

Progettazione delle strutture di legno in zona sismica : esempio di calcolo

Parte III

A. Ceccotti

professore di Tecnica delle costruzioni

Università degli studi di Venezia

direttore

IVALSA - CNR

La valutazione dell'azione sismica secondo l'Eurocodice 8

Il progetto in zona sismica di una costruzione inizia con la valutazione della regolarità della struttura sia in pianta che in elevazione. In genere la regolarità fa aumentare la resistenza della struttura ai terremoti.

Di solito le costruzioni in legno sono regolari in piano e in altezza.

I valori iniziali, come la classe del sottosuolo secondo le condizioni del terreno e il valore di picco dell'accelerazione al suolo, a_g , sono dati secondo il grado di sismicità del sito.

Da osservare comunque che per ogni paese le autorità ministeriali preposte possono imporre valori o parametri diversi da quelli stabiliti dall'EC8 (i cosiddetti valori incasellati). Tali informazioni sono riportate nell' Appendice Nazionale.

1.1.1 Forza di taglio alla base

La forza di taglio agisce alla base nelle due principali direzioni della costruzione.

$$F_b = S_d(T_0) W \lambda \quad (A1)$$

Dove T_0 è il periodo fondamentale della costruzione

S_d è l'ordinata dello spettro di progetto

W è il peso totale della costruzione

λ è un fattore di correzione, che vale 0,85 se $T_0 < T_C$ o 1,0 in tutti gli altri casi

1.1.2 Il periodo proprio

Per stimare il periodo proprio, T_0 , della costruzione, l' EC8 propone una semplice formula:

$$T_0 = 0.05 H^{0.75} \quad (A2)$$

In cui l'altezza della costruzione è in metri e il tempo in secondi.

1.1.3 Distribuzione in elevazione della forza di taglio alla base

Se i carichi del solaio sono uguali sui diversi piani, la forza di taglio alla base è distribuita in modo triangolare cosicché le forze più grandi sono più in alto. Tutto ciò è quantificato dall'equazione seguente:

$$F_i = F_b \frac{z_i W_i}{\sum_j z_j W_j} \quad (A3)$$

in cui F_i è il carico laterale sul piano

F_b è la forza di taglio alla base
 z_i è la distanza del solaio dal suolo
 W_i è il carico verticale sul solaio

1.1.4 Spettro di progetto

$$S_d = \alpha S \left[1 + \frac{T_0}{T_b} \left(\frac{2.5}{q} - 1 \right) \right] \quad \text{if } T < T_b \quad (4.a)$$

$$S_d = \alpha S \frac{2.5}{q} \quad \text{if } T_b < T_0 < T_c \quad (4.b)$$

$$S_d = \alpha S \frac{2.5}{q} \left(\frac{T_c}{T_0} \right) \geq \beta \alpha \quad \text{if } T_c < T_0 < T_d \quad (4.c)$$

$$S_d = \alpha S \frac{2.5}{q} \left(\frac{T_c T_d}{T_0^2} \right) \geq \beta \alpha \quad \text{if } T_d < T_0 \quad (4.d)$$

$$S_d = \alpha S \left[1 + \frac{T_0}{T_b} \left(\frac{2.5}{q} - 1 \right) \right] \quad \text{if } T < T_b \quad (4.a)$$

$$S_d = \alpha S \frac{2.5}{q} \quad \text{if } T_b < T_0 < T_c \quad (4.b)$$

$$S_d = \alpha S \frac{2.5}{q} \left(\frac{T_c}{T_0} \right) \geq \beta \alpha \quad \text{if } T_c < T_0 < T_d \quad (4.c)$$

$$S_d = \alpha S \frac{2.5}{q} \left(\frac{T_c T_d}{T_0^2} \right) \geq \beta \alpha \quad \text{if } T_d < T_0 \quad (4.d)$$

Secondo le classi del sottosuolo, i valori dei parametri sono riportati nella tabella seguente.

