato.

⁴ In realtà tale classificazione segue secondo gli ultimi decreti ministeriali la denominazione presente nella normativa europea (le cosiddette "Euroclassi" di reazione al fuoco A1, A2, B, C, D, E, F determinate in accordo con la norma UNI EN 13501-1), anche se il concetto è sostanzialmente analogo; in questa trattazione si preferisce continuare ad utilizzare la vecchia classificazione (classi da 0 a 5) per facilità di comprensione.

Inoltre i prodotti ignifughi rivestono il legno limitandone fortemente la traspirazione, per tale motivo non possono essere applicati su legno massiccio non sufficientemente stagionato altrimenti, non permettendo la rapida stagionatura del legno, possono provocare fenomeni di degrado biologico.

Sempre secondo il già citato DM Int. 09/03/2007, la resistenza al fuoco di un elemento strutturale può essere valutata o mediante prove (metodo sperimentale, che però richiede test su elementi delle stesse dimensioni e della stessa tipologia degli elementi di effettivo impiego nella costruzione e sottoposti agli stessi carichi) o mediante *tabelle* (ma per il caso delle strutture di legno non viene fornita alcuna indicazione) o mediante *calcoli* (metodo analitico).

Nel caso delle strutture di legno viene utilizzato nella stragrande maggioranza dei casi il metodo analitico, anche in virtù della semplicità del metodo di calcolo. Questo si basa sulle seguenti ipotesi di base:

- la carbonizzazione procede perpendicolarmente alle superfici esposte con velocità costante;
- il legno conserva inalterate le proprie caratteristiche di resistenza e rigidità nella parte non ancora combusta;
- la valutazione della capacità portante viene fatta sulla sezione resistente residua trascurando l'arrotondamento degli spigoli (l'Eurocodice 5 propone anche un metodo per la valutazione della resistenza al fuoco considerando l'arrotondamento degli spigoli);
- il calcolo viene eseguito allo stato limite ultimo di collasso utilizzando quindi le tensioni di rottura.

Per i metodi di calcolo e i valori da utilizzare nella progettazione occorre far riferimento agli Eurocodici, in particolare le norme EN 1991-1-2 (Eurocodice 5) "Azioni generali – Azioni sulle strutture esposte al fuoco" e EN 1995-1-2 "Progettazione delle strutture di legno – Progettazione strutturale contro l'incendio", peraltro consigliati come norma di riferimento anche dal DM Int. 16/02/2007.

Lo stesso Eurocodice 5 parte 1-2 è l'unico documento normativo a dare utili indicazioni per il calcolo della resistenza al fuoco delle strutture in funzione della tipologia e della configurazione dei giunti meccanici. A prescindere dalla classe di resistenza al fuoco raggiunta dagli elementi strutturali di legno, stabilisce nel caso di unioni meccaniche non protette un classe di resistenza al fuoco massima pari a 20 minuti.

Sempre nella parte 1-2 dell'Eurocodice 5 vengono indicati i metodi di protezione e gli strumenti di calcolo per valutare la classe di resistenza al fuoco di un collegamento metallico protetto e i procedimenti di progettazione per gli elementi assemblati di parete e solaio protetti dal fuoco con pannelli di rivestimento base di legno, o pannelli di cartongesso o fibrogesso.

	Tempo di resistenza al fuoco $t_{d,fi}$ [min]	Condizioni ^{a)}
Chiodi	15	d 2,8 mm
Viti	15	d 3,5 mm
Spinotti	15	t_1 45 mm
Bulloni	20	t_1 45 mm
Connettori secondo la EN 912	15	t_1 45 mm
a) d è il diametro del mezzo di unione e t_1 è lo spessore dell'elemento laterale.		

Tabella 3.15_ Resistenze al fuoco di unioni non protette con elementi laterali di legno.

Comportamento al fuoco degli edifici in legno

Tenendo conto di quanto detto finora è possibile trarre alcune regole generali sulla progettazione al fuoco degli edifici in legno.

Innanzitutto occorre sottolineare come nella normativa italiana attualmente in vigore non esiste alcun divieto alla realizzazione di edifici a struttura di legno anche di molti piani. Nell'ambito della prevenzione incendi è stata infatti emanata in Italia una specifica regola tecnica per l'attività di civile abitazione, DM 16/05/1987 n.246 "Norme di sicurezza antincendi per gli edifici di civile abitazione", contenente i criteri di progettazione della sicurezza antincendio, a prescindere dal tipo di materiale impiegato come struttura portante.

Tale decreto si applica a tutti gli edifici destinati a civile abitazione ed aventi *altezza antincendio*⁵ non inferiore a 12 m, sia nella ristrutturazione di edifici esistenti, sia in caso di nuova costruzione.

La norma classifica gli edifici a destinazione residenziale in base all'altezza antincendio, dando indicazioni minime progettuali su vari aspetti, dalla necessità di accostamento delle autoscale dei Vigili del Fuoco, alla dimensione massima delle superfici di compartimentazione, alla resistenza minima al fuoco delle strutture portanti e separanti (min R/REI 60), alla reazione al fuoco dei materiali di rivestimento di scale e gradini negli androni e nei passaggi comuni, e su vari altri aspetti relativi alla sicurezza antincendio. Non esiste nella norma alcun divieto all'utilizzo di strutture portanti in legno.

Esistono delle limitazioni in particolar modo sulla resistenza minima al fuoco delle strutture portanti e separanti che prescindono dal materiale con il quale la struttura è realizzata e che per un elevato numero di piani (oltre i 50 m di altezza) rendono di fatto più difficile l'utilizzo di strutture portanti in legno.

Per quel che concerne la resistenza al fuoco edifici **XLam**, le norme (in particolare la L.C. Min. Int. 9/5/89 "Pilastri e travi di legno – Reazione al fuoco") parlano solamente di travi e pilastri ma non danno indicazioni su sistemi a pareti portanti

⁵ DM 30-11-1983: Altezza antincendio = altezza massima misurata dal livello inferiore dell'apertura più alta dell'ultimo piano abitabile e/o agibile, escluse quelle dei vani tecnici, al livello del piano esterno più basso

e quindi non chiariscono se per i pannelli a strati incrociati lasciati a vista debba essere richiesto il requisito di reazione al fuoco, oltre a quello di resistenza. Occorre tuttavia considerare che, costituendo i pannelli delle pareti o solai una importante frazione della superficie totale del compartimento, è opportuno che vengano considerati sia come struttura (resistenza) che come rivestimento (reazione).

Per quel che riguarda la velocità di carbonizzazione non esistono ancora valori di riferimento in normativa per i pannelli a strati incrociati. L'unico riferimento applicabile parrebbe essere quello della tabella 3.1 dell'Eurocodice 5 parte 1-2, nella quale per i "pannelli a base di legno diversi dal compensato", viene dato un valore di 0,9 mm/min. Tuttavia tale valore è riferito unicamente a pannelli di spessore uguale o inferiore a 20 mm e pertanto non certamente ai pannelli a strati incrociati. Dalle prove sperimentali finora effettuate si è osservato che in realtà i valori della velocità di carbonizzazione dei pannelli sono più simili a quelli del legno massiccio (0,65 mm/min) che appare l'unico applicabile.

	β_0 [mm/min]	β_n ⁶ [mm/min]
a) Conifere e Faggio Legno lamellare incollato con massa volumica caratteristica $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,7
Legno massiccio con massa volumica caratteristica $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,8
b) Latifoglie Legno massiccio o lamellare incollato di latifoglie con massa volumica caratteristica pari a 290 kg/m^3	0,65	0,7
Legno massiccio o lamellare incollato con massa volumica caratteristica $\geq 450 \text{ kg/m}^3$	0,50	0,55
c) LVL con massa volumica caratteristica $\geq 480 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,7
d) Pannelli Rivestimenti di legno	0,9 ^{a)}	-
Compensato	1,0 ^{a)}	-
Pannelli a base di legno diversi dal compensato	0,9 ^{a)}	-
a) I valori si applicano a una massa volumica caratteristica di 450 kg/m^3 e a uno spessore del pannello di 20 mm; vedere punto 3.4.2(9) per altri spessori e massa volumica		

Tabella 3.16_Velocità di carbonizzazione di progetto β_0 e β_n per legno, LVL, rivestimenti di legno e pannelli a base di legno [9].

⁶ Velocità di carbonizzazione convenzionale di progetto, l'entità della quale include gli effetti degli spigoli arrotondati e delle fessure.

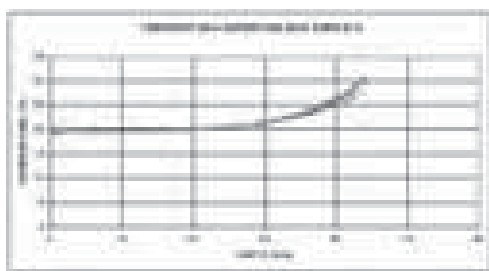


Figura 3.15_Pannello a strati incrociati da 85 mm sottoposto a prova di incendio su forno verticale della durata di 60 min nel 2007 presso il laboratorio di prove al fuoco del CNR-IVALSA a San Michele all'Adige diretto dalla Dott.ssa Giovanna Bochicchio. Nella foto la sezione del pannello al termine della prova; il pannello è formato da 5 strati ognuno di 17 mm, come si nota al termine della prova sono rimasti 3 strati praticamente intatti, pertanto si è avuta una carbonizzazione di 35-40 mm.

A destra: Grafico della variazione di temperatura durante la prova sulla superficie non esposta; mentre sulla faccia esposta al fuoco le temperature sono arrivate quasi a 1000 °C; sulla faccia non esposta si è avuto un aumento di temperatura di soli 7 °C.

Per gli edifici **Log House** le problematiche e il calcolo di resistenza al fuoco sono molto simili a quelle sopra descritte per gli edifici XLam, ossia anche per il Log House, a parere degli autori, la parete in legno lasciata a vista internamente deve essere considerata sia come struttura e quindi ne va calcolata la resistenza al fuoco che come rivestimento e quindi va valutato il grado di reazione al fuoco. Tutto questo ovviamente nel caso di edifici soggetti a prescrizioni in relazione ai requisiti antincendio come ad esempio gli edifici scolastici. La sola differenza rispetto agli edifici XLam è che in questo caso si possono utilizzare i valori di velocità di carbonizzazione dati all'interno dell'Eurocodice 5 per legno massiccio o lamellare.

Per gli edifici **a travi e pilastri** la già citata L.C. Min. Int. 9/5/89 "Pilastri e travi di legno - Reazione al fuoco" recita: "...limitatamente alle travi e pilastri in legno massiccio o lamellare, non deve essere richiesta la classificazione ai fini della reazione al fuoco". Occorre pertanto considerare il solo calcolo di resistenza al fuoco che tra l'altro, per le classi di resistenza al fuoco più comunemente utilizzate spesso non comporta affatto, o solamente in maniera lieve, un sovradimensionamento delle sezioni rispetto al calcolo a freddo. Maggiori difficoltà semmai si riscontrano con gli elementi secondari di solai e copertura, generalmente di piccola sezione. Ma l'aspetto più importante da considerare è la protezione al fuoco dei collegamenti metallici (o anche degli elementi metallici di controvento eventualmente presenti in parete o copertura) secondo le indicazioni e i metodi di calcolo proposti dall'Eurocodice 5, tenendo conto di quanto già detto in precedenza a proposito del contenuto della Tabella 3.15

Per gli edifici **Platform Frame** è evidente che la protezione al fuoco può essere conferita solo attraverso i pannelli di rivestimento interno in cartongesso o fibrogesso, avendo di per sé la struttura della parete una bassissima resistenza al fuoco, sia a causa della struttura del telaio della parete formato da montanti di sezione snella (che in assenza di incendio sono controventati nella direzione di

minore inerzia dal pannello di rivestimento a base di legno che però è il primo a cedere in caso di incendio dopo pochi minuti), sia a causa del limitato spessore dei pannelli di rivestimento strutturale in legno (solitamente 12 mm, al massimo 15 mm), sia a causa della diretta esposizione al fuoco degli elementi di collegamento dei pannelli al telaio (chiodi).

In ogni caso, considerando i pacchetti costruttivi usualmente utilizzati per solai e pareti, le strutture portanti degli edifici in legno sono generalmente protette dai materiali di rivestimento interni ed esterni, che forniscono un ulteriore grado di protezione al fuoco alle strutture portanti.

Ad esempio secondo la EN 1995-1-2 un rivestimento della parete o di un solaio con un pannello di cartongesso standard da 15 mm di spessore fornisce un'ulteriore resistenza al fuoco di 19 min se posato con un'intercapedine vuota superiore ai 2 mm di spessore; se l'intercapedine è ad es. di 4 cm ed è riempita con lana di roccia tale valore aumenta fino a 35 min (occorre considerare poi che dopo il collasso del pannello di rivestimento si ha un transitorio, corrispondente alla carbonizzazione di uno strato del pannello di 25 mm, in cui va considerata una velocità di carbonizzazione del pannello doppia, dopo il quale possono essere considerati i valori standard).

Anche la protezione data dal rivestimento esterno dell'edificio ha la sua importanza per impedire che l'incendio che eventualmente si verifichi ad un piano dell'edificio si possa propagare, per combustione dei listelli di supporto del cappotto isolante esterno o dello stesso materiale isolante combustibili, ai piani superiori. Da questo punto di vista l'applicazione di un rivestimento esterno aderente al cappotto è sicuramente da preferire, come è da preferire un rivestimento continuo come l'intonaco rispetto a uno discontinuo come un rivestimento con pannelli di legno-cemento o ceramica o con doghe di legno.

Casi di incendio recenti occorsi per cause di varia natura in edifici a struttura di legno a pannelli a strati incrociati hanno dimostrato come in edifici nei quali le strutture portanti non erano lasciate a vista, anche per incendi di durata prolungata, il danno strutturale sia stato molto limitato.

Pertanto, nell'ottica di operare una buona progettazione occorre comunque valutare il comportamento al fuoco non solo delle strutture portanti ma anche dei materiali di finitura, comunque computate nel calcolo del carico d'incendio se di legno e isolanti.

Si riportano di seguito alcuni brevi cenni circa il comportamento al fuoco di alcuni materiali di isolamento e finitura.

Pannelli di fibra di legno

Realizzati generalmente per aggregazione termica di fibre di legno, risultano facilmente infiammabili.

Tuttavia generalmente gli isolanti vengono protetti da uno strato di intonaco o cartongesso o pannello di legno non risultando mai direttamente esposti al fuoco, in tal caso, se il materiale è confinato cioè non è presente una camera d'aria in

adiacenza al materiale, il fuoco non riesce a propagarsi all'interno dello strato anche se può rimanere covante; se invece è presente una camera d'aria la fibra di legno brucia ed il fuoco si può propagare anche velocemente all'interno della parete o della copertura.

E' pertanto opportuno che gli isolanti a fibra di legno siano sempre confinati da materiali che contrastino l'afflusso di aria e limitino quindi la propagazione dell'incendio.



Figura 3.16_L'edificio, realizzato con struttura in XLam, è rivestito con pannelli di fibra di legno aderenti alla struttura protetti nella parte bassa da una fascia in polistirene; il successivo strato di intonaco rende la superficie non infiammabile e impedisce la propagazione del fuoco in facciata

Pannelli di fibra di legno mineralizzata

Si tratta di pannelli di fibra di legno legata con materiali quali il cemento usati per la realizzazione di rivestimenti isolanti e di controsoffittature.

Rispetto ai pannelli di fibra di legno hanno una maggiore resistenza meccanica, un peso maggiore ed un miglior comportamento al fuoco, in particolare generalmente sono in classe 1 (DM 26/08/84) di reazione al fuoco e conferiscono resistenza al fuoco alle strutture che proteggono (mediamente 1mm di spessore per ogni minuto di protezione al fuoco).

La resistenza al fuoco può essere compromessa dalla presenza dei giunti se mal realizzati, generalmente sui pannelli viene posato un intonaco con rete che garantisce la continuità; questo accorgimento è comunque necessario per qualunque tipo di pannello di rivestimento al quale viene demandata la funzione di protezione al fuoco.

Pannelli di sughero

Il sughero è un ottimo materiale isolante e presenta un buon comportamento al fuoco. Il sughero naturale ha una bassa velocità di combustione senza bisogno di alcun trattamento igniritardante.

Viene generalmente utilizzato in pannelli di media e alta densità o può essere fornito anche in forma granulare.

Anche il sughero viene generalmente classificato in classe 1 o 2 (DM 26/08/84) di reazione al fuoco.

Isolanti sintetici

Dal punto di vista del comportamento al fuoco presentano diversi svantaggi: sono combustibili, propagano velocemente la fiamma, possono emettere fumi tossici e nocivi e in alcuni casi a seguito della combustione si ritirano creando in tal modo delle intercapedini all'interno delle quali il fuoco si propaga molto velocemente. Sono generalmente classificati in classe di reazione 4 o 5 (DM 26/08/84).

Pannelli di legno compensato

Il legno compensato è composto da sottili strati di legno incollati fra loro con la fibratura incrociata, è proprio la fibratura incrociata che conferisce al materiale una notevole stabilità dimensionale anche in caso di incendio, per questo motivo tale materiale ha una ottima risposta nei confronti della tenuta al fuoco (requisito "E" della resistenza al fuoco).

Essendo composto principalmente da legno la sua reazione al fuoco è quella del legno (classe 3 o 4 in funzione dello spessore, con particolari vernici lo si può portare in classe 1).

Generalmente il legno compensato in caso di incendio non emette fumi tossici, ciò in dipendenza dei collanti usati.

3.4 • SISTEMI COSTRUTTIVI PER L'EDILIZIA IN LEGNO: TIPOLOGIE, CARATTERISTICHE COSTRUTTIVE, CRITERI DI PROGETTAZIONE

3.4.1 Premessa

La progettazione di un edificio di legno richiede il coordinamento di un gruppo di professionisti specializzati in diverse discipline (progettista architettonico, strutturale, energetico, termotecnico, impiantistico insieme al geologo e al tecnologo del legno) che tutti insieme devono collaborare fin dalle prime fasi del progetto per la buona riuscita della costruzione.

Questo è vero in generale per tutti gli edifici e per tutti i materiali da costruzione, ma lo è se possibile ancora di più per il legno, per il quale le cognizioni richieste partono da una approfondita conoscenza delle caratteristiche tecnologiche del materiale e delle soluzioni applicabili in funzione della destinazione d'uso e delle condizioni di esercizio della struttura, tenendo in considerazione la sua origine naturale.

A questo proposito sono significative le indicazioni contenute nella Deliberazione della Giunta Regionale dell'Emilia Romagna del 1 febbraio 2010, n. 121 dal titolo *"Atto di indirizzo recante individuazione degli interventi privi di rilevanza per la pubblica incolumità ai fini sismici e delle varianti, riguardanti parti strutturali, che non rivestono carattere sostanziale e definizione della documentazione attinente alla riduzione del rischio sismico necessaria per il rilascio del permesso di costruire e per la denuncia di inizio attività, ai sensi degli articoli 9, comma 4, e 10, comma 3, della L.R. n. 19 del 2008"*

All'Allegato D *"Documentazione attinente alla riduzione del rischio sismico necessaria per il rilascio del permesso di costruire e per la denuncia di inizio attività"* viene specificato: *"...scopo dell'atto di indirizzo è di garantire con evidenza oggettiva che l'attività di progettazione è stata affrontata nel suo complesso e non come somma di attività tra loro disgiunte, al fine di valutare, mitigare e risolvere le reciproche interferenze tra le componenti architettoniche, tecnologiche e strutturali dell'organismo edilizio"*. Viene inoltre specificato che *"nel merito della concezione strutturale e progettazione dell'opera è necessario che questa attività venga affrontata analizzando le esigenze derivanti anche da componenti tipologicamente diverse tra loro che concorrono alla definizione della costruzione nel suo complesso al fine di inserirle in modo organico nell'organismo strutturale, evitando quindi che diverse figure specialistiche agiscano in modo autonomo e senza una visione globale dell'impianto strutturale"*.

