

Progettazione delle strutture di legno in zona sismica : le connessioni

Parte II
A. Ceccotti
professore di Tecnica
delle costruzioni
Università degli studi di
Venezia
direttore
IVALSA - CNR

Obiettivi

Comprendere il comportamento delle unioni delle strutture di legno in zona sismica ed il metodo per la valutazione del loro comportamento secondo il formato dell'Eurocodice 8.

Sommario

Il comportamento delle strutture di legno sotto l'effetto delle azioni sismiche è determinato principalmente dal comportamento delle connessioni nei primi cicli del carico. Vengono stabiliti e valutati i diversi meccanismi di dissipazione dell'energia quali le deformazioni plastiche nel legno e nell'acciaio, l'attrito tra le diverse parti e lo smorzamento viscoso. Vengono considerati i comportamenti ciclici di diversi tipi di connessione, facendo riferimento ai risultati ottenuti dalle prove sperimentali. Infine viene fornito il metodo per la valutazione dei risultati delle prove secondo l'Eurocodice 8, Costruzioni in zona sismica, Parte 1.3, Capitolo 5.

Introduzione

Il criterio attuale nella progettazione delle strutture in zona sismica prevede che gli edifici debbano essere in grado di resistere al cosiddetto "terremoto di servizio" (ossia un evento sismico "moderato" ma "probabile", ossia con un valore dell'accelerazione di picco avente un periodo medio di ritorno di 50 anni), senza subire danni significativi o eccessive deformazioni che ne limitino l'utilizzo. Inoltre gli edifici devono essere in grado di resistere al "terremoto ultimo" (ossia un evento sismico di notevole intensità ma "eccezionale", con un periodo di ritorno di 475 anni), in questo caso anche a costo di seri danni agli elementi strutturali portanti, ma senza che avvenga il collasso completo. Quando è soggetta ad un evento sismico di notevole intensità, la struttura si "ammorbidisce", aumenta il periodo proprio di oscillazione, "dissipa" energia cinetica e, grazie anche alla natura ciclica dell'azione, "ha il tempo" di invertire il proprio movimento prima di sviluppare delle deformazioni tali da portarla al collasso. L'attitudine di una struttura a sviluppare deformazioni plastiche nei suoi elementi strutturali e di dissipare energia senza arrivare alla rottura è una parte essenziale della sua capacità di resistere alle azioni sismiche (Ceccotti, 1989). È dimostrato che una struttura dotata di giunti a comportamento plastico e dissipativo, se progettata adeguatamente, è capace di resistere ad azioni sismiche di intensità maggiore della stessa struttura con giunti rigidi e non-dissipativi. In principio questo è vero per tutti i tipi di strutture. Tuttavia, riferendosi qui specialmente al caso delle strutture di legno, è necessario tenere in considerazione delle ulteriori considerazioni.

Sotto l'effetto di un carico ciclico, gli elementi lignei esibiscono generalmente un comportamento lineare elastico. La rottura è fragile, principalmente a causa dei difetti naturali quali i nodi, e nel legno c'è una bassa dissipazione di energia, ad eccezione forse di alcune zone sollecitate a compressione ortogonale alla fibratura. Le unioni incollate mostrano anch'esse un comportamento lineare elastico, e pertanto non contribuiscono né al comportamento plastico della struttura né alla dissipazione di energia. Questo significa che una struttura di legno composta da unioni incollate ed elementi assemblati con cerniere perfette, per esempio, debba essere classificata come non-dissipativa, senza nessun qualsivoglia comportamento plastico.

Tuttavia la plasticizzazione e la capacità di dissipare energia possono essere raggiunte nelle connessioni fra i vari elementi strutturali se queste sono “semi-rigide” (come è il caso di molte connessioni meccaniche) invece che “rigide” (come sono le connessioni incollate). Un progetto adeguato dei giunti con elementi di collegamento meccanici consente di ottenere uno spiccato comportamento plastico.

Le strutture possono essere classificate in categorie considerando il loro comportamento plastico e la loro capacità di dissipare energia (vedere la lezione D10 del Manuale del legno strutturale per maggiori approfondimenti, Ceccotti - 2003). Questo è un aspetto fondamentale da considerare nel dimensionamento nei confronti delle azioni sismiche dal momento che consente di ottenere una progettazione molto più economica, rispetto al caso in cui si decida che ogni parte della struttura debba agire entro i limiti elastici. In termini di norme per la progettazione antisismica tutto questo viene ottenuto dimensionando le strutture per le azioni sismiche di progetto divise per un coefficiente di struttura q che riflette il comportamento anelastico sopra menzionato e la duttilità globale del sistema strutturale. Il terremoto di progetto da considerare è definito prendendo in considerazione le relative mappe delle zone sismiche (prodotte dalle autorità nazionali). Nell'Eurocodice 8, il coefficiente q è chiamato “Fattore di Riduzione delle Azioni” o “Fattore di Struttura”, e ciascuna categoria strutturale è caratterizzata da un determinato valore di q . In funzione del tipo di struttura, q varia da 1 a 5. Per strutture perfettamente elastiche, ovviamente $q=1$. Nel caso in cui si assuma un valore maggiore del fattore di struttura, deve essere garantita una sufficiente plasticità e capacità dissipativa delle unioni.