Classi del sottosuolo	S	T _b [s]	T _c [s]	T _d [s]	S	T _b [s]	T _c [s]	T _d [s]
		Tipo 1 raccomandati per gravi terremoti				Tipo 2		

A	1.0	0.15	0.40	2.00	1.0	0.05	0.25	1.2
B	1.2	0.15	0.50	2.00	1.35	0.05	0.25	1.2
C	1.15	0.20	0.60	2.00	1.5	0.10	0.25	1.2
D	1.35	0.20	0.80	2.00	1.8	0.10	0.30	1.2
E	1.4	0.15	0.50	2.00	1.6	0.05	0.25	1.2

Tabella A.1 Valori dei parametri dello spettro per le diverse classi di sottosuoli (EC8). Le autorità a livello nazionale (il Ministero dei Lavori Pubblici) decideranno quale tipo di spettro di risposta sarà usato.

L'EC8 fornisce i valori del fattore di struttura per diverse tipologie strutturali come le seguenti:

Tipo DCH, strutture aventi alta capacità di dissipazione di energia come:

q=3.0 Pannelli parete inchiodati con diaframmi incollati, collegati con chiodi e bulloni, reticolari con giunti inchiodati.

q=4.0 Portali iperstatici. Telai con giunti spinottati e bullonati.

q=5.0 Pannelli parete inchiodati con diaframmi inchiodati, collegati con chiodi e bulloni.

Se la struttura non è regolare in elevazione i valori di q dovrebbero essere ridotti del 20%, ma non minore di 1.5.

Per assicurare la citata classificazione delle strutture, le zone di dissipazione dovrebbero essere in grado di deformarsi in modo plastico per almeno tre cicli completi a duttilità statica di 4 per le strutture di tipo DCM e 6 per quelle di tipo DCH, senza subire una riduzione di resistenza superiore al 20%.

Queste condizioni sono date per scontate per tutte le strutture se:

- per i giunti spinottati, bullonati ed inchiodati legno-legno e acciaio-legno, lo spessore minimo degli elementi connessi è 10d e il diametro dell'elemento di collegamento non supera i 12 mm.
- nelle pareti di taglio e nei diaframmi, il materiale del rivestimento sia a base di legno con uno spessore minimo di 4d, ed il diametro d dei chiodi non supera 3.1 mm.

1.1.5 La massa nel progetto sismico

$$W = \sum G_{kj} + \sum \psi_{EI} Q_{ki} \quad (A6)$$

G_{kj} è il carico caratteristico e

$\psi_{EI} Q_{ki}$ è il probabile carico di servizio presente durante il terremoto

$$\psi_{EI} = \phi \psi_{2i} \quad (A7)$$

ψ_{2i} è il valore di lungo termine: 0.3 per carichi

o 0.2 per carichi

ϕ vale 0.5 per tutti i piani escluso l'ultimo per cui vale 1.0

(non esiste alcuna correlazione tra i carichi dei piani). (EC8)
 ϕ vale 1.0 per carichi

1.1.6 Combinazione di carichi nel progetto in zona sismica

I valori di carico che è necessario considerare in un progetto in zona sismica sono essenzialmente il carico sismico e i carichi permanenti.

Non è necessario, invece, prendere in esame il carico da vento.

$$E_d = \sum G_{kj} + \gamma F_b + \sum \psi_{2i} Q_{ki} \quad (A8)$$

in cui, γ è il fattore di importanza ($\gamma_I = 1.4$ ospedali, caserme dei vigili del fuoco, centrali elettriche; $\gamma_{II} = 1.2$ scuole, centri culturali; $\gamma_{III} = 1.0$ edifici commerciali e residenziali; $\gamma_{IV} = 0.8$ costruzioni agricole),

G_{kj} e Q_{ki} sono i valori caratteristici del carico permanente e di servizio,

ψ_{2i} è il coefficiente di combinazione del valore quasi permanente del carico di servizio.

1.1.7 Il progetto in zona sismica

Stato limite ultimo

$$E_d = f \left\{ \sum G_{kj}, \gamma F_b, \sum \psi_{2i} Q_{ki} \right\} \leq R_d = R \left\{ \frac{f_k}{\gamma_M} \right\} \quad (A9)$$

La classe di durata del carico è “istantanea” e sono utilizzabili i valori k_{mod} corrispondenti. Il coefficiente di sicurezza è $\gamma_M = 1.3$, quando la struttura è in grado di dissipare energia (tipo DCM o DCH) e $\gamma_M = 1.0$ quando la struttura non è in grado di dissipare energia (tipo DCL). Il valore del fattore di importanza γ , nell’equazione sopra riportata è lo stesso dato per l’eq. 8.