Proprio per questo la legge introduce fin dall'inizio la figura del progettista strutturale dell'intero intervento, con cui devono rapportarsi le diverse figure specialistiche che eventualmente concorrono, ciascuna per le proprie competenze, alla definizione della progettazione della costruzione con individuazione dei vincoli posti alla base dell'attività di progettazione, perseguendo in tal modo la riduzione del rischio sismico fin dalla prima fase di concezione della costruzione.

Oltre a quanto sopra il ruolo del progettista strutturale dell'intero intervento è anche quello di confrontarsi con i soggetti incaricati della progettazione architettonica e

tecnologica (componenti impiantistiche in senso generale) al fine di acquisire i relativi dati in ingresso necessari per valutare l'ammissibilità delle varie esigenze in relazione alle interazioni reciproche e alle interazioni con il sistema strutturale."

La stretta collaborazione fra tutte le figure concorrenti alla progettazione è quindi fondamentale e tutte quante devono interagire con il progettista strutturale. Solo in tal modo è possibile realizzare edifici che, a costi assolutamente competitivi con altri materiali da costruzione offrono diversi vantaggi:

- estrema semplicità e velocità di costruzione con conseguente drastica riduzione della durata dei cantieri. Questo è un concetto che interessa molto i committenti privati, per i quali l'esposizione economica è di conseguenza molto breve ma soprattutto le amministrazioni pubbliche per le quali la riduzione dei tempi di durata di costruzione è un obiettivo importantissimo sia per ridurre i disagi causati dal cantiere che per rispettare i tempi stabiliti;
- elevata durata nel tempo. Un edificio in legno correttamente concepito e realizzato può durare quanto un edificio in muratura, ovviamente se soggetto ad interventi di manutenzione ordinaria che non sono economicamente più onerosi rispetto ad altri materiali da costruzione. Le Norme Tecniche per le Costruzioni definiscono i principi da adottare per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni nei riguardi delle prestazioni richieste anche in termini di durabilità oltre che di resistenza meccanica e stabilità e impongono nella progettazione, per tutti i materiali da costruzione, la previsione di un piano di manutenzione per la parte strutturale dell'opera. Inoltre, sempre le Norme Tecniche definiscono la vita utile della struttura come *"il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata"*. Per gli edifici residenziali la vita utile prevista è di 50 anni, periodo nel quale dunque l'edificio, purché soggetto alla manutenzione ordinaria, non debba essere oggetto di interventi di manutenzione straordinaria;
- buon isolamento acustico e ottimo isolamento termico. Se all'utilizzo del legno come materiale strutturale, di per sé già dotato di ottime proprietà di isolamento termico, si accompagna l'utilizzo di isolanti naturali quali fibra di legno, sughero, fibra di cellulosa, si possono ottenere pacchetti costruttivi che, con uno spessore finito molto contenuto (intorno ai 25-30 cm) consentono il raggiungimento dei requisiti più severi di classificazione energetica;
- ottime prestazioni strutturali sia in termini di resistenza ai carichi statici che soprattutto nei confronti delle azioni sismiche, come spiegato nei paragrafi precedenti, in virtù della leggerezza del materiale e dei livelli di duttilità e di capacità di dissipazione raggiungibili per l'intero organismo strutturale attraverso l'utilizzo di sistemi di collegamento meccanici intrinsecamente duttili. Anche il comportamento al fuoco, contrariamente all'opinione comunemente diffusa e determinata dalla combustibilità del materiale, è eccellente. Il legno brucia con una velocità di carbonizzazione molto lenta e il materiale ancora incombusto mantiene inalterate le proprie proprietà meccaniche. Normalmente un elemento strutturale di legno progettato per le combinazioni fondamentali possiede già una resistenza al fuoco di almeno 30 minuti se non presenta collegamenti metallici esposti. Inoltre i rivestimenti comunemente utilizzati

negli edifici conferiscono alle strutture, anche con spessori piuttosto contenuti, una resistenza ulteriore proteggendo sia gli elementi costruttivi che gli stessi collegamenti dall'azione dell'incendio;

- gli elementi strutturali di legno facilitano il montaggio e l'inserimento di tutti gli elementi impiantistici, che, a causa del ridotto spessore degli elementi costruttivi, possono essere passati all'interno di intercapedini e possono essere agevolmente collegati agli stessi elementi strutturali attraverso l'utilizzo di semplice ferramenta.

È indispensabile comunque partire dalla conoscenza dei vari sistemi costruttivi esistenti, delle loro caratteristiche costruttive, del comportamento strutturale e dei criteri di progettazione.

3.4.2 I sistemi costruttivi per gli edifici in legno: Platform Frame, XLam, Log House ed edifici a travi e pilastri.

3.4.2.1 Impostazione architettonica e criteri generali di progettazione

Il quattro sistemi costruttivi citati nel titolo di questo paragrafo sono i sistemi costruttivi a struttura di legno più conosciuti e diffusi al mondo per la realizzazione di edifici soprattutto residenziali, ma anche con altre destinazioni d'uso (pubblica, commerciale, scolastica) anche di molti piani. Pur avendo caratteristiche costruttive diverse il comportamento strutturale e conseguentemente, con alcune differenze per gli edifici a travi e pilastri per i quali occorre considerare la tipologia di controvento utilizzata, i criteri di progettazione sono sostanzialmente analoghi e simili, in un certo senso, a quelli degli edifici in muratura.

È pertanto opportuno definire alcune regole fondamentali sulle quali la prima idea del progetto architettonico deve essere basata e il cui rispetto agevola notevolmente il compito del progettista strutturale.

Le NTC al punto 7.2.2. "Caratteristiche generali delle costruzioni" al sottoparagrafo "Regolarità" specificano: *Le costruzioni devono avere, quanto più possibile, struttura iperstatica caratterizzata da regolarità in pianta e in altezza. Se necessario ciò può essere conseguito suddividendo la struttura, mediante giunti, in unità tra loro dinamicamente indipendenti.*

Progettare edifici regolari, principio valido per tutti i sistemi costruttivi e in particolar modo per questi due sistemi costruttivi, non significa necessariamente progettare edifici simmetrici, ma semplicemente far sì che ad ogni piano si abbia una distribuzione più omogenea possibile delle pareti resistenti e delle masse nelle due direzioni principali. Di seguito si illustrano alcune semplici regole di progettazione che sono utili per una corretta impostazione iniziale del progetto architettonico. Tuttavia è evidente che non possono essere esaustive di tutte le casistiche e non rappresentano dei dogmi assoluti ai quali non si può derogare. La soluzione ottimale deve sempre scaturire, in qualsiasi progetto, da un confronto e una discussione approfondita di tutte le possibili soluzioni tra il progettista architettonico e strutturale.

Elementi verticali resistenti alle azioni orizzontali.

L'edificio deve resistere sia ai carichi verticali che a quelli orizzontali (sisma e vento), sono le pareti nelle due direzioni a conferire resistenza alle azioni orizzontali. Pertanto devono essere previste pareti portanti in due direzioni, l'edificio va visto come una scatola in cui sono presenti almeno le pareti esterne.

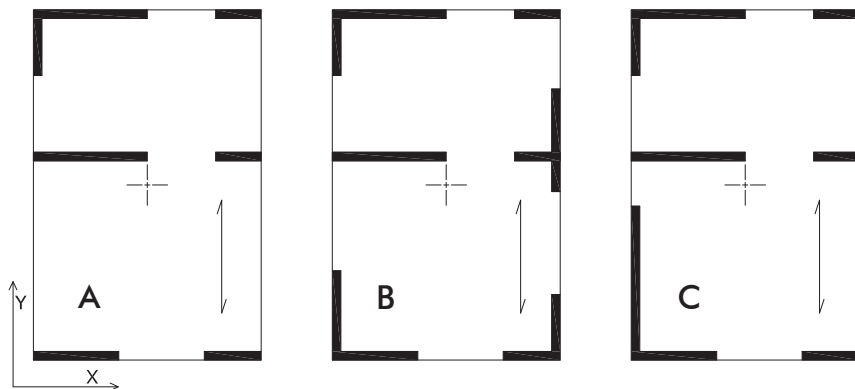


Figura 3.17_Configurazione in pianta degli elementi verticali resistenti alle azioni orizzontali. A-NO: Insufficienti pareti in direzione Y, non si può realizzare. B-SI: Sufficienti pareti in ambedue le direzioni. C: Sufficienti pareti in ambedue le direzioni, tuttavia le pareti in direzione Y sono eccessivamente decentrate, con la conseguenza che per effetto delle azioni orizzontali si possono avere effetti torcenti rilevanti, naturalmente nell'assunzione di diaframma orizzontale infinitamente rigido.

Vanno evitate pareti totalmente aperte. Inoltre è opportuno che i maschi murari all'interno delle pareti portanti trovino corrispondenza ai vari piani. Con riferimento alla Figura 3.21, le aperture per porte e finestre devono essere il più possibile allineate ai vari piani o, che è lo stesso, i setti murari devono avere corrispondenza ai vari piani o comunque trovare valido appoggio da ambedue i lati.

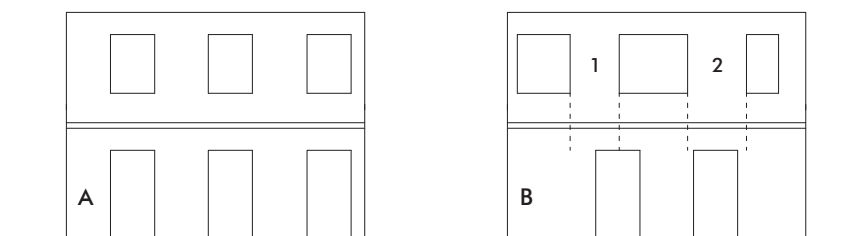


Figura 3.18_Configurazione in prospettiva. A: Configurazione ottimale, i setti murari sono allineati ai vari piani. B: Il setto 1 non trova valido appoggio alla sua destra. Il setto 2, pur non trovando corrispondenza al piano inferiore, ha validi appoggi da ambedue i lati.

È possibile utilizzare dei pilastri ma in maniera limitata, i pilastri portano solo i carichi verticali ma non quelli orizzontali (sisma e vento) e pertanto possono essere utilizzati solo se ci sono sufficienti pareti in due direzioni.

Diaframmi orizzontali

I solai a pannelli a strati incrociati, pur avendo un certo grado di redistribuzione dei carichi a causa delle modalità costruttive hanno un comportamento monodirezionale, cioè si comportano come i solai a travi, pertanto è necessario individuare la direzione di orditura e fare in modo da avere appoggi sufficienti. Nei solai degli edifici Platform Frame invece la direzione dell'orditura è data direttamente dalle travi, sopra le quali viene collegato il pannello strutturale di irrigidimento.

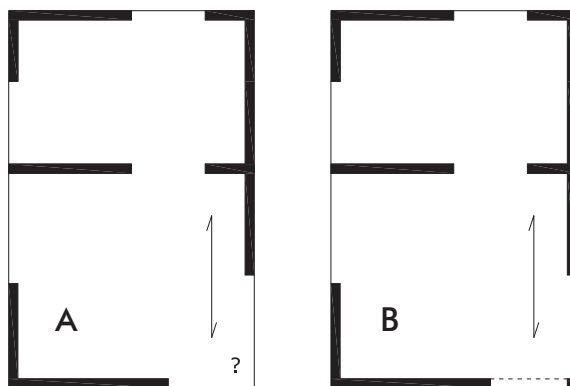


Figura 3.19_Disposizione in pianta dei solai. Nel caso A il solaio non trova appoggio nel punto "?";

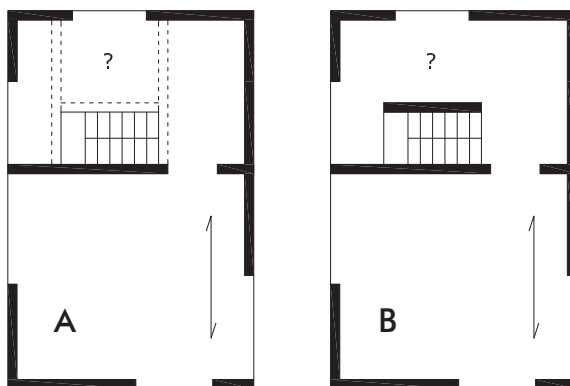


Figura 3.20_Disposizione in pianta dei solai. L'apertura del vano scale deve essere rinforzata con travi (tratteggiate) come in A, oppure deve essere presente un muro per appoggiare il solaio come in B.

È importante che venga assicurata l'ipotesi di diaframma rigido, quindi che la rigidità del piano del solaio sia assicurata con idonee tecniche costruttive. A questo proposito può essere sufficiente realizzare un solaio con pannelli XLam o un solaio con orditura tradizionale a travi irrigidita con un pannello di rivestimento strutturale a base di legno come il compensato o l'OSB collegato all'orditura con chiodi lungo tutti i bordi dei pannelli (per questo motivo lungo i bordi dei pannelli perpendicolari all'orditura del solaio andranno previsti degli elementi di legno di

fissaggio posti tra i travetti paralleli, detti in inglese blocking come in Figura 3.38). Non è invece possibile garantire un grado di rigidità sufficiente nel piano con un semplice tavolato.

Talvolta viene anche realizzato un solaio collaborante legno-clt che oltre a garantire l'ipotesi di diaframma rigido nei confronti delle azioni orizzontali di diaframma serve anche a migliorare la rigidità e la resistenza ai carichi verticali. Occorre però porre particolare attenzione nella progettazione e cura nella realizzazione per garantire l'efficacia del collegamento del solaio alle pareti del piano inferiore e superiore.



Figura 3.21_Realizzazione di un solaio misto legno-clt in un edificio XLam. Notare le viti di collegamento della parete al solaio che fuoriescono dalla base della parete prima del getto.

Relazioni con parti strutturali non in legno

L'edificio di legno ha bisogno di fondazioni di calcestruzzo armato oppure può essere il completamento superiore di un edificio inferiore in calcestruzzo armato, acciaio o muratura, ovviamente sempre con fondazioni in calcestruzzo armato.

Ad ogni piano deve esserci un solo sistema strutturale che resiste alle azioni orizzontali.

Sistemi strutturali diversi possono coesistere all'interno dello stesso edificio se posti a livelli diversi. L'utilizzo di sistemi costruttivi diversi (anche se realizzati con lo stesso materiale, ad es. XLam e Platform Frame) allo stesso livello può essere consentito solo se si utilizzano sistemi differenti nelle due direzioni principali; l'utilizzo di sistemi costruttivi diversi nella stessa direzione deve essere evitato. Nel caso in cui vengono comunque utilizzati è opportuno che la progettazione dell'edificio venga effettuata mediante un accurato studio con analisi non lineari statiche (push-over) o dinamiche (nel dominio del tempo).

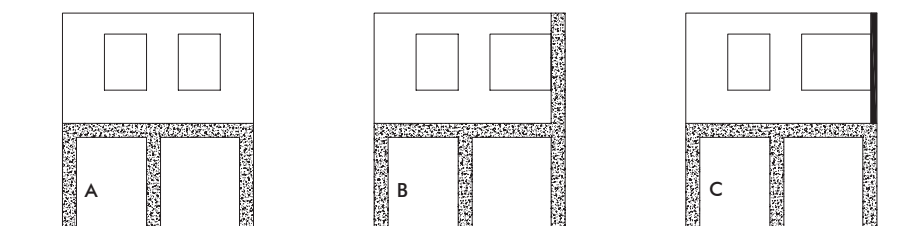


Figura 3.22_Prospetto. A-SI: Il piano inferiore è di calcestruzzo armato, il piano superiore di legno, la struttura è sovrapposta. B-NO: Al piano superiore come elementi resistenti alle azioni orizzontali c'è sia calcestruzzo armato che legno, la struttura è mista. C-SI: al piano superiore la struttura di legno è sufficiente a resistere alle azioni orizzontali, il pilastro di acciaio è strutturalmente una biella e si inserisce solo per portare i carichi verticali.

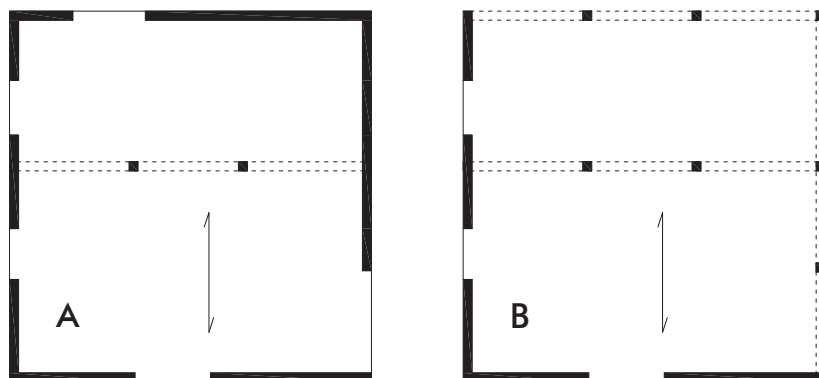


Figura 3.23_Pianta. A-SI: Il telaio centrale serve solo a portare i carichi verticali facendo da supporto intermedio al solaio. B-NO: Le pareti presenti non sono sufficienti a resistere alle azioni orizzontali, non è ammissibile che i telai partecipino insieme alle pareti alla resistenza alle azioni orizzontali.

La sottostruttura

Le Norme Tecniche per le Costruzioni, entrate in vigore per tutti gli edifici dal primo luglio 2009, hanno notevolmente cambiato sia il modo di calcolare gli edifici che il modo di presentare i calcoli presso gli uffici competenti.

La parte superiore di legno, ai fini della progettazione della sottostruttura, non può essere considerata solo un carico (verticale e orizzontale) in quanto le azioni orizzontali (sisma e vento) trasmettono alla sottostruttura un sistema complesso di sollecitazioni difficilmente schematizzabile.

Nella maggior parte dei casi non è possibile che un Tecnico progetti la parte superiore di legno ed un altro Tecnico la parte inferiore, o quantomeno ciò è molto difficile e fonte di errori.

Gli sforzi trasmessi dalla struttura in elevazione alla fondazione non sono solo carichi verticali e taglio orizzontale, ma un sistema complesso formato anche da carichi concentrati che variano al variare delle combinazioni di carico.

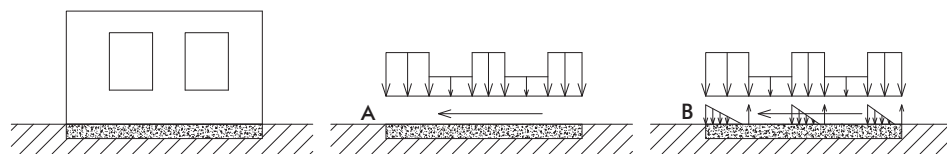


Figura 3.24_Sollecitazioni sulle fondazioni. A: La schematizzazione non è corretta. B: Schematizzazione corretta ma estremamente complessa da descrivere.

In questo caso è possibile che la struttura in elevazione e la fondazione la progettino figure diverse, tuttavia è estremamente difficile trasferire fra i due Tecnici le informazioni corrette.