In ogni caso, se i calcoli eseguiti per i carichi statici portano a valori delle forze agenti sulle sezioni che siano già maggiori di quelle attese nel caso di azione sismica (anche assumendo un valore del fattore di struttura $q=1$) non c'è nessuna necessità di prescrivere alcun livello di duttilità nei giunti. Questo può essere il caso di grandi strutture in zone con elevati carichi da neve. In questi casi non è necessario effettuare delle prove sperimentali o seguire delle regole di progettazione diverse da quelle solite utilizzate per i carichi statici.

Se si eccettuano alcuni casi particolari, in generale è opportuno considerare un valore appropriato del fattore di riduzione delle azioni, ma ciò implica la necessità di dimostrare che le connessioni siano dotate di sufficiente capacità plastica e dissipativa per giustificare l'assunzione del valore di q previsto. Questo può essere ottenuto mediante delle prove sperimentali specifiche o, nel caso di tipologie di connessione ben conosciute, semplicemente seguendo alcune regole di progettazione come spiegato di seguito.

Duttilità

Le unioni meccaniche in generale esibiscono uno spiccato comportamento plastico, a patto che vengano rispettati i requisiti usuali inerenti le distanze dai bordi e dalle estremità. Questo è dovuto al rifollamento del legno stesso, accoppiato con la plasticizzazione e la capacità di dissipare energia degli elementi d'acciaio. Il diagramma carico-scorrimento per effetto di un carico monotono è caratterizzato da una pendenza iniziale abbastanza ripida (vedere Figura 1a, I). Una volta che viene superato il limite elastico o nel materiale di cui è costituito l'elemento di collegamento e/o delle tensioni di rifollamento nel legno, la pendenza della curva carico-scorrimento diminuisce fino al raggiungimento della parte orizzontale del diagramma, che indica il raggiungimento del valore della resistenza limite F_{max} dell'unione (vedere Figura 1a, II). Questo tratto è seguito da una parte decrescente (vedere Figura 1a, III) che indica che l'unione si è rotta a causa per esempio della spaccatura del legno o della rottura dell'acciaio. (Naturalmente questa parte può

essere osservata agevolmente solo se la prova è condotta sotto controllo di spostamento).

Una definizione di duttilità è data in Figura 1. Viene fatta una distinzione tra il caso in cui le caratteristiche siano approssimativamente bi-lineari ed il caso in cui siano del tutto non-lineari.

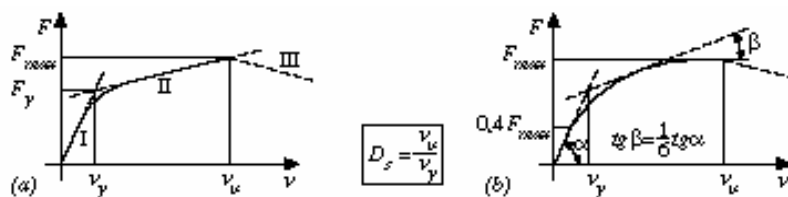


Figura 1 Criteri per la valutazione della duttilità statica: esempi di possibili differenti curve carico-scorrimento. (a) si possono identificare chiaramente due pendenze differenti, (b) la curva ha un cambio di curvatura continuo. D_s è la duttilità, v_u è lo scorrimento ultimo e v_y è lo scorrimento al limite elastico.

L'idea alla base del secondo caso è di prendere $\tan \beta$ uguale a $1/6 \tan \alpha$. Il fattore $1/6$ è un compromesso ragionevole tra le diverse possibili curve estreme. Le incertezze derivanti dalla determinazione di v_y al fine di determinare il valore del rapporto v_u/v_y possono essere trascurate, tenendo bene a mente le altre incertezze presenti.

L'eventuale parte discendente della curva dopo il raggiungimento del valore massimo del carico indica che l'unione si è rotta ma è ancora dotata di una resistenza residua. Nel caso in cui si consideri un valore maggiore di duttilità, è generalmente consentito fare riferimento ad un valore del carico inferiore del 20% rispetto al valore massimo.