Duttilità

La struttura e la costruzione considerate nel loro insieme dovrebbero essere adeguatamente duttili. La duttilità è presa in considerazione nel progetto come un fattore di riduzione del carico, attraverso il fattore q come è stato spiegato in precedenza.

Equilibrio

La costruzione dovrebbe essere stabile durante un evento sismico. La combinazione dei carichi deve essere considerata durante la fase progettuale per l’ancoraggio della struttura nei seguenti casi:

- ancoraggio contro il ribaltamento: tensioni di sollevamento alle estremità delle pareti di taglio,
- ancoraggio contro lo slittamento alla base delle pareti di taglio.

1.1.8 Stati limite di servizio

In modo da impedire danni eccessivi, EC8 stabilisce delle regole per lo spostamento relativo dei piani durante un evento sismico. Il terremoto di progetto avrà un periodo di ritorno più basso, e il picco di accelerazione del terreno sarà inferiore che per lo stato limite ultimo. Lo spostamento relativo fra i piani è limitato ai seguenti valori:

$d_r/v \leq 0.005 h$, costruzioni aventi elementi non strutturali a rottura fragile oppure materiali attaccati alla struttura

$d_r/v \leq 0.0075 h$, costruzioni aventi elementi non strutturali fissati in modo da non interferire con le deformazioni alla struttura

in cui d_r è lo spostamento fra i piani

h è l'altezza del piano

v è il fattore di riduzione per tenere in considerazione il periodo di ritorno più basso dell'evento sismico associato allo stato limite di servizio (i valori raccomandati sono 0.4 per classi di importanza I e II e 0.5 per classi di importanza III e IV).

Un esempio: casa di legno a quattro piani, calcolo delle azioni in zona sismica secondo la versione prEN dell'EC8

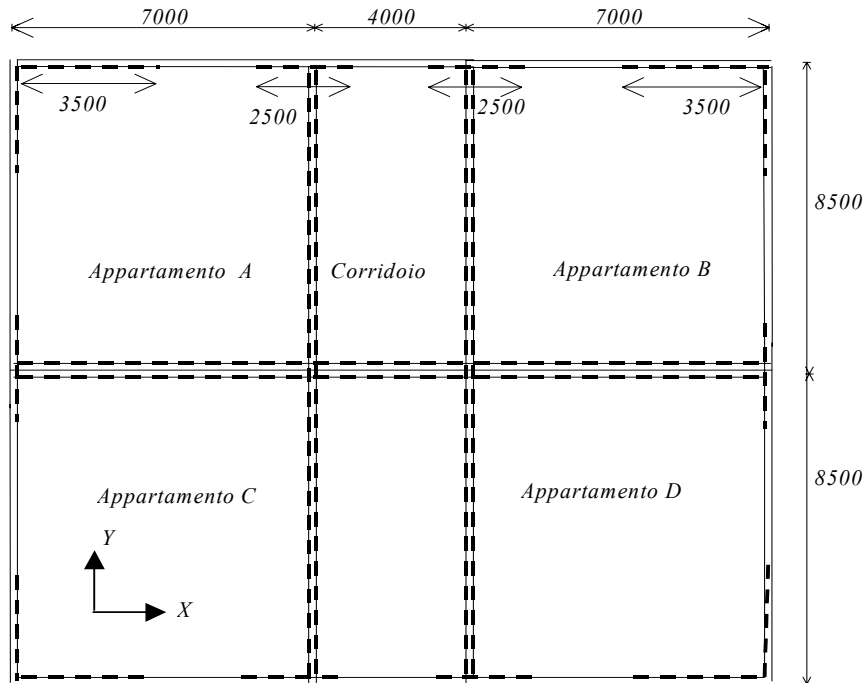


Figura 3: diagramma schematico delle pareti di taglio al piano terra della costruzione:

Valori in input

Accelerazione di picco al suolo = 0.35g

Classe del sottosuolo B

peso proprio dei solai (incluso tramezzi) 1 KN/m²

peso proprio del tetto 0.75 KN/m²

carico di esercizio $q_h = 2.0$ KN/m²

Fattore d'importanza $\gamma_{III} = 1.0$ (costruzioni residenziali)

Il carico in zona sismica è valutato prendendo in considerazione i carichi verticali presenti sui diversi piani della costruzione. Tale carico è calcolato utilizzando l'eq. 6, vedere Appendice:

$$\sum G_{kj} + \sum \psi_{EI} Q_{ki} \quad (A6)$$

G_{kj} è il carico permanente caratteristico e $\psi_{EI} Q_{ki}$ è il probabile carico di servizio presente durante un evento sismico.