Gli edifici pluripiano formati da piani strutturalmente diversi fra loro, sono da annoverare fra i "non regolari in altezza" e per essi le norme tecniche prescrivono che siano studiati dal punto di vista sismico mediante analisi dinamica.

L'analisi dinamica va necessariamente effettuata su tutto l'edificio, non è possibile condurla separatamente su porzioni diverse dell'edificio e necessita della costruzione di un unico modello agli elementi finiti di tutto l'edificio mediante un programma di analisi strutturale. È evidente che questo implichi che l'intera progettazione strutturale la faccia un solo Tecnico.

Sopraelevazioni

Le Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 14/01/2008 al punto 8.4.1 *Intervento di adeguamento* dicono:

È fatto obbligo di procedere alla valutazione della sicurezza e, qualora necessario, all'adeguamento della costruzione, a chiunque intenda:

- a. sopraelevare la costruzione;
- b. ampliare la costruzione mediante opere strutturalmente connesse alla costruzione;

...

In ogni caso, il progetto dovrà essere riferito all'intera costruzione e dovrà riportare le verifiche dell'intera struttura post-intervento, secondo le indicazioni del presente capitolo.

Pertanto, nel caso delle sopraelevazioni di edifici esistenti, anche se effettuate con strutture leggere, è necessario ricalcolare tutto l'edificio partendo dalle fondazioni ed adeguarlo ai nuovi carichi ed alle disposizioni delle norme tecniche vigenti.

Gli edifici esistenti difficilmente possono essere verificati così come sono, nella maggior parte dei casi sono necessari pesanti interventi di rinforzo dell'esistente che rendono molto costosa se non addirittura tecnicamente non possibile l'operazione.

3.4.2.2 Concetti generali sulla progettazione e sul comportamento strutturale

In Italia è obbligatorio depositare il progetto delle strutture, qualunque sia il materiale e il sistema costruttivo utilizzato presso gli uffici del Genio Civile.

Il progetto può essere semplicemente "depositato" (per gli edifici privati in genere ed in alcune zone), ossia il controllo del progetto da parte del Genio Civile si limita

al controllo della completezza degli elaborati depositati in conseguenza del quale l'ufficio rilascia un attestato di deposito con cui possono iniziare i lavori. Per alcuni edifici, ad esempio quelli pubblici, e per tutti gli edifici in zone ad alta sismicità il progetto è soggetto ad "autorizzazione sismica", cioè il Genio Civile entra nel merito del progetto e deve rilasciare una autorizzazione senza della quale non è possibile iniziare i lavori; in questo caso il lavoro del progettista è maggiore perché la relazione di calcolo deve essere redatta con maggiore dettaglio ed è necessario fare degli incontri con i tecnici del Genio Civile per spiegare il progetto. Tutto il territorio italiano è attualmente classificato come sismico, e pertanto il calcolo strutturale di un edificio di legno deve riguardare sia i carichi statici che le azioni sismiche. Inoltre le NTC prevedono secondo quanto prescritto nel Capitolo 9 per le strutture di legno, come per tutte le altre opere di ingegneria civile, il collaudo statico.

Per il calcolo statico e sismico di edifici di cemento armato, acciaio e muratura esistono programmi di calcolo dedicati che eseguono il calcolo, redigono la relazione di calcolo e impostano i disegni esecutivi; per gli edifici di legno attualmente non esistono ancora attualmente programmi di calcolo che consentano di modellare il comportamento dinamico di un edificio in legno. Inoltre la progettazione di un edificio in legno, richiede quasi sempre un disegno tridimensionale dell'edificio contenente tutte le lavorazioni da eseguire sugli elementi strutturali di legno, che è necessaria per lo stabilimento di produzione o per il costruttore che devono pretagliare o preassemblare gli elementi costruttivi da portare in cantiere.

Infine il progetto di un edificio di legno deve contenere il dettaglio di tutti i collegamenti fra i diversi elementi strutturali di legno, non è ammissibile progettare solo alcuni particolari costruttivi e demandare al costruttore le decisioni sulle modalità di realizzazione e sulla ferramenta da utilizzare. Questo sia perché tutti i particolari costruttivi dei collegamenti vanno progettati, sia perché la progettazione di un particolare costruttivo riveste un'importanza fondamentale in relazione al comportamento strutturale, al comportamento al fuoco, alla resistenza sismica e alla durabilità della struttura.

3.4.2.3 Caratteristiche costruttive

La progettazione di un edificio in legno, come detto in precedenza, parte dal coordinamento di più figure professionali che tutte insieme devono apportare il proprio contributo in relazione a differenti aspetti specifici tra i quali quelli strutturali sono solo una parte del problema. Per comprendere appieno il comportamento strutturale di un edificio di legno occorre pertanto considerare il processo costruttivo, mettendo in relazione in tal modo gli aspetti strutturali con le altre esigenze, architettoniche, impiantistiche e tecnologiche. Nelle pagine che seguono verrà illustrato passo per passo il processo costruttivo dei tre sistemi costruttivi maggiormente utilizzati al mondo per la realizzazione di edifici multipiano in legno, ossia il sistema Log House, il Platform Frame e il sistema XLam, evidenziando gli aspetti strutturali specifici.

Sistema Platform Frame

Le strutture di **fondazione** vengono sempre realizzate in calcestruzzo armato in

modo da staccare il piano di posa delle strutture verticali in legno dal livello del terreno. Le soluzioni usualmente adottate sono o una platea di fondazione o delle travi rovesce. Anche nel caso di realizzazione di una platea è comunque sempre opportuno realizzare un ulteriore cordolo di fondazione in c.a. sotto le strutture portanti verticali in legno sopra il quale andrà posata una guaina bituminosa per proteggere gli elementi strutturali in legno dall'umidità di risalita che deve risvoltare sulla struttura di fondazione (e non sulla parete di legno) per evitare di creare delle trappole di umidità.

Talvolta il cordolo può essere evitato se le strutture di fondazione fuoriescono dal livello del terreno.

È importante sottolineare che, per la natura intrinseca del materiale, che ricordiamo è un materiale biodegradabile, e per le sue caratteristiche di igroscopicità, il dettaglio del collegamento delle strutture portanti verticali in legno alla fondazione è fondamentale per garantire il corretto funzionamento della struttura e pertanto maggiore sarà la distanza tra queste e il piano di campagna e le strutture di fondazione, minore sarà la possibilità di incorrere in problemi di degrado causato dall'umidità di risalita. Una soluzione ottimale può essere anche quella di realizzare il primo piano della struttura in c.a. o muratura e sopra questa impostare la sovrastruttura in legno. In questo caso occorre però considerare che, come già spiegato in precedenza, a livello di progettazione strutturale la struttura andrà considerata come non regolare in altezza e pertanto occorrerà considerare un valore del fattore di struttura q ridotto per la progettazione nei confronti delle azioni sismiche e sarà necessario procedere ad una analisi dinamica.

Sopra il cordolo di fondazione viene posato un cordolo di legno, generalmente realizzato con una specie legnosa durabile (ad es. legno massiccio o lamellare di larice) della stessa sezione del cordolo di base della parete o comunque con stessa base e altezza di 10-12 cm. Il cordolo di legno va collegato alla fondazione con barre tirafondo in acciaio inserite in fori sigillati con malta epossidica o cementizia. Il diametro delle barre e l'interasse dipenderà dal calcolo in funzione del taglio agente sulla parete considerata. Generalmente si utilizzano barre filettate di diametro variabile dai 12 ai 16 mm, il diametro del foro dovrà essere maggiore di due mm (quindi dai 14 ai 18 mm) e la barra andrà inserita con una rondella per legno. In alternativa possono essere usate viti a secco per il collegamento legno-cls.

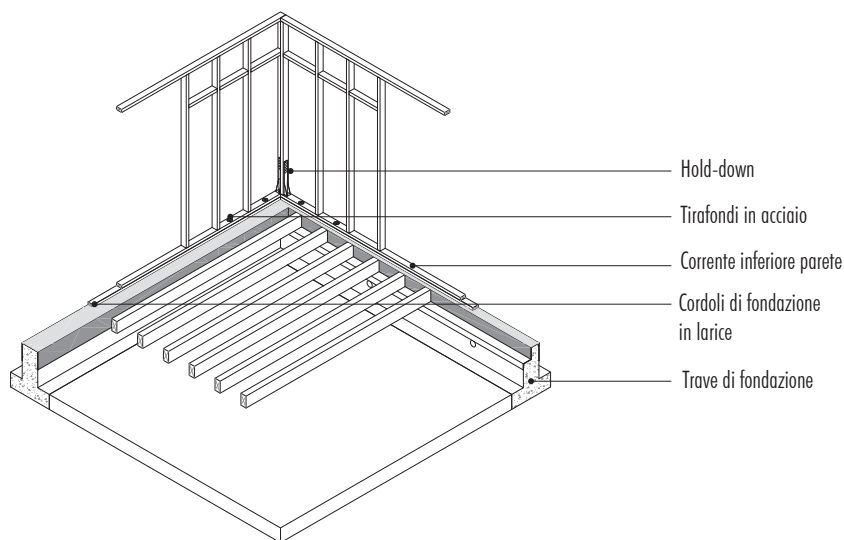


Figura 3.25_Collegamento alle fondazioni per un edificio Platform Frame.

Sopra il cordolo viene collegata la **parete** formata da una intelaiatura di legno, generalmente massiccio ma anche lamellare in funzione delle sezioni necessarie, formata da elementi tutti della stessa sezione e costituita da un correntone inferiore, dei montanti disposti ad interasse di 40-60 cm (l'interasse è sempre un sottomultiplo della larghezza dei pannelli di rivestimento strutturale, generalmente di 122 o 125 cm) e da un correntone superiore.

Ad un lato dell'intelaiatura, generalmente quello esterno o anche ad entrambi i lati se necessario per esigenze strutturali, viene posizionato il pannello di rivestimento strutturale, generalmente compensato o OSB di 12 mm di spessore, il quale viene collegato all'intelaiatura con chiodi ad aderenza migliorata di diametro dai 3 ai 3,5 mm e disposti ad interasse generalmente di 150 mm sui bordi del pannello e 300 mm sui supporti interni. L'interasse dei chiodi è ovviamente determinato dai calcoli ed è quello che si applica sui bordi del pannello, l'interasse sui supporti interni è sempre doppio rispetto a quello sui bordi.

I pannelli sono di compensato o OSB hanno dei formati commerciali che generalmente sono 122x244 cm o 125x250 cm. L'altezza minima per avere l'abitabilità nella maggior parte degli ambienti in Italia è di 270 cm, per cui questo comporta che le pareti non possono essere realizzate con un unico pannello in altezza. Occorre quindi inserire degli elementi intermedi orizzontali nel telaio (detti *blocking*) per il fissaggio dei pannelli. I chiodi andranno posizionati allo stesso interasse previsto per tutti i bordi dei pannelli.

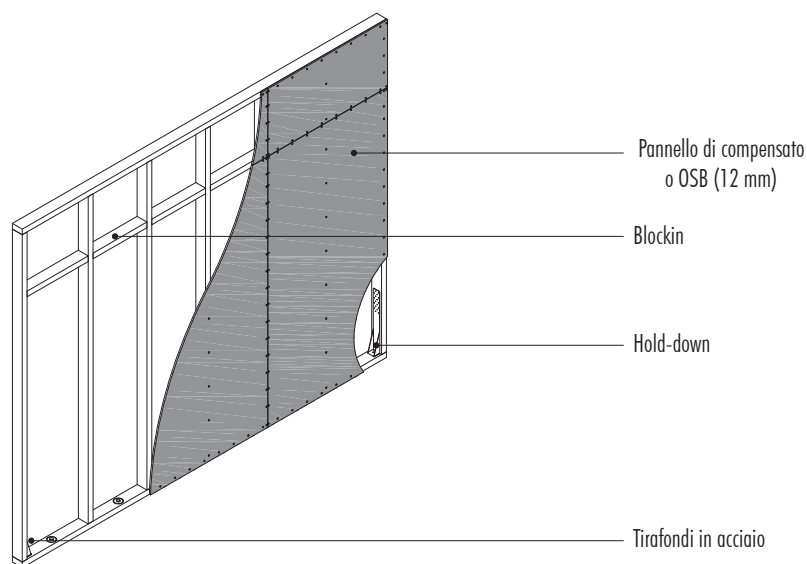


Figura 3.26_Dettaglio strutturale di una parete Platform con collegamento del pannello strutturale di compensato/OSB tramite chiodi e elementi di collegamento alla fondazione.

Le aperture sono generalmente realizzate con un doppio montante in cui quello più interno fa da supporto per l'architrave, generalmente realizzato con un elemento di legno lamellare. La stessa modalità viene utilizzata per la realizzazione dei parapetti delle finestre come illustrato in Figura 3.30.

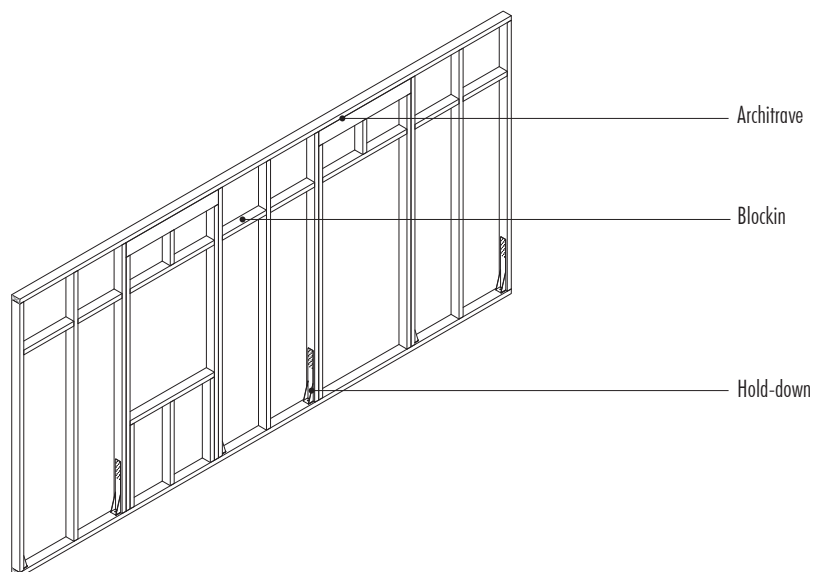


Figura 3.27_Dettaglio del telaio della parete con aperture per porte e finestre.

La parete deve assolvere a diverse funzioni in relazione al suo comportamento strutturale e ai carichi ai quali è soggetta:

- resistenza ai carichi verticali;
- resistenza alle azioni orizzontali agenti nel piano della parete (sisma, vento);
- resistenza ai carichi orizzontali agenti nel piano perpendicolare alla parete (vento).

La resistenza ai carichi verticali è devoluta ai montanti verticali.

A questo proposito è opportuno sottolineare che non è necessario prevedere sezioni a base quadrata, ossia con inerzia uguale nelle due direzioni principali come se si trattasse di pilastri isolati, in quanto l'instabilizzazione per carico di punta nella direzione del piano della parete è impedita dal pannello strutturale a base di legno di rivestimento collegato a questi ultimi con i chiodi. L'instabilizzazione per carico di punta può avvenire solamente nel piano ortogonale alla parete, e questo è il motivo per il quale i montanti delle pareti hanno sezione rettangolare (generalmente la stessa utilizzata per il corrente inferiore e superiore di completamento del telaio), con il lato minore disposto nella direzione del piano della parete.

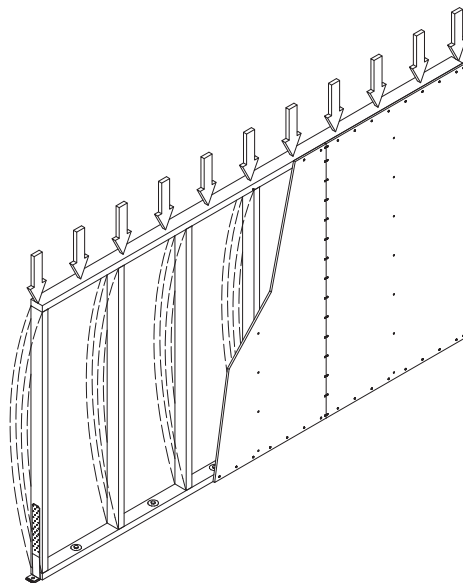


Figura 3.28_Parete Platform soggetta a carichi verticali. La resistenza è devoluta ai montanti verticali che si possono instabilizzare solo nel piano ortogonale alla parete, in quanto l'instabilizzazione nel piano della parete è impedita dai pannelli di rivestimento strutturale.

La resistenza alle azioni orizzontali agenti nel piano della parete è garantita dalla resistenza dei chiodi di collegamento dei pannelli all'intelaiatura che vengono sollecitati a taglio. La resistenza a taglio nel piano della parete può essere calcolata, partendo dalla resistenza a taglio del singolo chiodo secondo i metodi illustrati al §9.2.4 dell'Eurocodice 5.

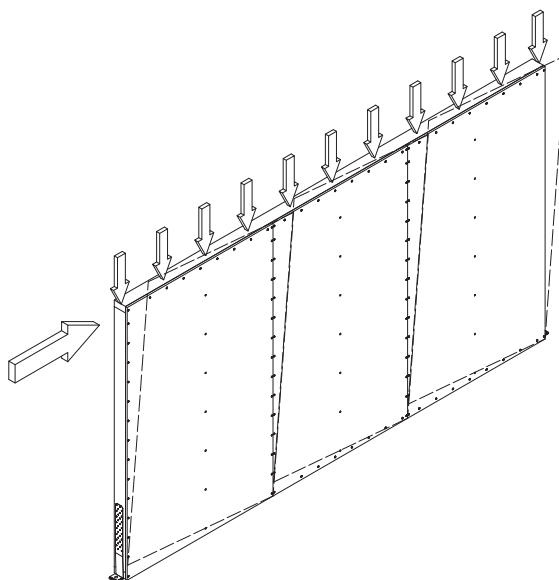


Figura 3.29_: Parete Platform soggetta ad azioni orizzontali nel piano e edificio di due piani arrivato al collasso a seguito di una prova sismica su tavola vibrante. La resistenza a taglio nel piano della parete è data dalla resistenza a taglio dei collegamenti chiodati della parete al telaio.

Per effetto delle azioni orizzontali agenti nel suo piano, la stessa parete è soggetta ad azioni di scorrimento e sollevamento, le quali devono essere contrastate dagli elementi di collegamento alle fondazioni. La funzione di presidio al sollevamento è svolta dagli hold-down, ossia piastre angolari allungate collegate con chiodi al telaio della parete e con barre tirafondo in acciaio inserite in fori sigillati con malta epossidica o cementizia alla fondazione e posizionate alle estremità della parete e in corrispondenza delle aperture, e con tirafondi in acciaio di collegamento del cordolo inferiore della parete alla fondazione come elementi di presidio allo scorrimento.