Comportamento ciclico e dissipazione di energia

I casi illustrati in Figura 1 si riferiscono solamente ad un carico monotono, ma nel caso delle azioni sismiche, quando viene applicato un carico ciclico con una inversione della forza in pochi secondi, si verificano dei fenomeni più complessi. Consideriamo il caso dell'applicazione di un semplice carico ciclico regolare in maniera quasi-statica ad una unione chiodata, come illustrato in Figura 2. Ad una prima applicazione del carico fino ad un certo livello le fibre del legno intorno al chiodo vengono compresse e schiacciate, creando in tal modo una cavità, nella quale il chiodo non è sostenuto durante i successivi cicli del carico all'interno dell'intervallo di spostamento. La conseguente resistenza residua in questo intervallo deriva solamente dalla resistenza dell'elemento di collegamento che agisce come una mensola per tutta la lunghezza della cavità. Al momento in cui il precedente livello di spostamento viene superato, il chiodo ancora una volta riprende a premere contro le fibre del legno, ed il carico prosegue approssimativamente lungo la curva originaria come sarebbe avvenuto durante l'applicazione monotona del carico (delle leggere differenze possono essere dovute all'effetto sfilamento della testa del chiodo, come illustrato in Figura 2b, e allo snervamento dell'acciaio sotto l'effetto del carico alternato).

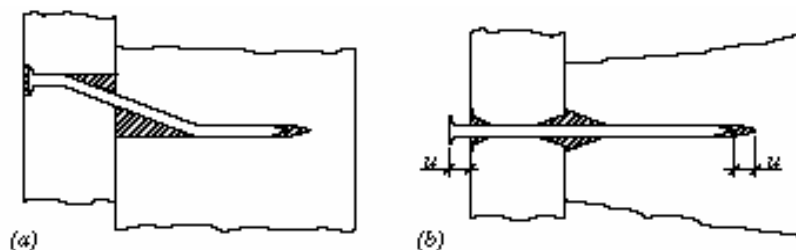


Figura 2 Cavità nel compensato e nell'intelaiatura adiacente al chiodo per effetto di un carico ciclico.

I cicli tipici del diagramma carico-scorrimento, sia per valori bassi, intermedi o alti delle deformazioni, sono piuttosto stretti, o "assottigliati", come illustrato in Figura 3. Questi differiscono dai cicli "larghi" tipici dell'acciaio dolce, nei quali le forze necessarie per riportare le deformazioni plastiche allo zero sono simili a quelle che hanno causato le deformazioni plastiche in precedenza (Figura 4c). L'"assottigliamento" dei cicli nell'unione chiodata riflette la fase della formazione della "cavità".

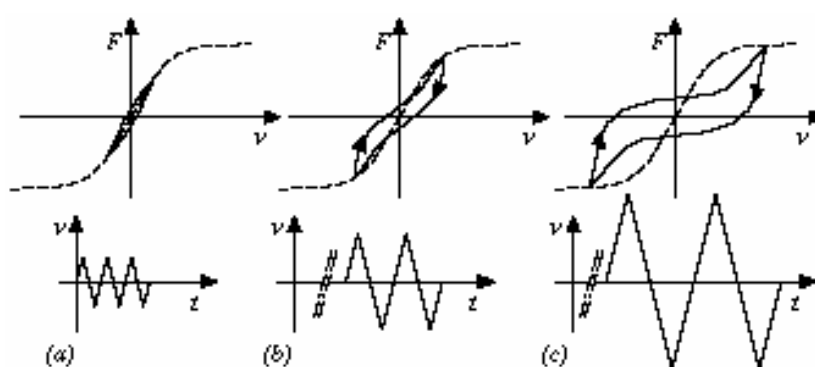


Figura 3 Tipici cicli carico-scorrimento per diversi livelli di carico in una unione spinottata.

La Figura 4a rappresenta la forma di una unione spinottata ben progettata, nella quale la dissipazione di energia è dovuta sia al rifollamento del legno che al comportamento plastico dell'acciaio. Se lo spinotto è così rigido e resistente da non piegarsi, e la dissipazione di energia e la duttilità sono ottenute solamente per effetto del rifollamento del legno, allora la curva carico-scorrimento è quella illustrata in Figura 4b.