Coefficiente di combinazione: $\psi_{EI} = \phi \psi_{2i}$

ψ_{2i} vale 0.3 il valore della parte quasi-permanente del carico di servizio (EC1 ed EC5)

ϕ vale 0.5 escluso il caso dell'ultimo piano per cui vale 1.0 (EC8)

Piani	G_{kj}	Q_{ki}	ψ_{2i}	ϕ	ψ_{EI}	$G_{kj} + \psi_{EI}Q_{ki}$
Tetto	0.75					0.75
Piano 4	1.0	2.0	0.3	1	0.30	1.60
Piani 2 e 3	1.0	2.0	0.3	0.5	0.15	1.30
Piano 1	I carichi sono trasferiti direttamente alle fondazioni					

Tabella 4.1 combinazione dei carichi secondo i diversi piani della costruzione.

Following the table above, the total vertical load is:

$$\sum G_{kj} + \sum \psi_{EI} Q_{ki} = 0.75 + 1.60 + 1.30 + 1.30 = 4.95 \text{ KN/m}^2$$

- Ground acceleration is $a_g = 0.35 \text{ g}$
- Subsoil class B

Secondo la tabella 4.1, il carico totale verticale è:

$$\sum G_{kj} + \sum \psi_{EI} Q_{ki} = 0.75 + 1.60 + 1.30 + 1.30 = 4.95 \text{ KN/m}^2$$

- L'accelerazione del terreno è $a_g = 0.35 \text{ g}$
- Classe del sottosuolo B
- Costruzione con pareti di taglio costituite da pannelli di compensato e elementi di collegamento meccanici, $q = 5$.
- Area della costruzione: 288 m^2

Building height H: 12 m

Building fundamental period T_0

$$H := 12 \quad S := 1.2 \quad T_b := 0.15 \cdot s \quad T_c := 0.5 \cdot s \quad T_d := 2 \cdot s$$

$$\alpha := 0.35$$

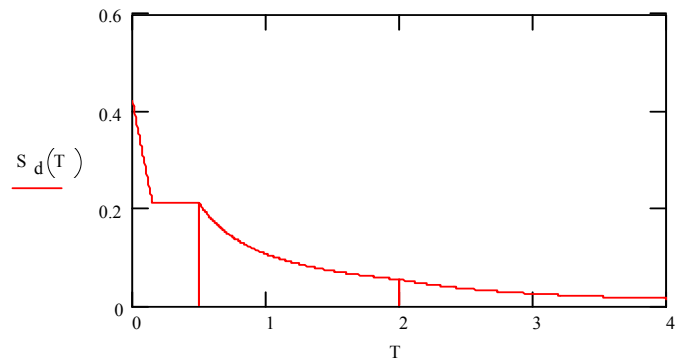
$$q := 5.0$$

$$T_0 := 0.05 \cdot H^{\frac{3}{4}} \cdot s$$

$$T_0 = 0.322 \text{ s}$$

$$S_d(T) := \begin{cases} \alpha \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_b} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - 1 \right) \right] & \text{if } T < T_b \\ \alpha \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} & \text{if } T_b < T < T_c \\ \alpha \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right) & \text{if } T_c < T < T_d \\ \alpha \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_c \cdot T_d}{T^2} & \text{if } T_d < T \end{cases}$$