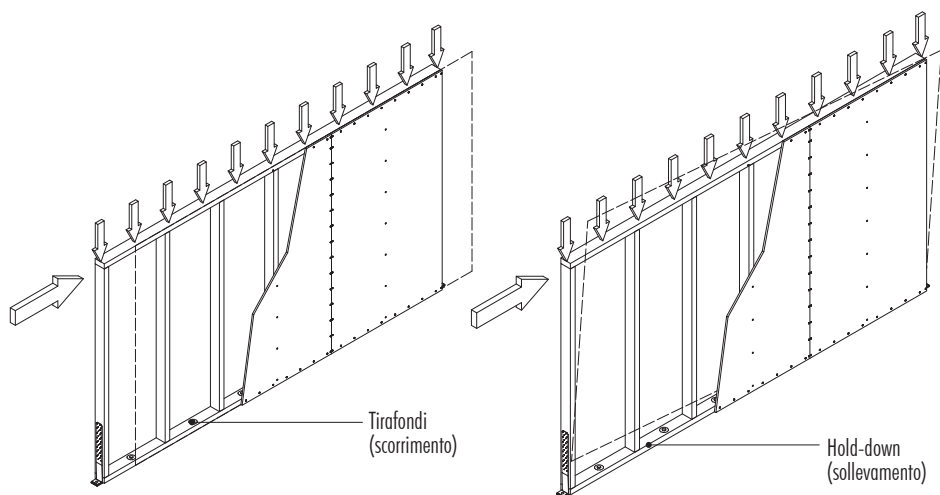


Figura 3.30_Parete Platform soggetta ad azioni orizzontali nel piano. Le azioni di scorrimento e sollevamento vengono contrastate mediante tirafondi e hold-down (nota: per chiarezza in questo disegno gli hold-down sono posizionati all'esterno del telaio della parete, ma solitamente vengono posizionati al suo interno).

Le azioni orizzontali ortogonali al piano della parete (ad es. il vento sulle pareti esterne) vengono assorbite per area di influenza dai montanti verticali che vengono quindi sollecitati a presso-flessione.

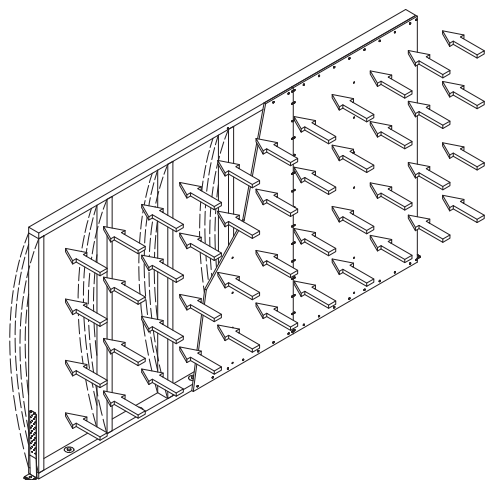


Figura 3.31_Parete Platform soggetta ad azioni orizzontali ortogonali al piano.

La parete viene poi completata con l'inserimento di una controparete interna per il passaggio degli impianti rivestita con cartongesso o fibrogesso, del rivestimento strutturale interno in OSB o compensato, dell'isolante in fibra di legno nell'intercapedine della parete, del rivestimento esterno realizzato con pannelli di OSB o compensato se necessario per esigenze strutturali o in alternativa con tavolato o multistrato e normalmente un cappotto isolante esterno sopra il quale viene realizzato il rivestimento esterno con intonaci ai silicati di calcio o a base di calce naturale.

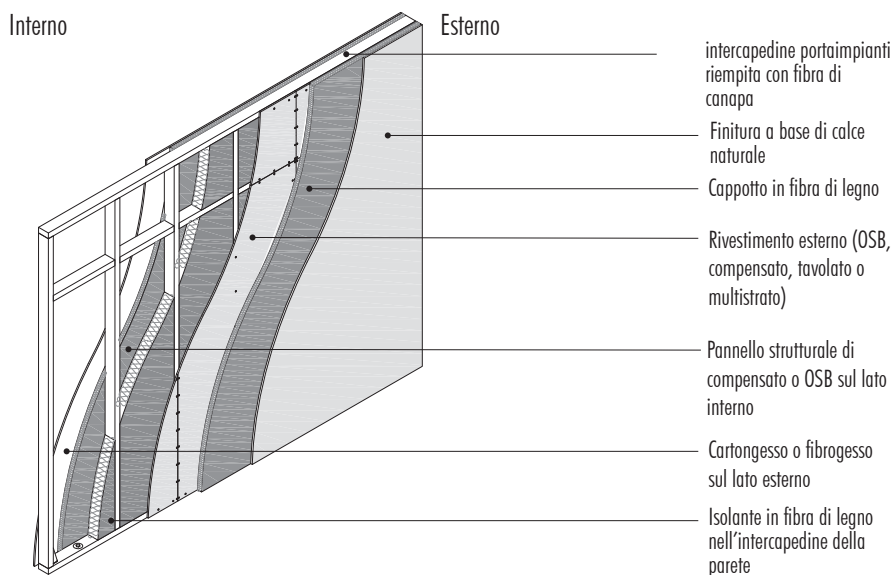


Figura 3.32_Esempio di pacchetto costruttivo completo per una parete Platform.

Il collegamento fra pareti ortogonali agli angoli dell'edificio viene realizzato in vari modi: o con tre montanti della stessa sezione o con un montante d'angolo a sezione quadrata e due montanti del telaio per il fissaggio dei pannelli interni. Le due pareti d'angolo devono essere collegate fra loro lungo i montanti con l'inserimento di viti autoforanti o chiodi ad interasse ravvicinato per realizzare un collegamento sufficientemente rigido.

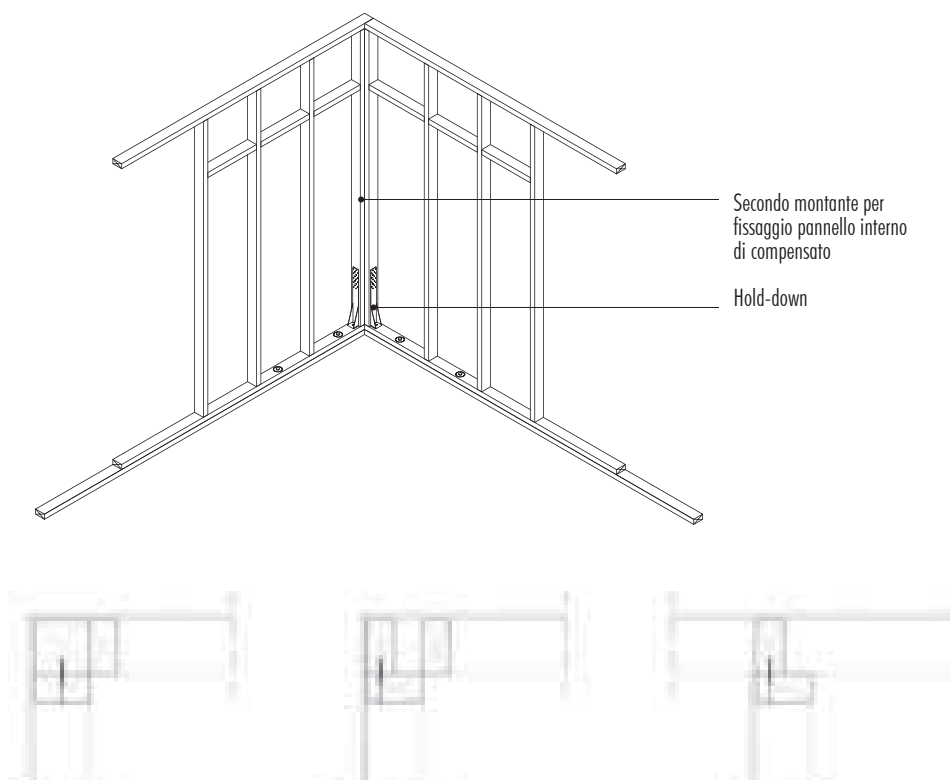


Figura 3.33_ Collegamento d'angolo. Sotto: dettaglio collegamento d'angolo.

Una volta posate le pareti del piano terra si posa un secondo cordolo superiore di collegamento delle pareti, della stessa sezione del primo e con i giunti sfalsati agli angoli dell'edificio rispetto alle pareti sottostanti e sopra questo il **solaio**. Questo è costituito da travi di legno massiccio o più frequentemente lamellare disposte preferibilmente sempre sopra i montanti delle pareti e da pannelli di rivestimento strutturale a base di legno (compensato o OSB) come quelli utilizzati per le pareti, collegati alle travi del solaio con chiodi sempre di 3-3,5 mm di diametro disposti a 150 mm sui bordi esterni dei pannelli e 300 mm sui supporti interni. La struttura del solaio è poi completata da un cordolo disposto lungo il perimetro del solaio. Il pacchetto del solaio è usualmente composto da, partendo dal basso verso l'alto, pannello strutturale in OSB o compensato (sotto il quale può essere posizionato un tavolato), telo antipolvere, isolante in fibra di legno, carta oleata, massetto porta-impianti, riscaldamento a pavimento, secondo massetto e pavimentazione. I massetti possono essere realizzati in calcestruzzo oppure a secco ad esempio con graniglia di marmo e perlite.

Una volta realizzato il primo solaio questo fa da piattaforma per il montaggio delle pareti del piano successivo.

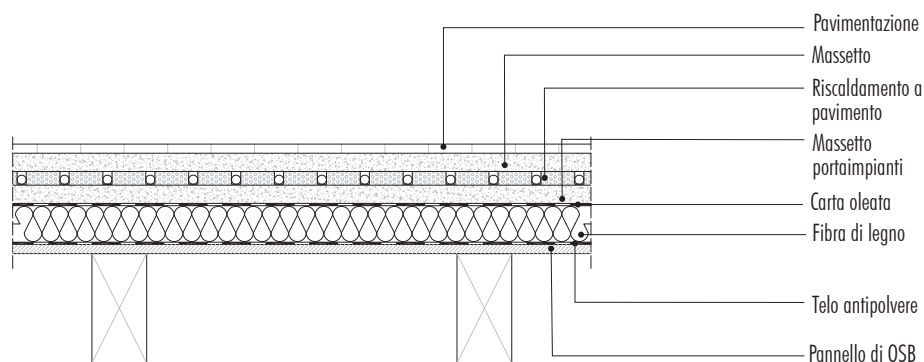


Figura 3.34_Esempio di pacchetto solaio.

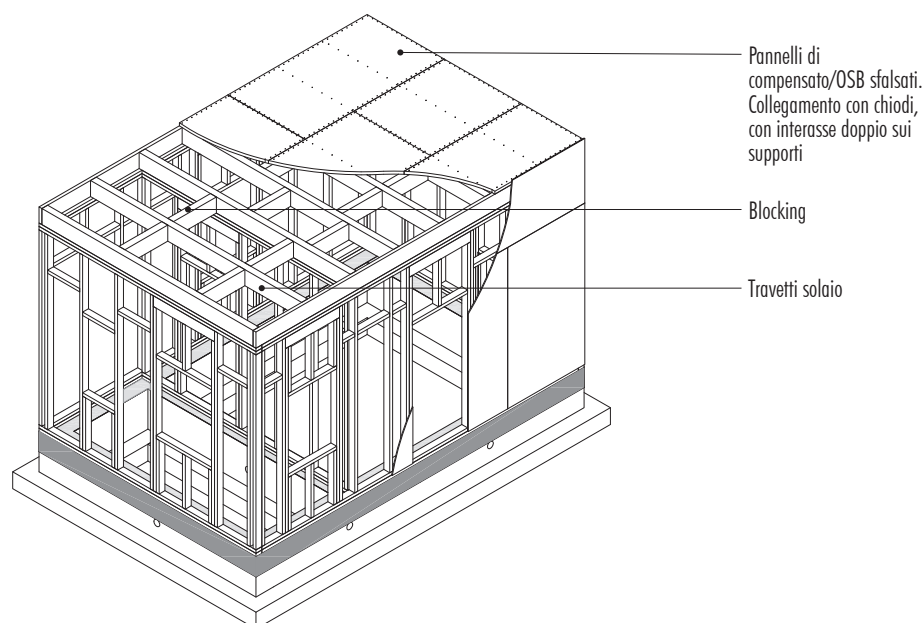


Figura 3.35_Struttura del solaio

Le pareti del **piano successivo** vengono posate sopra il solaio e collegato a questo con le stesse modalità utilizzate per il collegamento alle fondazioni ma con mezzi di unione diversi. Per quel che riguarda gli hold-down, per le pareti interne andrà prevista una coppia di hold-down, uno collegato alla parete del piano inferiore e uno alla parete superiore, uniti fra loro con un bullone passante per le pareti interne, mentre per le pareti esterne può essere utilizzata una banda metallica forata collegata con chiodi alle pareti superiore e inferiore. Il collegamento della parete inferiore al solaio sovrastante e della parete del piano superiore al solaio può essere effettuato con viti autoforanti.

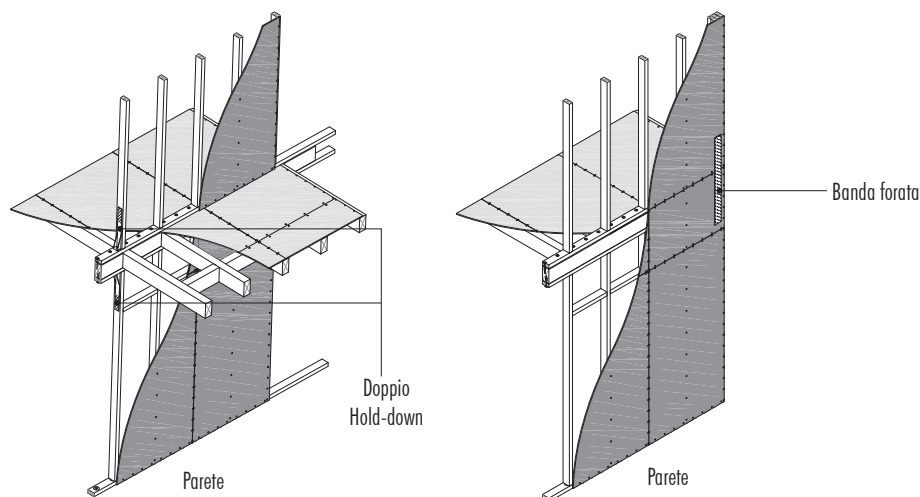


Figura 3.36 _ Collegamenti di interpiano pareti esterne e interne.

Infine una volta montate le pareti dell'ultimo piano, può essere realizzata la struttura di **copertura**. Questa viene solitamente realizzata con struttura tradizionale con trave di colmo e travi secondarie oppure mediante capriate leggere collegate al cordolo di collegamento delle pareti, sopra le quali viene posizionato e collegato il rivestimento strutturale realizzato con compensato o OSB (o un doppio tavolato incrociato) e il pacchetto di copertura.

Quest'ultimo può essere composto, sopra il pannello di OSB, da barriera igrovariabile, di tenuta all'aria e antipolvere, isolante in fibra di legno, guaina traspirante, doppio listello per la ventilazione e manto di copertura.

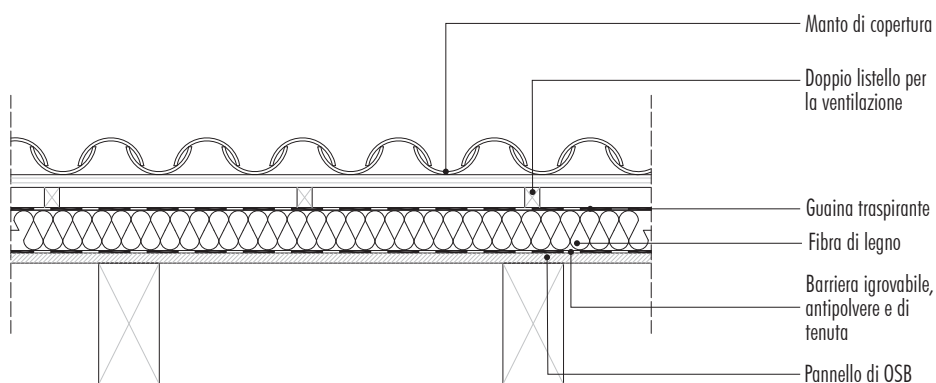


Figura 3.37 _ Esempio di pacchetto copertura.

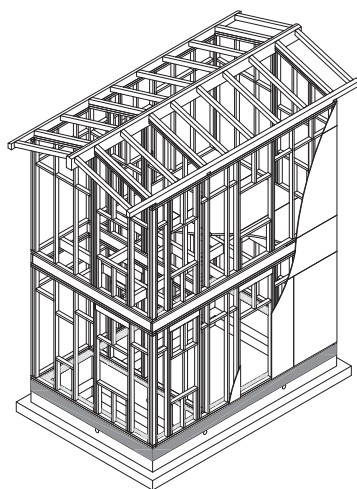
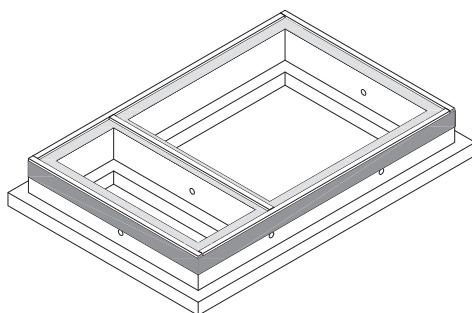


Figura 3.38_Copertura con struttura tradizionale a travi.

Riassumendo le fasi di **montaggio** di un edificio Platform Frame possono essere schematizzate con la procedura seguente:

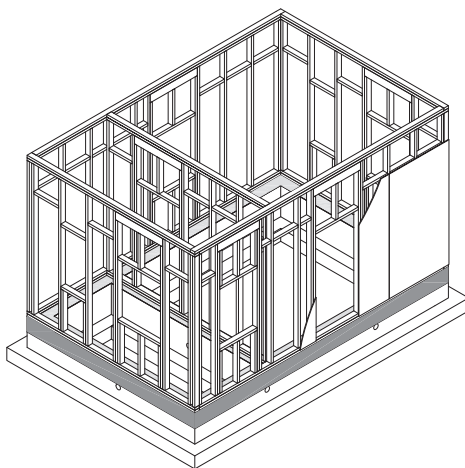
FASE 1:

Realizzazione cordoli o travi rovesce di fondazione in c.a., posa guaina e montaggio cordolo di legno.



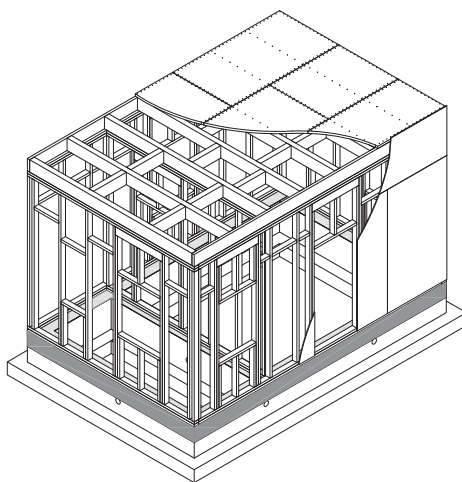
FASE 2:

Posa e collegamento pareti piano terra e secondo cordolo superiore di collegamento.