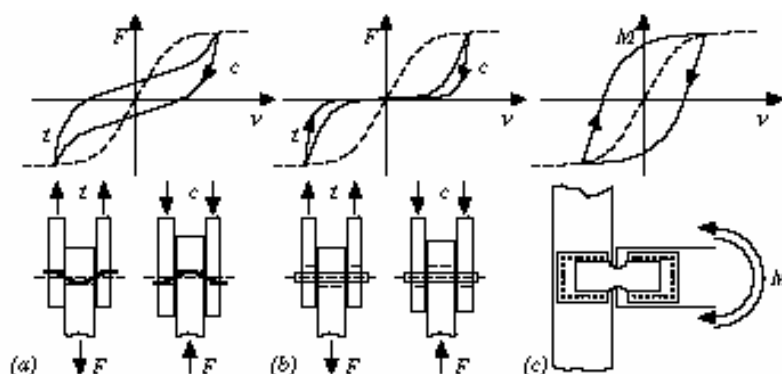


Figura 4 Possibili dissipazioni di energia secondo differenti configurazioni dei giunti (*t* indica trazione, *c* indica compressione).

È stato osservato che la curva di involucro per carico ciclico può essere assunta coincidente con quella del carico monotono, ossia è indipendente dalla storia di

carico. La differenza fra le due è normalmente inferiore al 10% a meno di qualche alterazione nella configurazione del giunto (ad esempio ad un effetto sfilamento molto pronunciato degli elementi di collegamento) o di qualche frattura dovuta esclusivamente a fenomeni di fatica ai cicli bassi, anche se le unioni per il legno con elementi meccanici non sono generalmente molto sensibili a tali effetti.

Esistono delle eccezioni a quanto detto in precedenza. Un esempio è dato dalle molte tipologie di piastre metalliche con chiodi di lamiera metallica punzonata (denti). In queste piastre, la rottura per effetto di carichi ripetuti sarà spesso dovuta all'improvvisa estrazione dei denti o alla rottura fragile nell'acciaio. Altri esempi sono le unioni con staffe metalliche sottili leggere e fori pre-perforati per i chiodi. In queste ultime, il carico alternato può causare lo sfilamento dei chiodi. Un altro caso è quello delle pareti ad intelaiatura di legno con materiale di rivestimento molto fragile nelle quali per effetto di un carico ciclico, delle porzioni importanti di materiale vengono danneggiate e viene persa la resistenza originaria.

Pertanto al fine di stabilire un principio armonizzato per la valutazione del comportamento ciclico delle unioni, è stata preparata la norma CEN 12514, la quale fornisce un metodo semplice per effettuare le prove sui giunti, in modo quasi-statico, sotto controllo di spostamento. La Figura 5 rappresenta la storia ciclica specificata, con cicli tripli di ampiezza multipla dello scorrimento al limite elastico v_y .

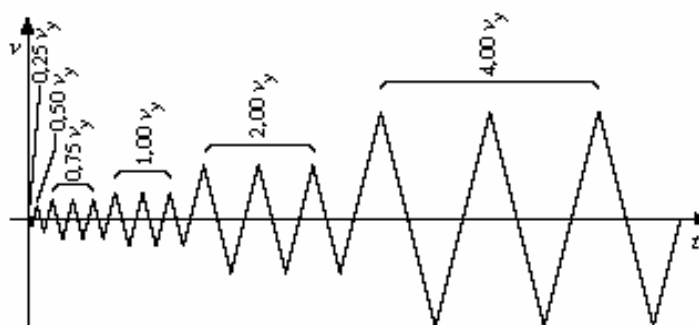


Figura 5 Procedura raccomandata per le prove cicliche.

In Figura 6 ΔF rappresenta il “decadimento di resistenza” allo stesso livello di spostamento, tra la curva di involucro al primo ciclo di carico e quella al terzo ciclo.

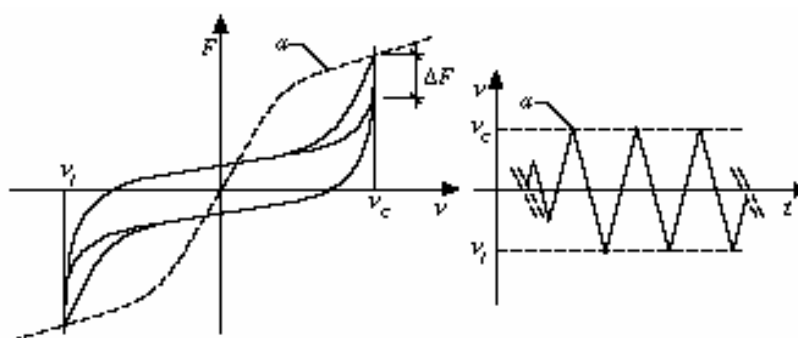


Figura 6 Decadimento di resistenza tra la curva di involucro corrispondente al primo ciclo, curva a, ed il terzo ciclo.