$$S_d(T_0) = 0.21$$



Vertical load , $W = \Sigma (G + \psi_{Ei} Q_{ki}) \times \text{building area}$

$$W := (0.75 + 1.6 + 1.3 + 1.3) \cdot 288$$

$$W = 1.426 \cdot 10^3 \text{ KN}$$

Base shear load

$$F_b := W \cdot S_d(T_0) \quad \text{Importance factor} = 1.0$$

$$F_b = 299.4 \text{ KN}$$

Comparison to the wind load below

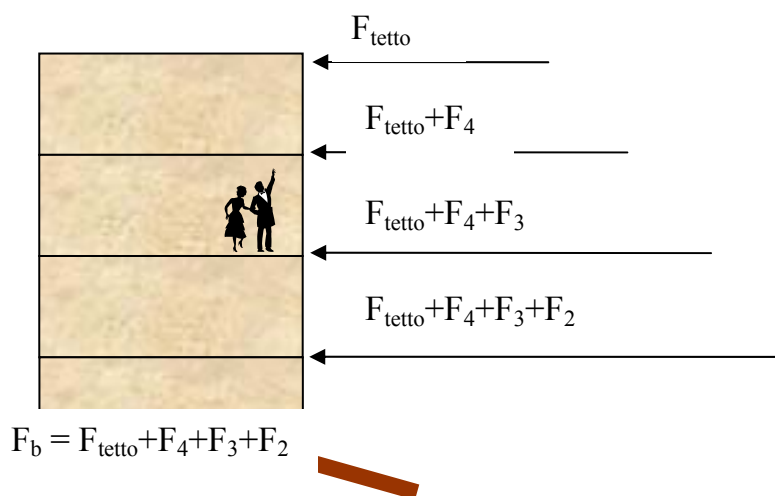
$$Q_{\text{wind}} = 20 \times 12 \times 0.7 \text{ KN/m}^2 = 168 \text{ KN}$$

La forza di taglio alla base è distribuita in elevazione secondo l'eq. A3:

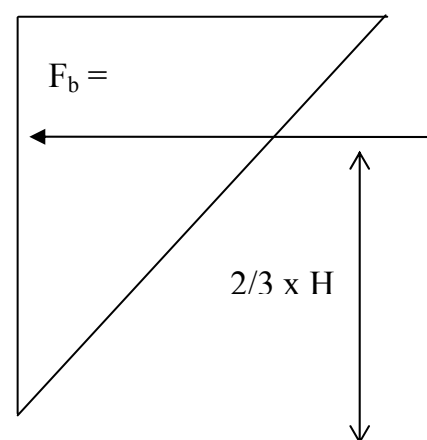
$$F_i = F_b \frac{z_i W_i}{\sum_j z_j W_j} \quad (A3)$$

F_b è la forza di taglio alla base

La forza di taglio alla base agente sulle pareti di ogni piano



La forza distribuita secondo l' eq. A3



Piani, i	Altezza del piano da terra z_i [m]	Il carico su ogni piano (Tabella 4.1) W_i [KN]	F_i , forza di taglio a livello del piano (soffitto) $F_i = F_b \frac{z_i W_i}{\sum_j z_j W_j}$ [KN]	Forza di taglio cumulativa agente sulle pareti ai diversi livelli dei piani $F_v = \sum_i F_i$ [KN]
Tetto	12	$0.75 \times 288 = 216$	77	77
4	9	$1.6 \times 288 = 461$	123	200
3	6	$1.3 \times 288 = 375$	67	267
2	3	$1.3 \times 288 = 375$	33	300

Tabella 4.2 le forze di taglio di progetto ai vari piani

$$\sum z_i W_i = 10116 \text{ KNm} ;$$

$$F_b \cong 300 \text{ KN}$$

Le pareti di taglio saranno costituite da pannelli di compensato di 9 mm di spessore collegati con chiodi filettati 28×60 k70. In questo caso la capacità portante della

parete per unità di lunghezza (secondo la tabella 4.3) della parete è $F_{v,d} = 9.59$ KN/m.

Questo significa che la lunghezza necessaria di parete di taglio ai vari piani è:

- al primo piano almeno $300/9.59 = 31$ m
- al secondo piano almeno $267/9.59 = 28$ m
- al terzo piano almeno $200/9.59 = 21$ m
- al quarto piano almeno $77/9.59 = 8$ m

Il pannello è inchiodato lungo i bordi al telaio della trave ad interasse k70 e al centro del pannello ad interasse k300.