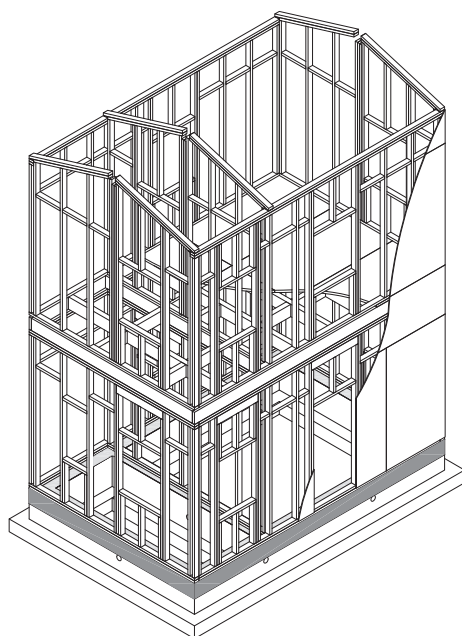


FASE 3:

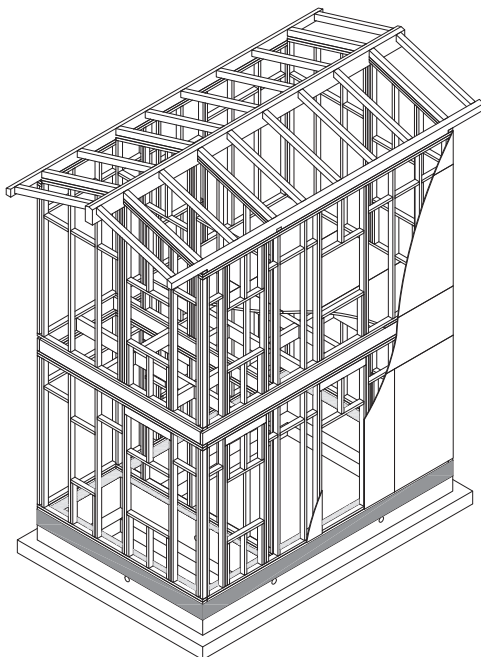
Posa solaio formato da travi principali, blocking, pannelli strutturali a base di legno e cordolo esterno.

**FASE 4:**

Posa e collegamento pareti piano primo e collegamento alle pareti e al solaio sottostante.



FASE 5:
Montaggio copertura.



Sistema XLam

La realizzazione delle strutture di fondazione segue le stesse regole viste per gli edifici Platform, con la sola differenza che i carichi trasmessi in fondazione dalla struttura sono leggermente maggiori in quanto è maggiore il peso proprio delle strutture.

Per il sistema XLam, il collegamento alle fondazione può essere effettuato in due modi differenti.

Sopra il cordolo di fondazione in c.a. viene stesa una guaina bituminosa per evitare umidità di risalita e sopra questa vengono posate direttamente le pareti, collegate alle fondazioni con angolari metallici distribuiti lungo lo sviluppo della parete e con hold-down alle estremità della parete.

In alternativa sopra il cordolo di fondazione viene posato un cordolo di legno, generalmente realizzato con una specie legnosa durabile (ad es. legno massiccio o lamellare di larice) collegato alle strutture di fondazione con tirafondi in acciaio fissati con resina epossidica o cementizia e sopra questo vengono posate le pareti che vengono collegate con viti autoforanti inserite inclinate dai due lati della parete.

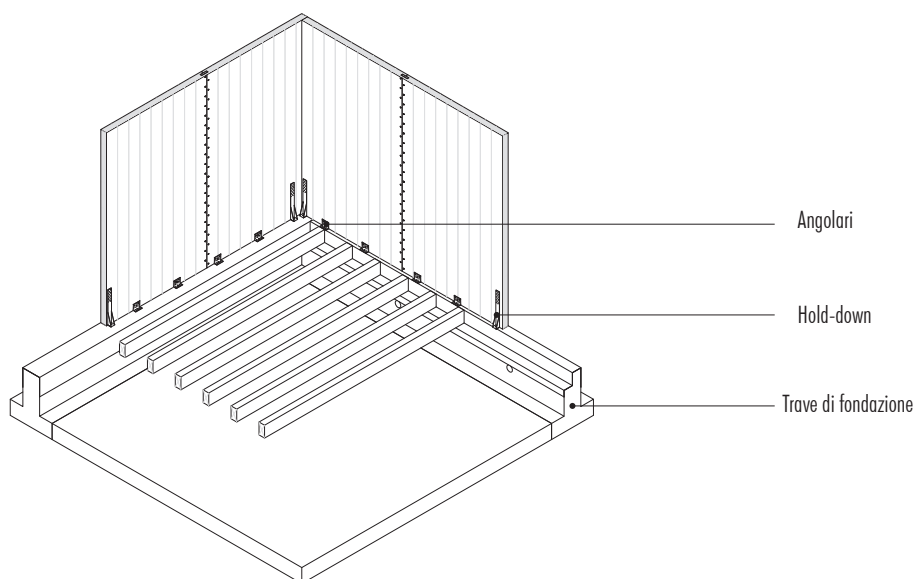


Figura 3.39_Collegamento alle fondazioni per un edificio XLam con angolari metallici distribuiti e hold-down.

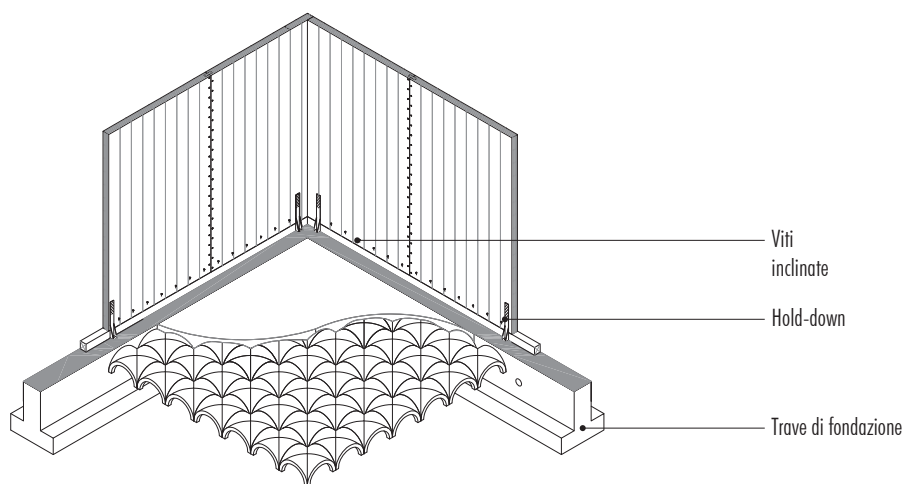


Figura 3.40_Collegamento alle fondazioni per un edificio XLam con cordolo di larice, tirafondi, viti e hold-down.

Le pareti vengono realizzate o con un unico elemento dotato di tutte le aperture per porte e finestre con l'unica limitazione sulla lunghezza data dalle esigenze di trasporto (normalmente sotto gli 11 m o talvolta anche fino a 16 m), oppure mediante l'assemblaggio di più pannelli (normalmente di larghezza uguale o inferiore ai 3 m) collegati fra di loro mediante collegamenti meccanici realizzati con l'utilizzo di strisce di pannello multistrato o con giunti a mezzo-legno fra i pannelli e viti o chiodi.

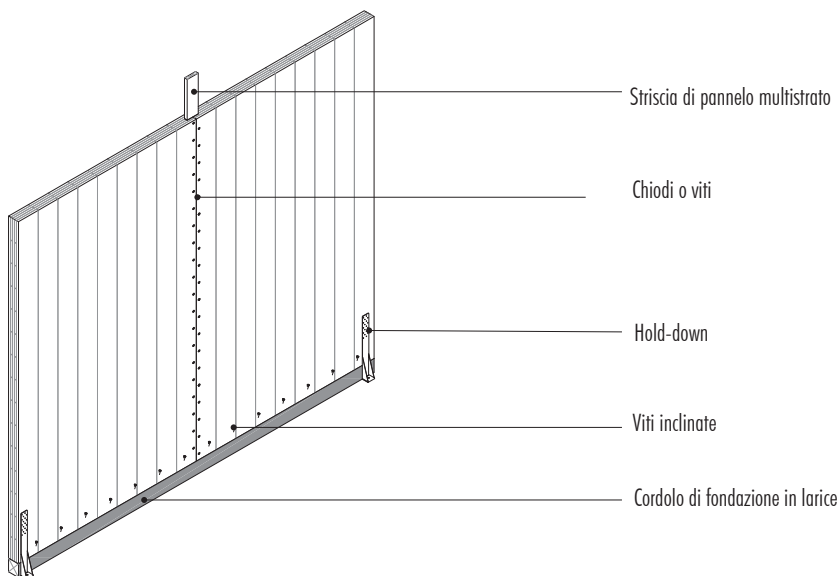


Figura 3.41_Dettaglio di una parete XLam con giunto verticale tra i pannelli tramite viti autoforanti o chiodi.

Le aperture vengono ricavate tra i pannelli che compongono la parete e l'architrave (e il parapetto per le finestre) vengono realizzati con elementi pannello disposti con orditura delle tavole in orizzontale e alloggiati e collegati in sedi ricavate nei pannelli laterali. Nel caso di parete composta da un unico pannello queste vengono ricavate pretagliando direttamente il pannello in stabilimento.

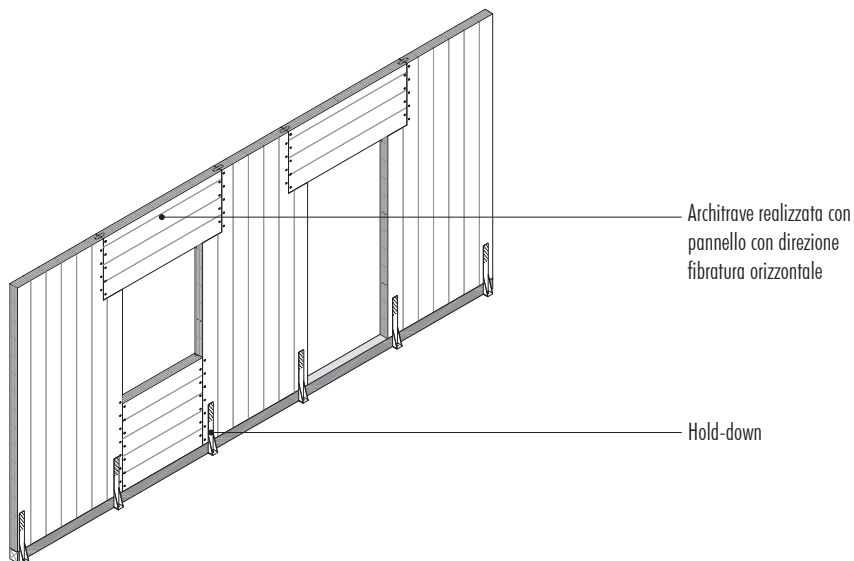


Figura 3.42_Dettaglio parete con aperture per porte e finestre.

La parete, come per il Platform, deve assolvere a diverse funzioni in relazione al suo comportamento strutturale e ai carichi ai quali è soggetta:

- resistenza ai carichi verticali;
- resistenza alle azioni orizzontali agenti nel piano della parete (sisma, vento);
- resistenza ai carichi orizzontali agenti nel piano perpendicolare alla parete (vento).

La resistenza ai carichi verticali e alle azioni orizzontali ortogonali al piano della parete è devoluta ai pannelli che vengono sollecitati a pressoflessione. La resistenza a taglio per azioni orizzontali agenti nel piano della parete è sostanzialmente devoluta ai collegamenti (giunti verticali realizzati con strisce di pannello multistrato e viti o chiodi se presenti e hold-down e angolari, in quanto il pannello è molto più rigido e resistente dei collegamenti deformabili).

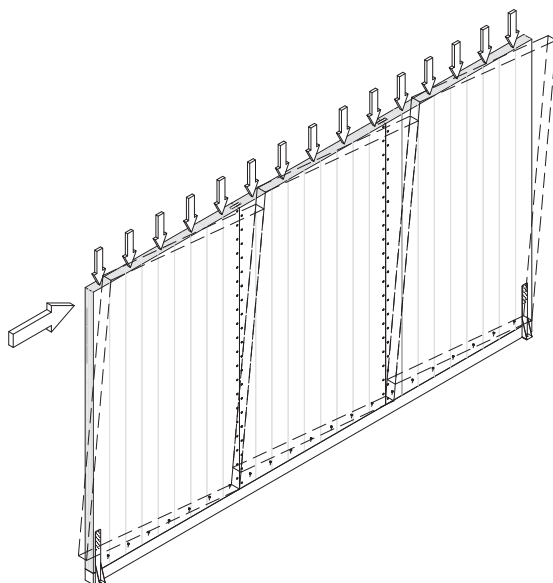


Figura 3.43_Parete X-Lam soggetta ad azioni orizzontali nel piano. La resistenza a taglio nel piano della parete è data dalla resistenza a taglio dei collegamenti chiodati tra pannelli.

Per effetto delle stesse azioni orizzontali agenti nel suo piano, la stessa parete è soggetta ad azioni di scorrimento e sollevamento, le quali devono essere contrastate dagli elementi di collegamento alle fondazioni. La funzione di presidio al sollevamento è svolta dagli hold-down collegati con chiodi alla parete e con tirafondi in acciaio inserite in fori sigillati con malta epossidica o cementizia alla fondazione e posizionati alle estremità della parete e in corrispondenza delle aperture, e con angolari in acciaio o viti e tirafondi in acciaio di collegamento del cordolo inferiore della parete alla fondazione come elementi di presidio allo scorrimento.

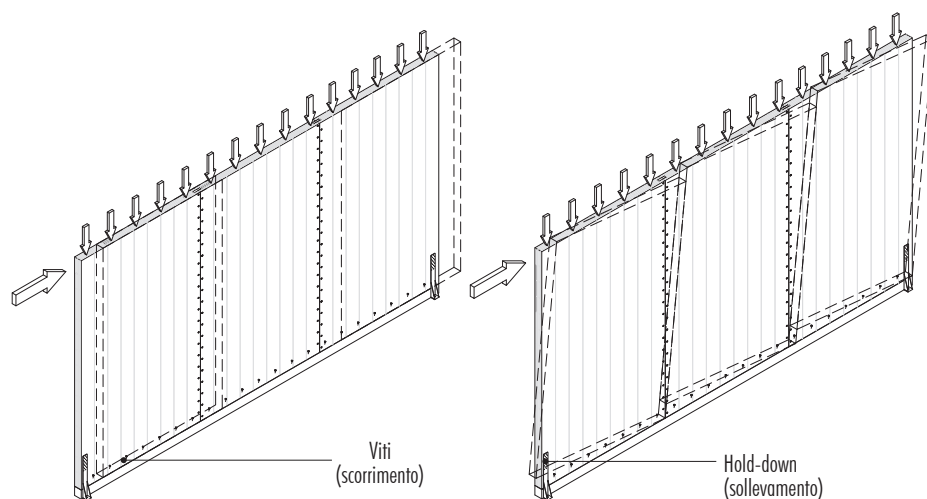


Figura 3.44_Parete Xlam soggetta ad azioni orizzontali nel piano. Le azioni di scorrimento e sollevamento vengono contrastate mediante viti inclinate collegate al cordolo di larice e hold-down.

La parete viene poi completata con l'inserimento dell'isolante nell'intercapedine della parete, il rivestimento interno realizzato con pannelli di cartongesso o fibrogesso e normalmente un cappotto isolante esterno sopra il quale viene realizzato il rivestimento esterno.

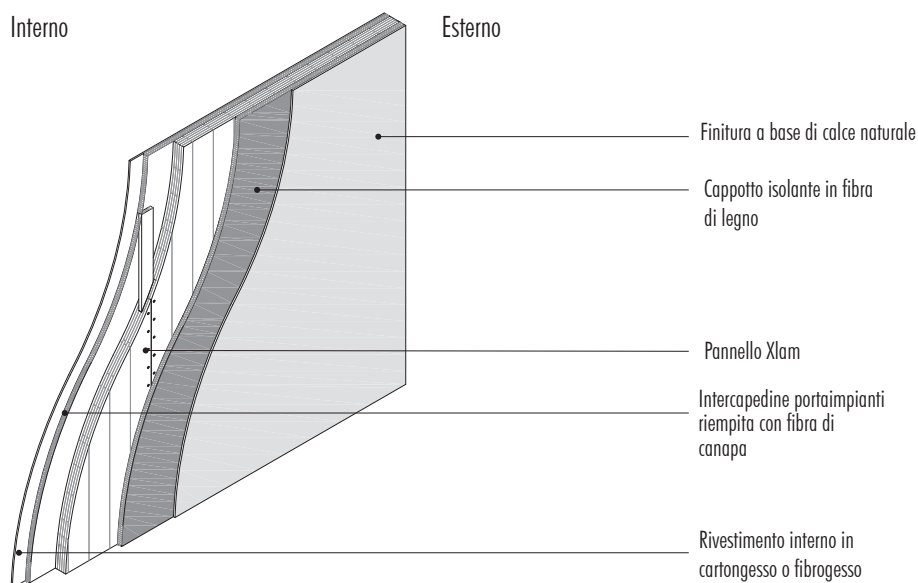


Figura 3.45_Esempio di pacchetto parete Xlam completa.

Il collegamento fra pareti ortogonali viene realizzato con l'inserimento di viti autoforanti disposte ad interasse ravvicinato in modo da realizzare un collegamento rigido, in particolar modo agli angoli dell'edificio.

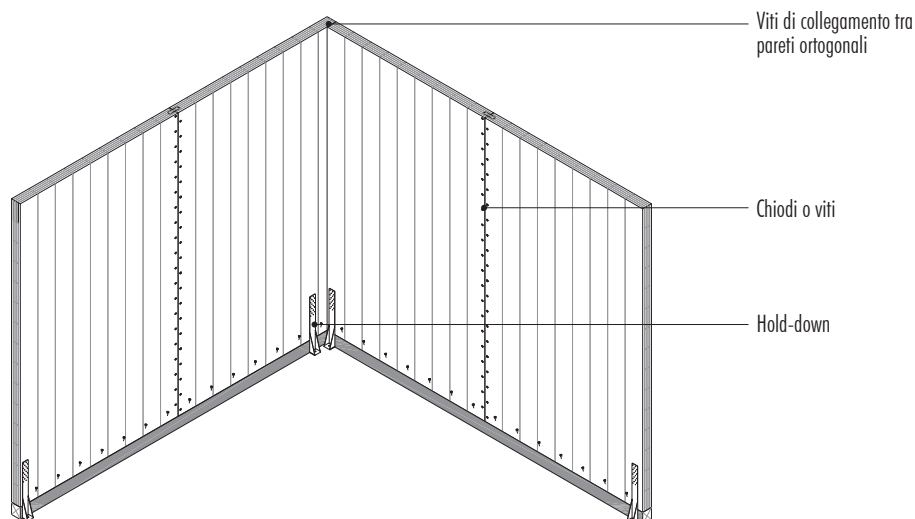


Figura 3.46_Collegamento d'angolo.

Una volta posate le pareti del piano terra vengono posati i pannelli del **solaio**. Questi per esigenze produttive e di trasporto hanno larghezze comprese tra 125 e 260 cm e vengono collegati fra loro con giunti meccanici realizzati con le stesse modalità utilizzate per il collegamento verticale dei pannelli parete. Anche in questo caso il collegamento viene realizzato mediante l'inserimento di viti autoforanti e chiodi disposti ad interasse ravvicinato in modo da realizzare un collegamento rigido nel rispetto della gerarchia delle resistenze. Il collegamento alle pareti sottostanti è realizzato sempre con viti autoforanti, inserite inclinate rispetto al piano verticale della parete, in modo da intercettare più strati possibile e sempre ad interasse ravvicinato in modo da assicurare la realizzazione di un giunto sufficientemente rigido.

Sopra il pannello XLam viene posizionato un telo antipolvere, l'isolante in fibra di legno, carta oleata, massetto porta-impianti, riscaldamento a pavimento, secondo massetto e pavimentazione.