In campo anelastico, la quantità di energia dissipata per metà ciclo dovuta alla deformazione plastica (isteresi) è misurata dall'area ombreggiata E_d di Figura 7. Il

rapporto tra l'energia dissipata e l'energia potenziale disponibile E_p è chiamato "smorzamento viscoso isteretico equivalente" v_{eq} . L'energia dissipata per isteresi E_d aumenta all'aumentare dell'ampiezza dei cicli, mentre v_{eq} rimane pressoché costante. Per unioni ad elementi di collegamento a gambo cilindrico ben dimensionate e per le pareti ad intelaiatura di legno rivestite di compensato sono stati stimati dei valori di circa l'8-10%.

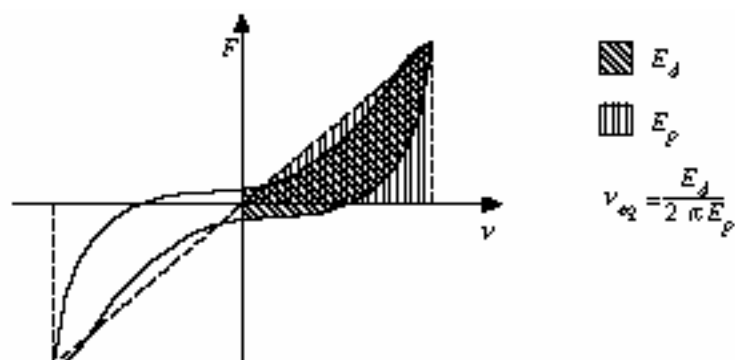


Figura 7 Dissipazione di energia per isteresi.

Naturalmente, in campo elastico, lo smorzamento isteretico è in principio zero (Figura 3a). Comunque, in campo elastico, può anche essere dissipata una certa quantità di energia. Nel caso di vibrazioni dinamiche di bassa ampiezza senza la presenza di alcuna struttura secondaria, si può misurare solamente uno smorzamento viscoso pari a circa l'1%. Tuttavia lo smorzamento dovuto all'attrito nell'assemblaggio fra diversi elementi e dovuto a sollecitazioni di compressione perpendicolare alla fibratura può facilmente raggiungere valori del 4% e anche maggiori. Questo in particolare è il caso di elementi con molti elementi sovrabbondanti e diversi punti di contatto, quali quelli che si possono trovare negli edifici residenziali. Questo spiega il perché per questi ultimi viene generalmente assunto in campo elastico un valore dello smorzamento del 5%.

Comportamento dei diversi tipi di unione

Come si è visto in precedenza, il comportamento ciclico delle unioni meccaniche è caratterizzato da una buona duttilità, dalla carenza di sensibilità ai carichi ripetuti, e dalla capacità di dissipare energia.

Allo scopo di evitare delle rotture fragili dovute a spaccature premature nel legno, devono essere osservate le regole date nell'EC5 relative alle distanze dalle estremità e dai bordi; queste distanze sono state date al fine di assicurare un comportamento duttile, altrimenti la teoria di Johansen e le derivazioni delle formule di verifica dell'EC5 non sarebbero valide. Allo stato attuale delle conoscenze, non c'è alcuna chiara evidenza che il carico ciclico di per sé aumenti il rischio di spaccature. Tuttavia, l'adozione di interassi maggiori fra gli elementi di collegamento, e di distanze più grandi dai bordi e dalle estremità contribuisce ad aumentare la resistenza alla spaccatura e conseguentemente la duttilità dell'unione.

La possibilità che si verifichino delle spaccature può essere prevenuta utilizzando nell'area della connessione dei materiali di rinforzo dotati di una elevata resistenza a trazione perpendicolare alla fibratura, quali il compensato o il DVW- densified veneer wood (pannello impiallacciato densificato). In questo modo non solo si controllano meglio le spaccature, ma si riesce anche ad assicurare la plasticizzazione degli elementi di collegamento, migliorando in tal modo le prestazioni del giunto di legno al limite elastico in termini di duttilità. Ovviamente l'uso di elementi di collegamento in acciaio dolce, dotati di maggiore capacità deformativa, sarà in generale più adatta rispetto all'utilizzo di elementi di

collegamento di acciaio duro e poco duttili, per la realizzazione di connessioni duttili e capaci di dissipare energia. Allo scopo di aumentare la capacità dissipativa del giunto è possibile trarre vantaggio dal dimensionamento della snellezza degli elementi di collegamento a gambo cilindrico. La snellezza è definita come il rapporto tra lo spessore dell'elemento ligneo ed il diametro dell'elemento di collegamento a gambo cilindrico. Elementi di collegamento snelli tendono sempre a dissipare una maggiore quantità di energia, poiché si avrà sempre la formazione nell'acciaio di cerniere plastiche, mentre invece nel caso in cui vengano utilizzati degli elementi di collegamento tozzi, questi mostrano un comportamento elastico senza alcuna dissipazione di energia nell'acciaio. Oltretutto il rischio di spaccature nel legno si allontana se si aumenta lo spessore dell'elemento ligneo in relazione al diametro dell'elemento di collegamento.