La lunghezza totale delle pareti di taglio in direzione X

- pareti interne $18 \text{ m} \times 2 - 3 \times 1.2 \text{ m (porte)} = 32.4 \text{ m}$
 - pareti esterne $(3.5 \text{ m} + 2.5 \text{ m} + 2.5 \text{ m} + 3.5 \text{ m}) \times 2 = 24 \text{ m}$
- totale 56.4 m

La lunghezza complessiva dei muri in direzione Y

- pareti interne $17 \text{ m} \times 4 - 4 \times 1.2 \text{ (porte)} = 63.2 \text{ m}$
 - pareti esterne $(3.5 \text{ m} + 2.5 \text{ m} + 2.5 \text{ m} + 3.5 \text{ m}) \times 2 = 24 \text{ m}$
- totale 87.2 m

Come è evidente, ci sono molte e svariate possibilità per posizionare le pareti di taglio in una casa ed è possibile progettare più aperture in tali pareti.

E' sicuramente vantaggioso utilizzare i muri tra gli appartamenti e i corridoi come pareti di taglio con pannelli su entrambe le facce del muro. In questo caso, le pareti sono collocate in modo simmetrico così da impedire l'effetto di torsione. In pratica, anche pannelli di cartongesso possono anche essere usati come rinforzo aggiuntivo per le pareti di taglio. L'EC5 permette l'utilizzo di due diversi pannelli nelle pareti di taglio, ma solamente il 50% della capacità del meno resistente pannello pannello di cartongesso può essere presa in considerazione.

Una versione completa può essere trovata in [9] con la descrizione di alcuni dettagli

Panelli	Chiodi (helically threaded)		Viti	
Compensato abete rosso 9 [mm]	25x45	28x60	d = 3.5	d = 4.5
Interasse collegamenti [mm]				
K150	3.81	4.47	6.25	8.35
K100	5.71	6.71	9.39	12.52
K70	8.16	9.59	13.42	17.89
K50	11.43	13.43	18.77	25.05
Compensato abete rosso 12 [mm]	25x45	28x60	d = 3.5	d = 4.5
Interasse collegamenti [mm]				
K150	4.21	4.86	6.58	8.58
K100	6.32	7.29	9.87	12.87
K70	9.04	10.41	14.09	18.40
K50	12.64	14.59	19.73	25.75

Tabella 4.3: la capacità portante di progetto a taglio con pannelli e collegamenti diversi [KN/m], da notare: 1) $k_{mod} = 1.1$, $\gamma_M = 1.0$, 2) i valori sono per un solo pannello su un solo lato, 3) l'interasse fra collegamenti è costante su tutto il pannello, nella parte più interna l'interasse può essere raddoppiato (ma <300mm).

1.1.1.1.1 Bibliografia

- [1] Eurocode 8. 2002. Design of structures for earthquake resistance. PrEN 1998-1 May 2002 final draft. CEN, Brussels, Belgium
- [2] Eurocode 8. 1994. Design Provisions for Earthquake resistance of structures. ENV 1998-1-1, seismic actions and general requirements of structures; 1998-1-2, general rules for buildings; 1998-1-3, specific rules for various materials and elements. CEN, Brussels, Belgium.
- [3] K. Becker, A. Ceccotti, H. Charlier, E. Katsaragakis, H.J. Larse and H. Zeitter: Eurocode 8 –part. 1.3 – Chapter 5, Specific Rules for Timber Buildings in Seismic Regions. Paper 26-15-2, CIB W18 Meeting, Athens, USA, August 1993.
- [4] EN 12512. 2001. Timber Structures - Test methods - Cyclic testing of joints made with mechanical fasteners. CEN, Brussels, Belgium.
- [5] A. Ceccotti: "Analysis and design of woodframe construction according to Eurocode 8", Proceedings of Invitational Workshop on Seismic Testing, Analysis and Design of Woodframe construction, 1999, University of San Diego, California, USA.
- [6] A. Ceccotti and E. Karacabeyli: Dynamic Analysis of Nailed Wood-Frame Shear Walls. Proceedings of 12 WCEE, Auckland, New Zealand, January 2000.

- [7] Z.A. Lubkowski and X. Duan: EN 1998 Eurocode 8 : Design of Structures for Earthquake Resistance. Civil Engineering , vol. 144, Issue 2, November 2001, London, UK
- [8] A.Ceccotti, M.Lauriola and A.Vignoli: "About the seismic resistance of the Hamar hall", Proceedings of '96 International Wood Engineering Conference, Ottobre 1996, New Orleans, USA.
- [9] T. Toratti: Seismic Design of Timber Structures according to Eurocode 8 : Design of structures for earthquake resistance, Final Draft No 5, May 2002.