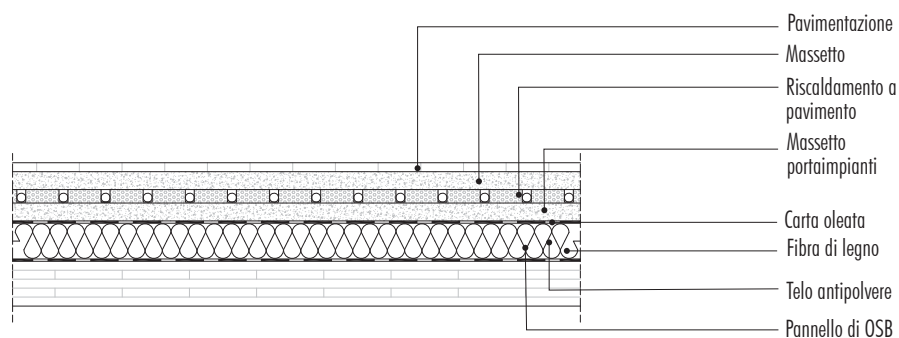


Figura 3.47_Esempio di pacchetto solaio.

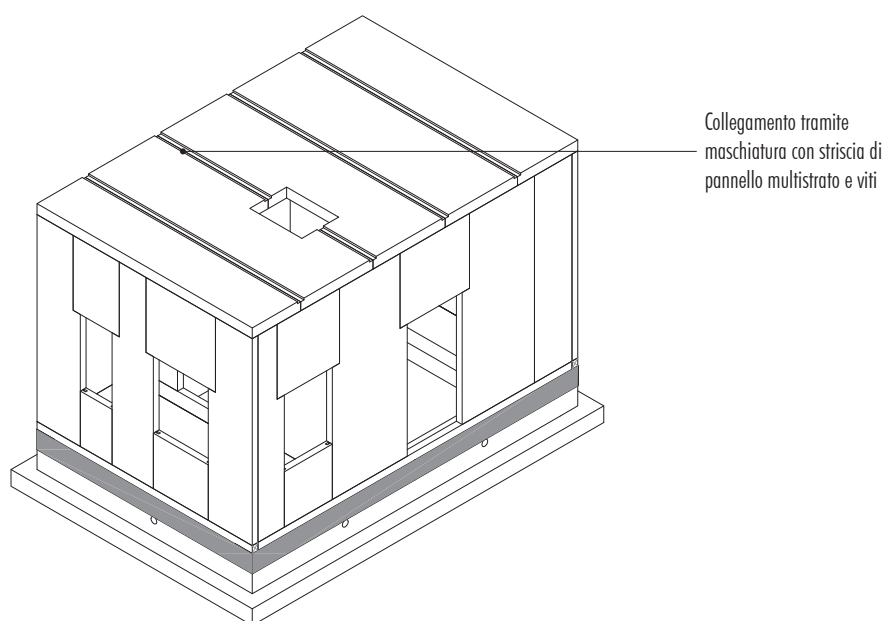


Figura 3.48_Posa del solaio di interpiano.

Una volta realizzato il primo solaio questo fa da piattaforma per il montaggio delle pareti del piano successivo. Le pareti del **piano successivo** vengono posate sopra il solaio e collegate a questo con le stesse modalità utilizzate per il collegamento alle fondazioni ma con mezzi di unione diversi. Per quel che riguarda gli hold-down, per le pareti interne andrà prevista una coppia di hold-down, uno collegato alla parete del piano inferiore e uno alla parete superiore, uniti fra loro con un bullone passante per le pareti interne, mentre per le pareti esterne può essere utilizzata una banda metallica forata collegata con chiodi alle pareti superiore e inferiore. Come elementi di presidio allo scorrimento si utilizzano ancora angolari metallici collegati con chiodi alla parete e con chiodi e viti al solaio, distribuiti lungo lo sviluppo delle pareti.

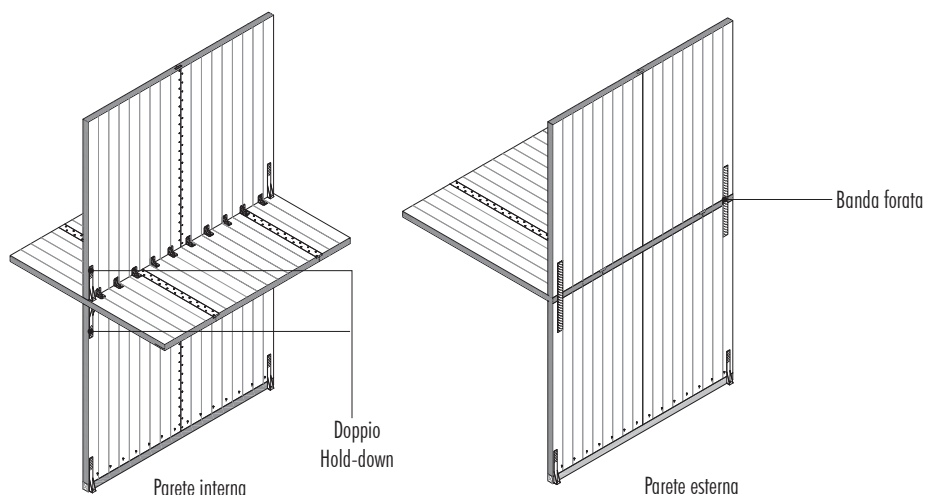


Figura 3.49 _ Collegamento pareti di interpiano.

La realizzazione delle strutture di **copertura** segue sostanzialmente le stesse possibilità applicative viste per il Platform, con l'unica variante che in questo caso è possibile realizzare una struttura di copertura con gli stessi pannelli, con l'inserimento di una trave di colmo o anche eventualmente di travetti secondari come rompitratta per le luci dei pannelli, e con le stesse modalità di collegamento viste per i solai.

Il pacchetto di copertura è composto, come nel caso del Platform, da barriera igrovariabile, di tenuta all'aria e antipolvere, isolante in fibra di legno, guaina traspirante, doppio listello per la ventilazione e manto di copertura.

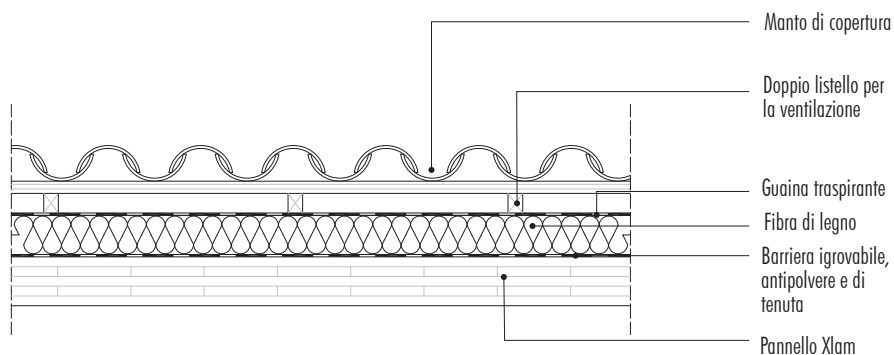


Figura 3.50 _ Esempio di pacchetto copertura.

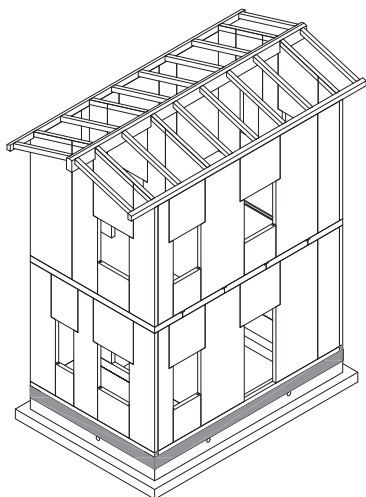
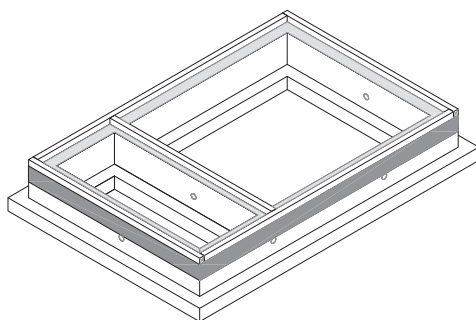


Figura 3.51_Copertura con struttura tradizionale.

Riassumendo le fasi di **montaggio** di un edificio Xlam possono essere schematizzate con la procedura seguente:

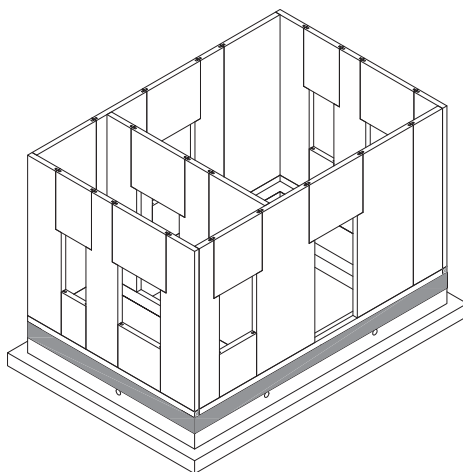
FASE 1:

Realizzazione cordoli o travi rovesce di fondazione in c.a., posa guaina e montaggio cordolo di legno.



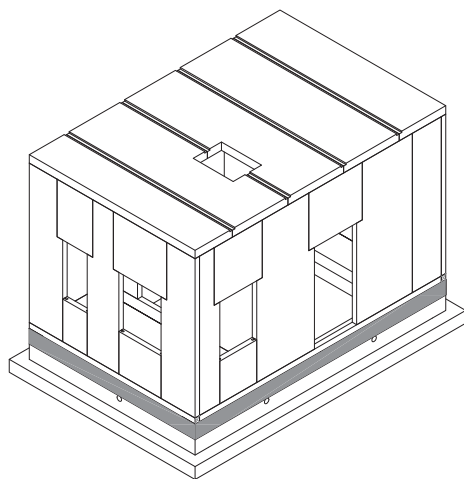
FASE 2:

Posa e collegamento pareti piano terra.

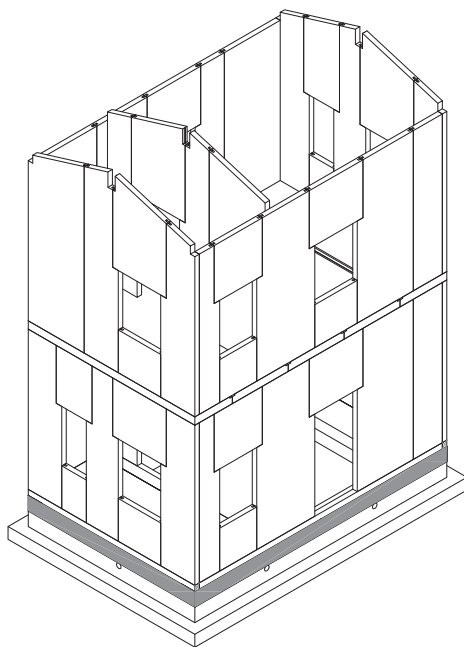


FASE 3:

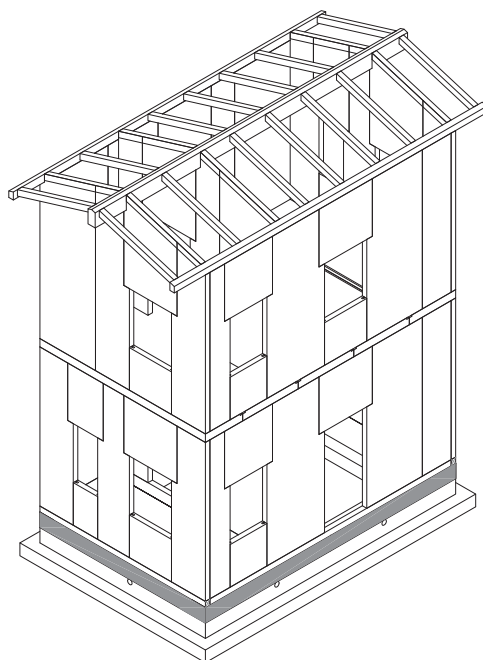
Posa solaio formato a pannelli e collegamento tra pannelli e alle pareti sottostanti.

**FASE 4:**

Posa e collegamento pareti piano primo e collegamento alle pareti e al solaio sottostante.



FASE 5:
Montaggio copertura.



Sistema Log House

Il sistema consiste nella realizzazione di edifici, generalmente monopiano, con pareti formate dalla sovrapposizione di tronchi di legno massiccio tondi o squadri, generalmente sagomati nella parte superiore e inferiore al fine di aumentare la stabilità e la superficie di contatto.

L'impianto planimetrico è generalmente piuttosto semplice, a pianta rettangolare con i solai intermedi costituiti da travi o travetti di legno massiccio o lamellare che appoggiano su due pareti ortogonali oppure su pilastri, ugualmente di legno massiccio o lamellare. L'orditura della copertura solitamente è costituita da un tetto a due falde con la trave di colmo parallela al lato più lungo dell'edificio e travetti che poggiano su quest'ultima e sulle pareti longitudinali, parallelamente alla linea di massima pendenza.

La realizzazione delle strutture di fondazione segue le stesse regole viste per i sistemi costruttivi descritti in precedenza.

Sopra il cordolo di fondazione in c.a. viene stesa una guaina bituminosa per evitare umidità di risalita e sopra questa vengono posate direttamente le pareti, collegate alle fondazioni con tirafondi metallici distribuiti lungo lo sviluppo della parete. Le pareti possono poggiare direttamente sulla fondazione oppure su un cordolo di legno di larice.

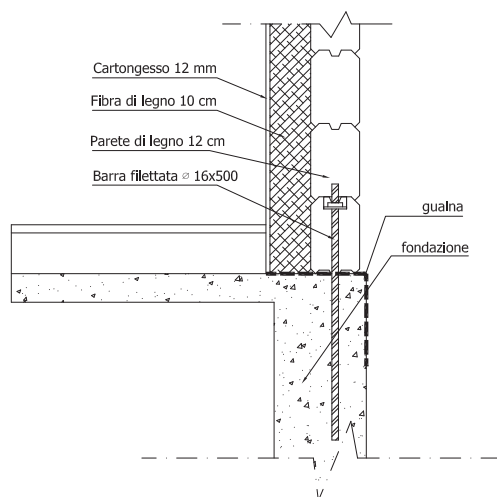


Figura 3.52_Collegamento alle fondazioni per un edificio Log House con tirafondi metallici ancorati al calcestruzzo con malta cementizia o epossidica.

Le pareti vengono realizzate, come detto, mediante la sovrapposizione di tronchi di legno massiccio o lamellare opportunamente sagomati con scanalature semplici o doppie che oltre a facilitarne la sovrapposizione servono a impedire il passaggio delle acque meteoriche all'interno della parete.

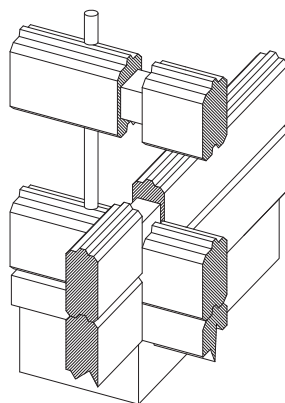


Figura 3.53_Particolare del giunto d'angolo fra due pareti e della sovrapposizione dei tronchi di una parete.

I tronchi vengono solidarizzati e tenuti insieme mediante delle barre d'acciaio di lunghezza pari all'altezza della parete e poste generalmente a 1,5 metri di distanza una dall'altra lungo la parete e in corrispondenza delle estremità della parete e delle aperture, svolgendo quindi la funzione di presidio al sollevamento quando la parete viene caricata da azioni orizzontali nel proprio piano, che nel sistema Platform Frame e XLam è svolto dagli hold-down. Le barre hanno le estremità

filettate e vengono collegate superiormente alla parete con dado e rondella e inferiormente vengono collegate alle fondazioni alle quali vengono collegate in fori sigillati con malta epossidica o cementizia.

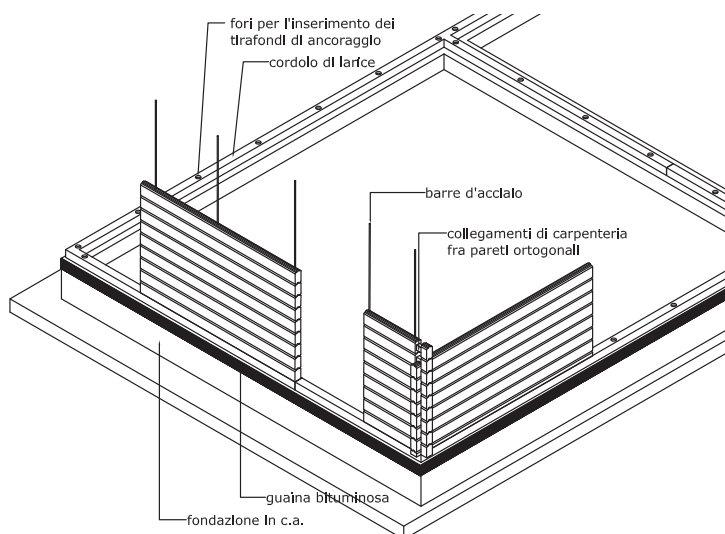


Figura 3.54_Posa delle pareti e particolare delle barre d'acciaio di collegamento del pacchetto parete e di presidio al sollevamento.

La stabilità dell'intero edificio e la resistenza delle pareti alle azioni orizzontali nel proprio piano è ottenuta tramite il giunto di carpenteria fra pareti ortogonali, ottenuto mediante apposite maschiature realizzate con estrema precisione mediante macchine a controllo numerico che oltre a svolgere un ruolo strutturale fondamentale, costituiscono un elemento architettonico fortemente caratterizzante.

Queste ultime saranno soggette a tensioni di taglio, compressione ortogonale alla fibratura e taglio per rotolamento per effetto delle azioni orizzontali (sisma e vento) agenti nel piano della parete. Per le azioni agenti nel piano ortogonale alla parete (vento sulle pareti esterne) andranno invece verificati a flessione i tronchi che compongono le pareti, solitamente con schemi semplificati di travi semplicemente appoggiate fra i vincoli dati dalle pareti ortogonali.

La resistenza ai carichi verticali è affidata alle pareti e, quando presenti, ai pilastri interni. Le pareti saranno sollecitate a compressione ortogonale alla fibratura, direzione nella quale il legno ha delle resistenze piuttosto basse e notevolmente inferiori rispetto a sollecitazioni di compressione parallela alla fibratura (si veda la Tabella 3.6 e la Tabella 3.7). Per questo motivo le pareti degli edifici Log House hanno solitamente uno spessore piuttosto consistente (solitamente non meno di 20 cm) con un conseguente rilevante utilizzo di materia prima.

Occorre inoltre tenere conto del fenomeno del ritiro del legno, che è particolarmente sensibile in direzione trasversale, mentre è quasi nullo in direzione assiale. Pertanto, in particolar modo nel caso di pareti realizzate con elementi di legno massiccio

(che in sezioni di dimensioni superiori ai 20 cm di larghezza difficilmente arriva in cantiere già stagionato e pertanto sarà soggetto a stagionatura in opera sotto carico), in caso di presenza di pilastri di legno, occorre prevedere la presenza di dispositivi regolabili che consentano di recuperare il dislivello che si creerà inevitabilmente per effetto del ritiro differenziale fra le pareti e il pilastro stesso. Gli stessi dispositivi regolabili andranno previsti in corrispondenza di tutte le aperture che, sempre a causa del fenomeno del ritiro, tenderanno a variare le loro dimensioni iniziali.

Solitamente nel sistema Log House le pareti vengono lasciate a vista all'esterno e i giunti di sovrapposizione fra i tronchi delle pareti ortogonali diventano un elemento architettonico fortemente caratterizzante.