Allo scopo di evitare inaccettabili perdite di resistenza sotto l'effetto di carichi ciclici, occorre seguire tre principi generali. Questi sono di prevedere degli accorgimenti in maniera tale che gli elementi non si possano sfilare facilmente, di evitare materiali a cui possa essere imputata un tipo di rottura fragile, e di cercare di utilizzare quei materiali che mantengono un comportamento coerente sotto l'azione di carichi ripetuti.

Di seguito viene esaminato il comportamento ciclico dei tipi di unioni meccaniche più comuni (per le "regole di progettazione" si veda la parte I).

Elementi di collegamento a gambo cilindrico

Chiodi, cambrette e viti

Se si eccettuano quelli realizzati in acciaio duro, i chiodi le cambrette e le viti mostrano uno spiccato comportamento plastico se sollecitate all'interno di unioni meccaniche per il legno. La lunghezza del gambo dovrebbe essere opportunamente incrementata nel caso si preveda il rischio di sfilamento. I chiodi lisci a questo proposito non sono ammessi. Se la snellezza del chiodo è maggiore di 8 verrà assicurato un buon livello di duttilità (Figura 8).

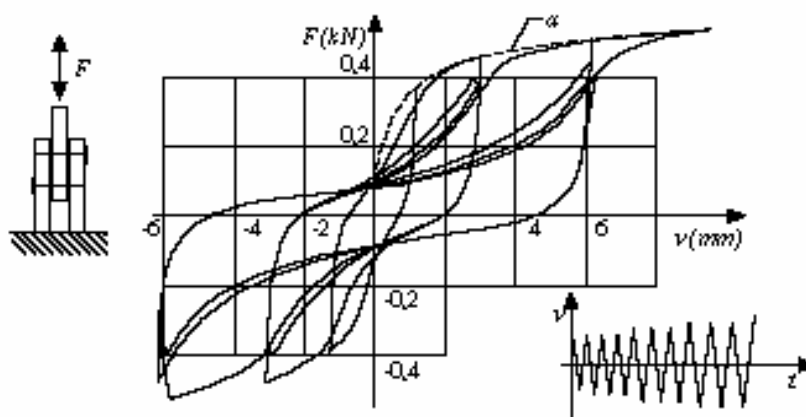


Figura 8 Comportamento ciclico tipico di unione chiodata (snellezza del chiodo 8,5).

Nelle connessioni tra pannelli di compensato e gli elementi lignei, il comportamento duttile può essere raggiunto a patto che la snellezza del chiodo sia maggiore di 4. Prove effettuate su pareti di taglio chiodate hanno mostrato degli elevati livelli di duttilità ed una elevata capacità di dissipazione di energia (Figura 9).

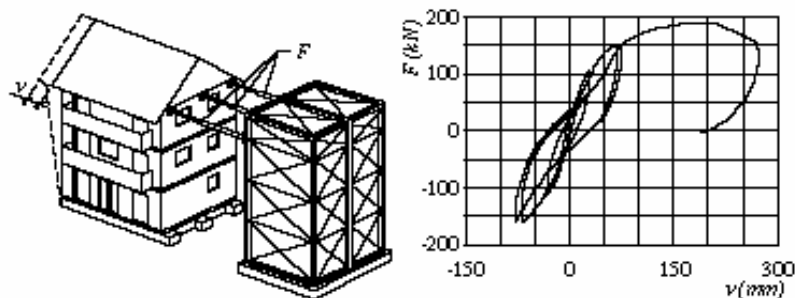


Figura 9 Comportamento duttile di una casa a struttura di legno rivestita di compensato.

Spinotti

Le connessioni con spinotti d'acciaio snelli sono capaci di ottenere lo snervamento sia nell'acciaio che nel legno, consentendo in tal modo di dissipare una notevole quantità di energia. Se la snellezza degli spinotti è maggiore di 8 il comportamento sarà certamente caratterizzato da una buona duttilità. A prescindere dagli altri parametri, un tale valore di snellezza assicurerà un collasso nel terzo modo (vedere parte I). Con spinotti tozzi ed interassi standard, il comportamento plastico dipenderà solamente dal rifollamento del legno. Con una minore capacità di dissipazione di energia saranno necessarie delle prove per valutare le prestazioni in termini di duttilità di tali unioni.

Bulloni

Nelle connessioni bullonate, i fori sovradimensionati dovuti alle tolleranze di fabbricazione danno luogo ad una distribuzione del carico non uniforme. Il conseguente sovraccarico di determinati bulloni può causare delle spaccature nel legno dovute all'azione di questi ultimi, impedendo una redistribuzione del carico all'interno della connessione. Nelle zone sismiche, pertanto, sono ammesse solo unioni bullonate fabbricate con precisione e preferibilmente utilizzando elementi di collegamento snelli. I bulloni grossi ($d > 16 \text{ mm}$) hanno difficoltà a deformarsi e quindi a dissipare energia. Il loro utilizzo è raccomandato solo in combinazione con connettori a piastra dentata.

Elementi di collegamento di superficie (connettori)

Connettori ad anello e a piastra

A causa della bassa capacità di deformazione plastica, tali tipologie di connettori sono poco adatte per l'utilizzo in zone dissipative.

Connettori a piastra dentata

Se ben progettate, le unioni con connettori a piastra dentata possono essere dotati di una buona capacità plastica. Si deve porre attenzione al rispetto delle distanze, in modo tale da evitare l'insorgere di spaccature.

Connettori a piastra con chiodi di lamiera metallica punzonata

Sebbene le curve carico-spostamento di unioni con piastre a chiodi di lamiera metallica punzonata mostrino una qualche capacità di deformazione plastica, la possibilità di rottura fragile della piastra ed il potenziale effetto sfilamento sotto l'effetto di carichi ciclici indicano la necessità di effettuare delle prove di prototipi nel caso in cui si intenda utilizzare tali connettori con funzioni dissipative.

Comportamento sismico delle unioni meccaniche

Fino ad ora, è stato considerato il comportamento ciclico delle unioni mediante valutazioni quasi-statiche. Ma nel caso di un terremoto reale il tipo di carico

imposto è completamente differente. Ovviamente mediante questo tipo di prove cicliche non è possibile stabilire l'influenza della velocità di applicazione del carico. D'altra parte, anche il contenuto di frequenza dell'input sismico è sconosciuto.

È da sottolineare, comunque, che le prove cicliche sembrano allo stato attuale sufficientemente valide per valutare con una certa accuratezza il comportamento sismico delle unioni. Allo stato attuale delle conoscenze, l'opinione corrente è che l'effettivo comportamento delle unioni sia maggiormente rigido e resistente sotto l'effetto di carichi "istantanei" rispetto a quello che si ha per effetto di carichi di breve durata della stessa grandezza. Non è stato dimostrato che la velocità istantanea del carico indotta dai terremoti abbia alcuna influenza significativa nella riduzione della duttilità. Le prove cicliche sono considerate sufficienti dal momento che sono in grado di fornire, con adeguata accuratezza, tutti i parametri necessari per poter predire il comportamento di una struttura soggetta ad un terremoto reale.

Infatti se la "forma" del comportamento ciclico del giunto è nota (RILEM, 1994) può essere utilizzato un programma di calcolo per l'analisi sismica non-lineare e possono essere effettuati dei calcoli teorici allo scopo di ricavare la resistenza della struttura per un dato terremoto ossia l'accelerazione di picco che ne produce il collasso (il problema della rappresentazione di un particolare terremoto non viene affrontato in questa sede, dato che presenta ovviamente le stesse difficoltà per tutti i tipi di materiali e di strutture).

Un altro aspetto da sottolineare è che sotto l'effetto di un terremoto reale i cicli saranno meno "regolari" di quelli ottenuti nelle prove cicliche in laboratorio poiché l'input sarà casuale e irregolare: pertanto il numero di cicli interi al massimo spostamento sarà in generale molto piccolo, mentre i cicli più piccoli saranno più numerosi. Come esempio la Figura 10 illustra la storia Momento-Rotazione per una unione spinottata dell'angolo di un telaio a portale, sotto l'effetto del terremoto di El Centro. Questa è basata su una simulazione numerica, e gli effetti del terremoto sono stati amplificati per un fattore di 1,5.

Requisiti dell'Eurocodice 8

Nell'EC8 "Costruzioni in zona sismica" le strutture vengono classificate in categorie a seconda del livello di duttilità e della capacità di dissipare energia in campo plastico delle loro unioni. In ogni caso si raccomanda che le strutture vengano progettate in modo tale da essere sufficientemente rigide da soddisfare i requisiti di funzionalità. Per le strutture progettate in maniera tale da trarre profitto dalla loro capacità di dissipare energia ($q > 1$) si raccomanda inoltre che la resistenza degli elementi lignei debba essere maggiore della resistenza delle unioni che li collegano. Questo implica il raggiungimento del campo plastico nelle unioni.