Figura 3.55_Esempio di casa realizzata con il sistema Log House con legno a vista all'esterno [2]

In questo caso quindi l'isolante, solitamente fibra di legno o fibra di canapa, viene posizionato in un'intercapedine interna alla parete, nella quale si passano gli impianti, richiusa poi con un placcaggio realizzato con un pannello semplice o doppio di cartongesso o fibrogesso. In alternativa dopo l'intercapedine riempita con isolante viene posizionata una seconda parete in legno lasciata a vista all'interno. Dal punto del comportamento termo-igrometrico dell'edificio questa però è una soluzione molto rischiosa, occorre pertanto porre particolare cura nella scelta dei materiali e degli spessori corretti di isolante, come evidenziato nel Capitolo 4.

In alternativa è possibile realizzare il cappotto isolante esterno, quindi allo stesso modo di quanto previsto per gli edifici XLam (si veda la Figura 3.48) e utilizzando la stessa tipologia di pacchetto parete. In questo caso però evidentemente i giunti d'angolo fra le pareti non possono fuoriuscire rispetto al perimetro esterno dell'edificio e quindi non è possibile realizzare il giunto di carpenteria. La soluzione in questo caso è rappresentata, come per il caso degli edifici XLam, da un giunto d'angolo solidarizzato mediante l'inserimento sempre di barre d'acciaio passanti e/o di viti autoforanti.



Figura 3.56_Giunto d'angolo fra pareti ortogonali tagliato a filo esterno parete e solidarizzato mediante l'inserimento di una barra d'acciaio passante.

Per la realizzazione di solai di interpiano (quando presenti, visto che raramente si realizzano edifici con questo sistema costruttivo di più di un piano) e copertura, si utilizzano le stesse tecniche costruttive utilizzate per il sistema Platform Frame (quindi travi e pannello di irrigidimento a base di legno oppure travi, tavolato e pannello di irrigidimento) o più raramente si utilizzano i pannelli a strati incrociati. Per i pacchetti costruttivi si può fare riferimento ai dettagli (si veda a proposito la Figura 3.37, la Figura 3.40, la Figura 3.50 e la Figura 3.53). Occorre comunque porre molta attenzione all'irrigidimento dei diaframmi orizzontali, prevedendo un cordolo perimetrale come per il sistema Platform Frame e un manto sufficientemente rigido nel proprio piano, per questo motivo sono assolutamente da evitare irrigidimenti realizzati con un semplice tavolato.

Sistema a travi e pilastri

Il sistema a travi e pilastri in legno (Post&Beam in inglese) si differenzia strutturalmente dai sistemi intelaiati in cemento armato e acciaio per l'impossibilità di realizzare dei collegamenti rigidi tra travi e pilastri, che nel caso delle strutture di legno vengono realizzati con elementi meccanici di collegamento e sono molto più simili come vincolo ad una cerniera che ad un incastro.

Questo rende necessaria la previsione di elementi di irrigidimento della maglia strutturale sia verticalmente che orizzontalmente. Gli elementi di controvento verticali, non necessariamente da prevedere in tutti i campi della maglia strutturale, vengono sovente realizzati con aste di legno (a cavalletto o a croce), pannelli strutturali a base di legno (pannelli Xlam o pannelli di compensato o OSB collegati agli elementi portanti delle pareti) o talvolta con elementi di acciaio (tondini o profilati, solitamente a croce).



Figura 3.57 Edificio a travi e pilastri e controventi in legno massiccio con pareti esterne coibentate in balle di paglia.

Il sistema costruttivo è uno dei primi sistemi sviluppati utilizzando il legno come materiale da costruzione e ha origini molto antiche, con diverse varianti costruttive in tutto il mondo (dai sistemi intelaiati con riempimento in muratura diffusi in centro-sud europa con nomi diversi a seconda del Paese di provenienza, alle Stav Kirke norvegesi, agli edifici tradizionali dell'architettura dell'estremo oriente). In alcuni paesi, come ad esempio il Giappone continua ad essere il sistema più utilizzato per la realizzazione di edifici in legno.



Figura 3.58 Edifici residenziali a travi e pilastri sottoposti a prova sismica con il terremoto di Kobe (M 7.3) presso la piattaforma sismica sperimentale di Miki nei pressi di Kobe in Giappone nel 2006.

La versione attuale di questo antico sistema costruttivo prevede la realizzazione di uno scheletro strutturale con elementi trave e pilastro collegati tra loro mediante la realizzazione di giunti realizzati sia con elementi meccanici di collegamento quali viti, bulloni e spinotti, scarpe metalliche e piastre d'acciaio o alluminio a scomparsa, sia attraverso giunti di carpenteria realizzati con macchine a controllo numerico.



Figura 3.59_Diverse tipologie di collegamento fra trave e pilastro. A sinistra con giunto a mezzo legno tra le travi e collegamento con viti. A destra con sella d'appoggio sul pilastro e collegamento con viti.

Il sistema costruttivo consente la realizzazione di edifici multipiano e soprattutto di edifici a destinazione commerciale o industriale, vista la maggiore libertà di distribuzione degli spazi interni che il sistema offre rispetto ad altri sistemi costruttivi in legno.

Le strutture di fondazione vengono realizzate, come per gli altri sistemi descritti in precedenza, o con una platea di fondazione in c.a., oppure, nella costruzione di edifici più importanti, con travi rovesce di fondazione in c.a. o talvolta anche con plinti di fondazione isolati sotto i pilastri connessi da cordoli di collegamento.

Sopra queste viene posto un cordolo di base in legno massiccio o lamellare realizzato con specie legnosa durabile, oppure i pilastri vengono direttamente collegati alle fondazioni mediante porta-pilastri in acciaio. I porta-pilastri devono essere realizzati in maniera tale da evitare scatole chiuse all'interno delle quali sarebbero possibili ristagni d'acqua, ma utilizzando elementi che consentano di staccare i pilastri in legno rispetto al piano delle fondazioni e realizzando il collegamento con piastre metalliche esterne o meglio interne all'elemento ligneo ed elementi meccanici di collegamento.



Figura 3.60_Collegamento corretto realizzato con un porta-pilastro in acciaio in modo da evitare possibili ristagni d'acqua e staccando il pilastro rispetto al piano delle fondazioni.

In ogni caso anche riuscendo a realizzare un sistema con nodi perfettamente rigidi (ad esempio con giunti realizzati con barre d'acciaio incollate parallelamente alla fibratura), il problema della limitazione della deformabilità orizzontale del sistema comporterebbe l'utilizzo di sezioni eccessive per i pilastri, tali quindi da rendere comunque preferibile la soluzione con i controventi.

Per quanto riguarda gli orizzontamenti, un buon livello di irrigidimento nel piano può essere raggiunto mediante solai di tipo Platform Frame o XLam.

I particolari costruttivi in questo sistema sono fondamentali, soprattutto riguardo al problema della resistenza al fuoco e della durabilità della struttura. Un collegamento con elementi metallici lasciati a vista può pregiudicare seriamente la resistenza al fuoco della struttura e allo stesso modo particolare attenzione va posta nei riguardi di possibili situazioni di degrado biologico causati da giunti non correttamente realizzati. A tale scopo un buon stratagemma è rappresentato dalla realizzazione di unioni che prevedono l'inserimento di piastre metalliche all'interno degli elementi di legno da collegare in fresature appositamente realizzate, o comunque la protezione delle unioni con fogli di compensato o con tappi di legno in modo che queste non rimangano a vista, oppure mediante la realizzazione di unioni di carpenteria, assicurate dall'inserimento di elementi meccanici di collegamento (ad esempio viti). Entrambe le soluzioni rappresentano anche una soluzione ottimale per conferire durabilità al collegamento.

I pacchetti costruttivi per pareti, solai e copertura sono gli stessi visti per i sistemi costruttivi precedenti. La struttura portante verticale e orizzontale viene spesso lasciata a vista all'interno dell'edificio. La parte esterna dell'edificio è rivestita con pareti di tamponamento in cartongesso o con pannelli a base di legno non con funzione strutturale. I controventi possono essere lasciati a vista oppure rimanere nascosti all'interno del pacchetto costruttivo della parete.

Per la copertura infine le tecniche costruttive sono le stesse viste per i sistemi costruttivi descritti in precedenza. Normalmente si utilizzano coperture tradizionali a travi principali e secondarie o a capriate, irrigidite o con doppio tavolato incrociato o con pannelli di irrigidimento a base di legno.



Figura 3.61_Copertura con trave di colmo e travi secondarie e doppio tavolato di irrigidimento in edificio a travi e pilastri in legno.

APPROFONDIMENTO NORMATIVO: EVOLUZIONE NORMATIVA COMUNITARIA E BENESTARE TECNICO EUROPEO

Cosa cambia dalla Direttiva Prodotti da Costruzione (CPD 89/106/CEE) al Regolamento Prodotti da Costruzione (CPR305/2011)

Sembra opportuno, prima di descrivere temi vicini al Benestare Tecnico Europeo, fare una breve panoramica relativamente alle recenti evoluzioni normative legate alla pubblicazione del regolamento 305/2011 sulla Gazzetta Ufficiale dell'Unione Europea.

Tale Regolamento fissa condizioni armonizzate per la commercializzazione dei prodotti da costruzione e sostituisce la Direttiva 89/106/CEE.

Fino ad oggi infatti lo strumento di base della strategia della Commissione Europea, per assicurare la libera circolazione dei prodotti da costruzione, è stato la Direttiva 89/106/CEE, recepita in Italia con il regolamento di attuazione D.P.R. n. 246 del 1993, modificato dal D.P.R. n. 499 del 1997.

Tale Direttiva (89/106/CEE) nasceva con l'intento di superare i notevoli elementi di diversificazione del settore dei prodotti da costruzione, che limitavano fortemente il commercio tra i vari Stati Membri. Nel tempo si è avvertita la necessità di semplificare e chiarire il quadro normativo derivante dalla Direttiva e, al contempo, di migliorare la trasparenza e l'efficacia delle misure da essa previste.

In questo modo le Autorità europee hanno provveduto all'adozione di un Regolamento che mantenesse l'impianto fondamentale della Direttiva, modificando alcune disposizioni al fine di cercare di rendere più snella e semplice l'applicazione delle procedure di valutazione e verifica delle prestazioni dei prodotti da costruzione da parte degli operatori economici e degli organismi autorizzati a svolgere la funzione di parte terza nello stesso processo di valutazione.

L'obiettivo, tanto della Direttiva quanto del Regolamento, è garantire la qualità nelle costruzioni, intesa come rispondenza ai requisiti minimi prefissati in tutti i Paesi dell'Area Economica Europea.

Solo a titolo di completezza, si riporta di seguito la differenza tra Direttive e Regolamenti:

- Le Direttive richiedono per entrare in vigore negli stati membri, un recepimento a livello nazionale, con la possibilità di intervenire modificando alcune disposizioni
- I Regolamenti, al contrario, sono immediatamente efficaci in tutti gli stati membri una volta pubblicati sulla Gazzetta Ufficiale europea.

E' da sottolineare come questo "passaggio" normativo non risulta essere così lineare e semplice come si potrebbe inizialmente presupporre: infatti si è passati da una Direttiva concisa e costituita da soli 16 Articoli a un Regolamento decisamente più complesso costituito da ben 68 Articoli.

Inoltre sussiste all'interno del Regolamento 305/2011, l'uso di un vocabolario che può creare confusione nel lettore e che differisce da quello usato in passato

dalla Direttiva 89/106/CEE. In via estremamente sintetica si riportano le seguenti differenze terminologiche:

- I "Requisiti Essenziali" così come definiti all'interno della Direttiva Prodotti da Costruzione, si chiamano adesso "Requisiti di Base"
- La "Dichiarazione di Conformità" viene sostituita da una "Dichiarazione di Prestazione"
- Il "Benestare Tecnico" diviene "Valutazione Tecnica"

Requisiti di Base

I requisiti minimi, definiti Requisiti di Base, devono essere soddisfatti dall'intera opera di costruzione, allorché i singoli componenti sono inseriti in essa. I prodotti da costruzione devono quindi garantire il rispetto di uno o più Requisiti Essenziali da parte delle opere di costruzione in cui sono incorporati. Di seguito si elencano i suddetti Requisiti, come definiti dal Regolamento nell'Allegato I:

1. Resistenza meccanica e stabilità;
2. Sicurezza in caso d'incendio;
3. Igiene, salute e ambiente;
4. Sicurezza nell'impiego;
5. Protezione contro il rumore;
6. Risparmio energetico e ritenzione di calore;
7. Uso sostenibile delle risorse naturali.

Rispetto alla Direttiva, il Regolamento introduce il 7° requisito sull'uso sostenibile delle risorse naturali, i primi sei requisiti sono invece gli stessi della Direttiva.

Solo a titolo esemplificativo si sottolinea come, per quanto riguarda il comparto delle costruzioni in legno, l'inserimento di tale nuovo requisito costituisce senza dubbio una favorevole opportunità, visto che il costo energetico dei prodotti derivati da tondo è particolarmente contenuto e i prodotti a base di legno si rivelano energeticamente efficienti. Un esempio di valutazione svolta dal Prof. Piazza sull'energia complessivamente impiegata per produrre un impalcato di solaio con diversi materiali ha prodotto i risultati riassunti nella Figura 3.60. Anche sotto questo punto di vista il legno si rivela vincente nel confronto con materiali alternativi utilizzabili per la moderna ingegneria civile.



Figura 3.62_Energia necessaria per produrre le travi di un impalcato. Carico utile 3,5 kN/m², luce 6 m, spessore del pacchetto struttura 1/25 della luce.

La Direttiva prevedeva di fissare regole armonizzate a livello europeo su come definire le prestazioni dei prodotti da costruzione in relazione a un insieme di caratteristiche essenziali specificamente definite per ogni tipo di prodotto: in questo modo era possibile garantire l'idoneità dei prodotti all'impiego previsto e apporre su di essi il marchio CE.

Per far ciò, la Direttiva prevedeva l'utilizzo di specificazioni tecniche, ovvero di norme armonizzate e, per i prodotti non coperti da norme armonizzate, di atti di Benestare Tecnico.

Il Regolamento, similmente, definisce al Capitolo IV le cosiddette specifiche tecniche armonizzate come riferimento per la valutazione delle prestazioni dei prodotti da costruzione.

Tali specifiche tecniche, di seguito sinteticamente descritte, si articolano in norme armonizzate e, per i prodotti non coperti da norme armonizzate, in Documenti Europei di Valutazione.

Norme armonizzate

Le norme armonizzate (art. 17 del Regolamento), stabilite da uno dei due organismi europei di normazione di cui all'Allegato I della Direttiva 98/34/CEE -CEN e CENELEC, definiscono metodi e criteri per valutare la prestazione dei prodotti da costruzione riguardo alle loro caratteristiche essenziali e includono i dettagli tecnici necessari per l'implementazione del sistema di valutazione e verifica della costanza della prestazione.

L'elenco delle norme armonizzate, conformi ai relativi mandati conferiti dalla Commissione, è pubblicato ed aggiornato sulla Gazzetta Ufficiale dell'Unione Europea.

Dichiarazione di prestazione

Le specifiche tecniche armonizzate costituiscono quindi la base per la valutazione delle prestazioni dei prodotti da costruzione. Tale valutazione conduce alla dichiarazione di prestazione che deve accompagnare il prodotto nel momento del suo collocamento sul mercato. In merito alla valutazione di prestazione, il Regolamento introduce significative novità rispetto alla Direttiva.

La Direttiva prevedeva che le procedure di controllo dei prodotti da costruzione si concretizzassero in un Attestato di conformità che poteva assumere, a seconda delle classi di rischio in cui detti prodotti rientravano (dal sistema 1+ di rischio massimo al sistema 4), forme diverse.

Tali tipologie di attestato implicavano differenti procedure di controllo della conformità e quindi diversi compiti in capo al fabbricante e agli organismi riconosciuti: ad esempio, per i sistemi 3 e 4 si prescriveva solo una dichiarazione del fabbricante, mentre per il sistema 1+ si prevedeva sia il certificato di conformità a cura dell'organismo riconosciuto sia la dichiarazione del fabbricante.

Il Regolamento, invece, stabilisce che le procedure di valutazione e verifica della costanza di prestazione dei prodotti da costruzione siano funzionali alla redazione, indipendentemente dalla tipologia di prodotto e dalla classe di rischio, di una dichiarazione di prestazione (art. 4).

Le procedure di valutazione e verifica della costanza di prestazione sono definite dai sistemi stabiliti nell'Allegato V. Tali sistemi distinguono (analogamente a quanto disposto dalla Direttiva) diverse classi di rischio legate al rischio potenziale cui l'utente va incontro nel caso di mancato soddisfacimento delle prestazioni attese da parte del prodotto medesimo: si va dal sistema 1+ (rischio massimo) al sistema 4. Per ogni sistema si prescrivono gli obblighi in capo al fabbricante e all'organismo notificato coinvolto come parte terza nel processo di valutazione. Tali sistemi sono indicati nei mandati per le norme armonizzate e nelle specifiche tecniche armonizzate.

La dichiarazione di prestazione esprime quindi la prestazione del prodotto da costruzione in relazione alle caratteristiche essenziali e in accordo con le specifiche tecniche armonizzate. I suoi contenuti sono dettagliati nell'art. 6 del Regolamento. Ai prodotti per i quali è redatta la dichiarazione di prestazione in accordo con le prescrizioni del Regolamento è affisso il marchio CE, di cui sono descritti i principi generali e le regole di utilizzo negli artt. 8 e 9.

Documenti Europei di Valutazione

I Documenti Europei di Valutazione - EAD - (art. 19 del Regolamento) sono adottati dall'organizzazione degli Organismi di Valutazione Tecnica - TAB - in seguito alla richiesta di Valutazione Tecnica Europea di un fabbricante, per prodotti non coperti o che si discostano da norma armonizzata.

Gli EAD (il cui elenco è previsto sia pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale dell'Unione Europea) contengono (art. 24 del Regolamento) una descrizione generale del prodotto, la lista delle caratteristiche essenziali relative all'impiego previsto dal fabbricante e concordate tra il fabbricante e l'organizzazione dei TAB, così come criteri e metodi per la valutazione della prestazione del prodotto in relazione alle stesse caratteristiche essenziali. Sulla base di tali Documenti, secondo quanto disposto dall'art. 26, il TAB rilascia la Valutazione Tecnica Europea, comprendente la prestazione in merito alle caratteristiche essenziali concordate, che il prodotto deve dichiarare e i dettagli tecnici necessari per l'implementazione del sistema di valutazione e verifica della costanza di prestazione.

Il Regolamento mantiene quindi lo stesso schema della Direttiva in merito alle specifiche tecniche, con la novità della sostituzione degli atti di Benestare Tecnico Europeo con i Documenti Europei di Valutazione.

Procedure semplificate e deroghe

Di particolare interesse sono le procedure semplificate e le deroghe previste dal Regolamento. La Direttiva non conteneva un Capitolo appositamente dedicato a tali procedure; si affermava tuttavia che i prodotti in esemplare unico, fabbricati in un processo non di serie, potevano dotarsi di una dichiarazione di conformità che contemplasse prove di tipo di prodotto da parte del fabbricante e controllo interno permanente della produzione in fabbrica, mentre la Commissione avrebbe redatto un elenco dei prodotti che avendo implicazioni minori sulla salute e la sicurezza potevano essere immessi sul mercato sulla base di una dichiarazione di conformità alle "regole dell'arte" rilasciata dal fabbricante. Tali disposizioni, tuttavia, non hanno avuto attuazione a causa delle difficoltà di definire o elencare

i prodotti in esemplare unico e i prodotti che hanno implicazioni minori sulla salute e la sicurezza.