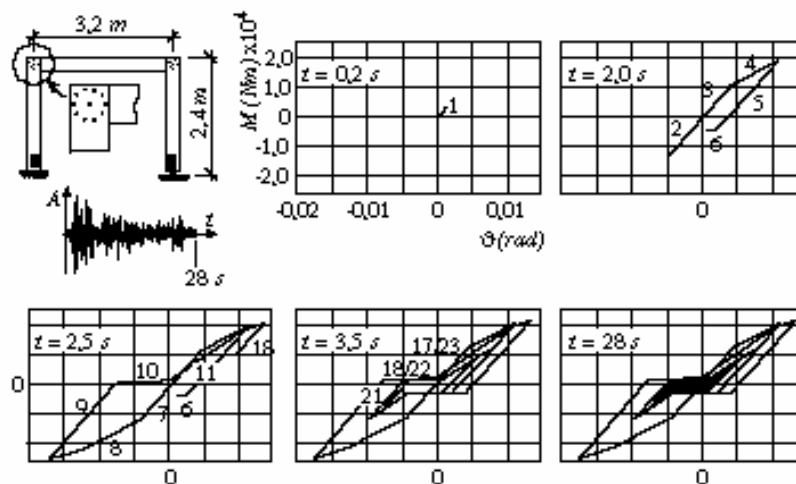


Figura 10 Storia Momento-Rotazione di un giunto d'angolo di un telaio a portale sottoposto al terremoto di El Centro.

Di regola le proprietà dei giunti dissipativi sotto l'effetto di azioni sismiche deve essere dimostrata attraverso delle prove, sulla base di norme internazionalmente riconosciute. Mediante tali prove, deve essere dimostrato che la duttilità del giunto sia sufficiente e che le proprietà del giunto siano stabili sotto l'effetto di carichi ciclici ad un livello di carico/deformazione ragionevolmente alto. Per assicurare una sufficiente duttilità, è richiesto che la duttilità ottenuta dalle prove cicliche debba essere maggiore del fattore di struttura assunto moltiplicato per un fattore pari a 3. Questo valore viene ridotto a due per le strutture a pannelli, a causa dell'effetto altamente positivo dato dallo smorzamento causato dall'attrito nella riduzione delle forze d'inerzia, e dovuto alla compressione perpendicolare alla fibratura tra le parti. Tali effetti si stima che diano un valore dello smorzamento maggiore dell'usuale 5%.

Inoltre, è richiesto che le connessioni tra gli elementi debbano essere in grado di deformarsi plasticamente per almeno tre cicli completi al rapporto di duttilità di cui sopra senza che si abbia una riduzione della loro resistenza maggiore del 20%. Se queste condizioni vengono soddisfatte, al progettista è consentito di calcolare la resistenza e la rigidezza del giunto secondo le normali regole di progettazione dell'EC5.

Considerazioni conclusive

- Per scopi progettuali il comportamento sismico delle unioni meccaniche delle strutture di legno può essere riferito al comportamento quasi-statico sotto l'effetto di carichi ciclici.
- La duttilità dei giunti e la dissipazione di energia sono le caratteristiche più importanti per la progettazione di strutture dissipative in grado di resistere ai terremoti.
- Se il comportamento ciclico dei giunti è sufficientemente stabile, la progettazione nei confronti delle azioni sismiche può essere effettuata utilizzando i normali valori di progetto dell'EC5 di resistenza e rigidezza per le unioni meccaniche.

Bibliografia

Autori vari, a cura di Ceccotti, A., (2003). Manuale del legno strutturale. Voll. II&III, Mancosu editore, Roma.

EUROCODE 8 (2002). Design of structures for earthquake resistance. PrEN 1998-1 May 2002 final draft. CEN, Brussels, Belgium

EN 12512. 2001. Timber Structures - Test methods - Cyclic testing of joints made with mechanical fasteners. CEN, Brussels, Belgium

RILEM TC 109 TSA (1994). Timber structures in seismic regions. RILEM State-of-the-Art Report. Material and Structures 27: 157-184.

Ceccotti, A., editor, (1989). Structural Behaviour of Timber Constructions in Seismic Zones. Proc. of the relevant CEC DG III - Univ. of Florence Workshop, Florence, Italy.

Yasumura, M. et al. (1988). Experiment on a three-storied wooden frame building subjected to horizontal load. In: International Timber Engineering Conference, Seattle, 1988: 262-275.