Il Regolamento prevede delle deroghe alla dichiarazione di prestazione (art. 5). Tali deroghe intervengono quando un prodotto è fabbricato in esemplare unico o su misura in un processo non di serie, su ordine specifico di un committente, ed è installato in un'opera singola ed identificata; oppure quando un prodotto è fabbricato sul cantiere dell'opera cui è destinato, oppure ancora quando il prodotto è fabbricato con metodi tradizionali o con metodi atti alla conservazione del patrimonio storico-architettonico e mediante un processo non industriale per il restauro di opere di rilevanza storica o architettonica.

Inoltre, il Regolamento prevede specifiche procedure semplificate volte a facilitare i compiti per i produttori e a diminuire i costi delle prove. Tali procedure interessano, oltre ai prodotti in esemplare unico di cui già si è detto, i prodotti che condividono la tipologia con un altro prodotto fabbricato da un altro fabbricante e già testato, i prodotti che sono un insieme di componenti assemblati e già testati e le microimprese che fabbricano prodotti da costruzione cui si applicano sistemi di valutazione di tipo 3 o 4. I dettagli relativi a queste procedure semplificate sono riportati negli articoli 36, 37 e 38.

Assistenza e informazioni

Altra novità del Regolamento, rispetto alla Direttiva, sono i Punti di Contatto Prodotti, di cui all'art. 10, che rispondono all'esigenza di rendere facilmente accessibili agli utilizzatori le norme tecniche nazionali e che svolgono funzioni di assistenza al fine di fornire informazioni utili al soddisfacimento dei Requisiti Essenziali delle opere di costruzione.

I Punti di Contatto Prodotti sono designati dagli Stati Membri ai sensi dell'articolo 9 del regolamento CE n. 764/2008.

Obblighi degli operatori

Il Regolamento specifica inoltre nel dettaglio - come non accadeva nella Direttiva - gli obblighi degli operatori economici, cioè di fabbricanti, mandatarî, importatori e distributori.

Prima di mettere un prodotto da costruzione a disposizione sul mercato, i distributori assicurano che il prodotto, ove richiesto, rechi la marcatura CE e sia accompagnato dai documenti richiesti dal Regolamento (copia della dichiarazione di prestazione ai sensi degli artt. 6 e 7 del Regolamento) nonché da istruzioni e informazioni sulla sicurezza redatte in una lingua che può essere facilmente compresa dagli utilizzatori (art. 14). Simili obblighi di produzione e conservazione dei documenti che accompagnano i prodotti interessano i fabbricanti e gli importatori (artt. 11 e 13).

Ulteriori obblighi degli operatori economici comprendono le azioni da intraprendere qualora sorgano dubbi sulla conformità del prodotto alla dichiarazione di prestazione o ad altri requisiti applicabili del Regolamento.

Organismi notificati e Autorità notificanti

Il Regolamento descrive inoltre la disciplina degli Organismi di Valutazione Tecnica (Capitolo 5), la disciplina degli Organismi notificati (autorizzati a svolgere la funzione di parte terza nel processo di valutazione e verifica della costanza di prestazione), e quella delle Autorità notificanti (deputati al processo di notificazione - Capitolo 7).

Tra le altre novità si evidenzia che il Regolamento prevede la possibilità, per un organismo notificato, su richiesta del fabbricante e dove giustificato da ragioni tecniche economiche o logistiche, di effettuare le prove di valutazione non nel proprio laboratorio bensì nell'impianto di fabbricazione utilizzando gli strumenti ivi presenti oppure in un laboratorio esterno (art. 46).

Infine, si trattano nel Capitolo 8 le procedure di sorveglianza del mercato (in particolare i compiti delle preposte autorità) e di salvaguardia dell'Unione, che precedono le disposizioni finali, concernenti gli atti delegati della Commissione e il Comitato permanente per le costruzioni.

Transizione dalla Direttiva al Regolamento

Il regolamento è entrato in vigore il ventunesimo giorno successivo a quello della pubblicazione nella Gazzetta Ufficiale dell'Unione Europea (4.4.2011).

Tuttavia, gli articoli da 3 a 28, gli articoli da 36 a 38, gli articoli da 56 a 63, l'articolo 65 e 66 nonché gli allegati I, II, III e V si applicano dal 1° Luglio 2013.

La fase di transizione è disciplinata nel modo seguente:

- I prodotti da costruzione immessi sul mercato ai sensi della Direttiva 89/106/CEE prima dell'1 luglio 2013 sono ritenuti conformi al Regolamento;
- I fabbricanti possono redigere una dichiarazione di prestazione sulla base di un certificato di conformità o una dichiarazione di conformità che siano stati rilasciati, ai sensi della Direttiva 89/106/CEE, prima dell'1 luglio 2013 (la dichiarazione di prestazione sostituisce l'attestato di conformità previsto dalla Direttiva);
- Gli orientamenti per il Benestare Tecnico Europeo pubblicati prima dell'1 luglio 2013 in conformità dell'articolo 11 della Direttiva 89/106/CEE possono essere utilizzati come documenti per la Valutazione Tecnica Europea (tale Valutazione sostituisce infatti il Benestare disciplinato dalla Direttiva);
- I fabbricanti e gli importatori possono usare, come Valutazioni Tecniche Europee, i Benestare Tecnici Europei rilasciati in conformità dell'articolo 9 della Direttiva 89/106/CEE prima dell'1 luglio 2013 per tutto il periodo in cui tali Benestare sono in corso di validità.

Definizione e modalità di rilascio del Benestare Tecnico Europeo (ETA European Technical Approval)

Nel presente capitolo, e viste le procedure in via di definizione all'interno del Regolamento 305/2011, si farà riferimento a quanto indicato attualmente nella Direttiva Prodotti da Costruzione e alle procedure attualmente in essere per l'emanazione di un Benestare Tecnico Europeo, tenendo presente che le stesse potranno subire delle modifiche così come descritto nei paragrafi precedenti.

In base all'art. 8.1 della CPD, l'ETA è definito come "Valutazione tecnica favorevole dell'idoneità all'uso di un prodotto da costruzione per uno specifico impiego, basata sul soddisfacimento dei requisiti essenziali dell'Opera di costruzione nella quale il prodotto deve essere incorporato".

In sostanza, l'ETA di per sé non sostituisce la conformità data attraverso l'apposizione della marcatura CE, bensì pone le basi affinché un Ente Notificato possa valutarne la rispondenza ai requisiti essenziali che lo stesso prodotto è tenuto a soddisfare. Tale sistema autorizzativo - che permette la marcatura CE attraverso l'ETA - è sotto la responsabilità di appositi Organismi (denominati Approval body) che fanno capo all'EOTA (European Organization for Technical Approval).

E' bene precisare come l'EOTA non è libero di determinare da solo per quali prodotti da costruzione possa essere rilasciato un Benestare Tecnico Europeo (ETA). Tale argomento è disciplinato dall'Articolo 8 (punti 2 e 3) della CPD, che fornisce il riferimento legale e, secondo il quale, un ETA può essere rilasciato:

- a prodotti per i quali non esista ancora né una Specificazione Tecnica Europea Armonizzata, né una Specificazione Tecnica Nazionale Riconosciuta, né un Mandato per l'elaborazione di una Norma Armonizzata, e per i quali la Commissione abbia ritenuto che una Norma non possa, o non possa ancora, essere elaborata.
- a prodotti che differiscono significativamente da una Specificazione Tecnica Europea Armonizzata oppure da una Specificazione Tecnica Nazionale Riconosciuta (in termini costitutivi o per destinazione d'uso).
- In casi speciali, a prodotti per i quali esiste un Mandato per l'elaborazione di una Norma Armonizzata o per i quali la Commissione abbia deciso che una Norma Armonizzata possa essere elaborata, se la Commissione ha autorizzato l'EOTA a procedere "in deroga" (ad esempio, laddove, considerati i tempi previsti per la disponibilità della Norma, non sembri appropriato attendere tanto).

Una decisione in merito all'opportunità di intraprendere la strada di un ETA per un prodotto da costruzione od una famiglia di prodotti è presa in considerazione e discussa soltanto se almeno un produttore ha avanzato una domanda di ETA per il proprio prodotto. La Decisione spetta alla Commissione, previa consultazione del Comitato Permanente per la Costruzione.

Obbligatorietà o meno del Benestare Tecnico Europeo

In questo frangente appare utile cercare di fare chiarezza in merito ad una tematica complessa attraverso un'analisi che prenda in considerazione in via separata e in sequenza le relazioni esistenti tra Benestare Tecnico Europeo, Direttiva Prodotti da Costruzioni e Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC2008).

Direttiva Prodotti da Costruzione e Benestare Tecnico Europeo

L'ETA trova il fondamento nel "capitolo III" della Direttiva e in particolare agli artt. 8 e 9, con riguardo ai prodotti per i quali non esiste una norma EN armonizzata e ai prodotti che si discostano notevolmente dalle norme armonizzate. Si veda in particolare l'art. 8. Ebbene, all'art. 9 punto 3 è espressamente chiaro che la procedura per il Benestare Tecnico Europeo (ETA) viene attivata "a richiesta del

fabbrikante" sia questo ottenuto tramite ETAG o CUAP (vedi §3.1.2 "Capitolo 11.7").

Quindi all'interno della Direttiva Prodotti da Costruzione non può essere individuato una definizione dell'obbligatorietà da parte di un produttore nel definire una conformità secondo ETA.

Tale ipotesi trova inoltre supporto nella Position Paper della Commissione Europea: all'interno del quale infatti si chiarisce che all'interno della Direttiva stessa non vi siano le sufficienti basi legali atte a definire un periodo di coesistenza per ETAG di riferimento.

Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC2008) e Benestare Tecnico Europeo

I criteri generali per la definizione della conformità dei prodotti, manufatti e sistemi costruttivi sono definiti all'interno del capitolo 11.1 delle Norme Tecniche delle Costruzioni (punti A÷C - vedi Cap. 3.1.2 "Capitolo 11.7").

Di particolare interesse relativamente al Benestare Tecnico europeo risulta essere il C del cap. 11.1 di cui si riporta, per semplicità di lettura, il relativo contenuto:

"materiali e prodotti per uso strutturale innovativi o comunque non citati nel presente capitolo e non ricadenti in una delle tipologie A) o B). In tali casi il produttore potrà pervenire alla Marcatura CE in conformità a Benestare Tecnici Europei (ETA), ovvero, in alternativa, dovrà essere in possesso di un Certificato di Idoneità Tecnica all'Impiego rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale sulla base di Linee Guida approvate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici."

Inoltre all'interno del DM 14.01.08 si trova esplicitato al paragrafo 11.7 la seguente affermazione:

"I Produttori di sistemi strutturali con struttura in legno, per i quali siano già disponibili Linee Guida ETAG, dovranno adeguarsi a quanto prescritto al punto C del § 11.1"

Quindi alla luce delle stesse norme tecniche delle costruzioni, per materiali e prodotti per uso strutturale (ma non solo) non può più ritenersi corretto ragionare e argomentare in termini di obbligatorietà dell'ETA, mentre si deve ragionare in termini di obbligo di definizione della conformità secondo quanto al punto C) del cap. 11.1 delle Norme Tecniche delle Costruzioni (D.M. 14.01.08), laddove non ricorrano le ipotesi di cui ai punti A) e B) del medesimo capitolo. In particolare, per i casi in cui materiali e prodotti per uso strutturale non rientrino nelle ultime due ipotesi, per quanto attiene la loro identificazione e qualificazione il produttore in alternativa alla Certificazione di Idoneità Tecnica all'Impiego, di cui alle procedure adottate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, potrà "pervenire alla marcatura CE in conformità a benestare tecnici europei (ETA)", ovvero attivando la relativa procedura.

In altre parole, un prodotto innovativo dovrà essere comunque soggetto a

procedura di valutazione e verifica, al fine di garantire il livello di sicurezza definito dalle stesse Norme Tecniche delle Costruzioni.

Quindi l’ETA, alla luce delle stesse Norme Tecniche delle Costruzioni e per i prodotti ad uso strutturale, è da considerarsi (in alternativa al Certificato di Idoneità Tecnica Nazionale) una valida opportunità al fine di agire in piena conformità con il D.M. 14.01.08.

Sistemi Costruttivi in Legno e Benestare Tecnico Europeo

Innanzitutto è bene precisare la definizione di sistema costruttivo. Per sistema costruttivo si intende quei kit oggetto di prefabbricazione in stabilimento, “pre-progettazione” e produzione in serie. E’ a tale tipologia costruttiva che i documenti dedicati al Benestare Tecnico Europeo trovano soddisfatto il relativo campo di applicazione. In altre parole, nel cercare di definire una conformità al sistema costruttivo, si cerca di assimilare lo stesso ad un prodotto con caratteristiche costanti al fine di caratterizzare lo stesso da un punto di vista fisico-meccanico. In particolar modo relativamente agli edifici in legno, si riportano i seguenti riferimenti normativi:

ETAG	Campo di applicazione	Esempi
ETAG007	Timber frame building kits	Edifici tipo platform frame
ETAG012	Log Building Kits	Edifici tipo Blockhaus

Entrambi i documenti di cui sopra, riportano per ogni requisito essenziale disposto dalla stessa Direttiva Prodotti da Costruzioni, un relativo metodo di valutazione e verifica al fine di garantire il soddisfacimento degli stessi. La valutazione dell’Approval body (deputato al rilascio dell’ETA stesso) avviene attraverso l’analisi di ogni singolo componente dell’edificio, sia questo una struttura opaca, sia questo un nodo presente all’interno del sistema costruttivo oggetto del Benestare Tecnico stesso. Allo stesso modo è opportuno evidenziare come la valutazione che si ottiene tramite l’ottenimento di apposito ETA è da ritenersi valida solo ed esclusivamente all’intero edificio, non consentendo al titolare dell’ETA di smembrare la stessa e assegnare la conformità ai singoli elementi che compongono la stessa opera.

Possibili evoluzioni normative

Si segnala come a livello comunitario si stia procedendo a formulare specifica norma armonizzata per i sistemi costruttivi a telaio (prEN14732 “Timber structures – Prefabricated wall, floor and roof elements – Requirements”). Tale norma, sviluppata dal WG5/TC124 (“Prefabricated wall, floor and roof elements”) ha recentemente ultimato la prima inchiesta pubblica e il gruppo di lavoro relativo dovrà quindi esaminare ogni singolo commento al fine di redigere un documento

condiviso da tutti i paesi membri.

Parallelamente il Technical board (in sede EOTA) sta predisponendo una revisione dell'ETAG007: il prossimo documento dovrebbe includere nel proprio sistema di definizione della conformità sistemi non propriamente riconducibili al "Timber frame building kits".

A tal proposito si precisa come attualmente gli "Approval Body" (che per facilità di lettura si ricorda essere enti disposti al rilascio dell'ETA), stiano già utilizzando tale proposta di revisione, ammettendo a certificazione anche sistemi costruttivi che si discostano dal campo di applicazione dell'attuale ETAG007.

Certificato di Idoneità Tecnica all'Impiego

Oltre a quanto specificato per il Benestare Tecnico Europeo, sembra opportuno cercare di chiarire, sebbene in termini estremamente generali, anche l'altro elemento di cui il punto C) del cap. 11.1 delle NTC08 fa riferimento, ossia il Certificato di Idoneità Tecnica all'Impiego.

Tale certificazione si pone come alternativa al sopra descritto Benestare Tecnico Europeo ed ha valenza esclusivamente di carattere nazionale.

Per definire tale iter di certificazione è da segnalare come sia stato costituito recentemente apposito gruppo di lavoro che abbia il compito di redigere apposite linee guida atte ad accompagnare la valutazione che il Servizio Tecnico Centrale e gli organi del CSLLPP vorranno effettuare di volta in volta su prodotti di carattere "innovativo".

L'obiettivo è quello di cercare di creare un documento per il settore industriale che possa permettere lo sviluppo di prodotti legnosi innovativi e non coperti da opportuno iter di certificazione, garantendo allo stesso modo il rispetto dei requisiti minimi di sicurezza definiti all'interno del testo del D.M. 14.01.08.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [1] A.A.V.V. – “Linee Guida per l’edilizia in legno in Toscana” – A cura della Direzione Regionale della Presidenza della Regione Toscana– Settore Edilizia Sostenibile – Firenze, 2009
- [2] A. Ceccotti, M. Follesa, M.P. Lauriola – “Le strutture di legno in zona sismica: criteri per la progettazione e il restauro” II Ed. – C.L.U.T. Editrice – Torino, 2006
- [3] A. Ceccotti (a cura di), Il Manuale del Legno Strutturale, voll. 2 e 3 “Materiali, componenti e principi della progettazione”, Mancosu Editore, Roma, 2003.
- [4] M. Follesa, M. Fragiaco, M. P.Lauriola (2011), " A proposal for revision of the current timber part (Section 8) of Eurocode 8 Part 1" Proceeding of 44th CIB W18 Meeting, Alghero, paper n.44-15-1.
- [5] D.M. II.TT. - 14/01/08 "Norme tecniche per le costruzioni".
- [6] CNR DT 206/2007 "Istruzioni per il progetto, l'esecuzione ed il controllo delle strutture di legno".
- [7] UNI EN 1990: Eurocodice. "Criteri generali di progettazione strutturale".
- [8] UNI EN 1991-1: Eurocodice 1 - "Azioni sulle strutture".
- [9] UNI EN 1995-1-1: Eurocodice 5 - "Progettazione delle strutture di legno - Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici".
- [10] UNI EN 1995-1-2: Eurocodice 5 - "Progettazione delle strutture di legno - Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio."
- [11] UNI EN 1998-1: Eurocodice 8 - "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Regole generali, azione sismica e regole per gli edifici."
- [12] UNI EN 338 - "Legno strutturale - Classi di resistenza".
- [13] UNI EN 1912 - "Legno strutturale - Classi di resistenza - Assegnazione delle categorie visuali e delle specie".
- [14] UNI EN 1194 - "Legno lamellare incollato - Classi di resistenza e determinazione dei valori caratteristici".
- [15] UNI 11035 - "Legno strutturale - Regole per la classificazione a vista secondo la resistenza e i valori caratteristici per tipi di legname strutturale".
- [16] Deliberazione della Giunta regionale dell'Emilia Romagna del 1 Febbraio 2010, n.121 dal titolo "Atto di indirizzo recante individuazione degli interventi privi di rilevanza per la pubblica incolumità ai fini sismici e delle varianti, riguardanti parti strutturali, che non rivestono carattere sostanziale e definizione della documentazione attinente alla riduzione del rischio sismico necessaria per il rilascio del permesso di costruire e per la denuncia di inizio attività, ai sensi degli articoli 9, comma 4, e 10, comma 3, della L.R. n.19 del 2008"
- [17] Direttiva Prodotti da Costruzione – 89/106/CEE.
- [18] Regolamento Prodotti da Costruzione – 305/2011
- [19] ETAG007 - Timber frame building kits
- [20] ETAG012 - Log building kits
- [21] ITC CNR - Compendio della Direttiva Prodotti da Costruzioni, 2005
- [22] Giancarlo Borsini - Direttiva Prodotti da Costruzione: ecco l’attività degli organismi notificati, 2005
- [23] Giancarlo Borsini – Reazione al fuoco e standard europeo: il ruolo degli organismi di prova, 2005