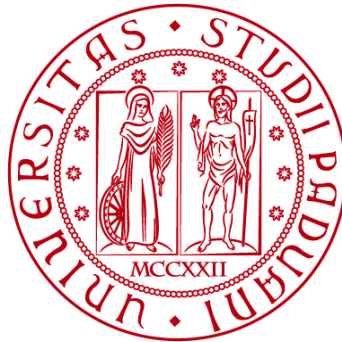


**UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA**

**DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE**

*Department Of Civil, Environmental and Architectural Engineering*

Corso di Laurea Magistrale in Progettazione Tecnologica e Recupero Edilizio



**TESI DI LAUREA**

**PROGETTAZIONE IN CAPACITÀ DI STRUTTURE IN CLT:  
STATO NORMATIVO E CASI STUDIO**

Relatore:

Chiar.mo PROF. ROBERTO SCOTTA

Laureando:

MARCO MORETTO

Correlatori:

Matricola:

2057754

DOTT. LUCA MARCHI

**ANNO ACCADEMICO 2023-2024**



## SOMMARIO

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE .....</b>	<b>1</b>
1.1	Il principio del Capacity Design .....	1
1.2	Il concetto di duttilità e il fattore di struttura $q$ .....	3
1.3	L'analogia della catena .....	6
<b>2</b>	<b>ASPETTI PER LA PROGETTAZIONE DI STRUTTURE IN CLT .....</b>	<b>9</b>
2.1	Generalità.....	9
2.2	Evoluzione delle tipologie di collegamento.....	10
2.3	Metodi di prova.....	14
2.3.1	<i>EN 26891:1991</i> .....	14
2.3.2	<i>EN 12512:2001</i> .....	17
2.3.3	<i>Proposta per la valutazione della resistenza oligociclica</i> .....	20
2.3.4	<i>Analisi di carico su connettori X-Bracket</i> .....	23
2.4	Principio teorico per il calcolo del fattore di sovrarresistenza $\gamma_{Rd}$ .....	26
2.4.1	<i>Fattori di sovrarresistenza per connessioni tradizionali ed innovative</i> .....	29
2.5	Proposta per il calcolo del fattore di struttura $q$ .....	30
<b>3</b>	<b>NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>37</b>
3.1	NTC18 e Circolare 21 gennaio 2019 .....	37
3.2	EN 1998 Parte 1-1.....	41
3.3	prEN 1998 Parte 1-1 e Parte 1-2.....	42
3.3.1	<i>Norme generali di applicazione del capacity design a strutture in legno</i> ... 44	
3.3.2	<i>Norme specifiche di applicazione del capacity design a strutture in CLT</i> .. 47	
3.3.3	<i>Prescrizioni per strutture in classe di duttilità DC2</i> .....	49
3.3.4	<i>Prescrizioni per strutture in classe di duttilità DC3</i> .....	53
3.4	CNR-DT 206 R1/2018.....	56
3.5	Criticità relative ai fattori di sovrarresistenza $\gamma_{Rd}$ e ai fattori di struttura $q$ ....	58

## SOMMARIO

---

3.6	Criticità nell'applicazione della norma prEN-1998 .....	60
<b>4</b>	<b>CASO STUDIO.....</b>	<b>63</b>
4.1	Caratteristiche del caso studio.....	63
4.2	Materiale e connessioni utilizzate .....	64
4.3	Azioni sulle strutture .....	67
4.3.1	<i>Carichi statici di progetto.....</i>	<i>67</i>
4.3.2	<i>Azione sismica di progetto.....</i>	<i>68</i>
4.4	Analisi statica lineare e ripartizione in pianta dell'azione sismica .....	70
4.5	Applicazione del capacity design.....	77
4.5.1	<i>Resistenza a taglio di progetto di un singolo chiodo.....</i>	<i>79</i>
4.5.2	<i>Hold down di collegamento alla base .....</i>	<i>80</i>
4.5.3	<i>Angle brackets di collegamento alla base .....</i>	<i>83</i>
4.5.4	<i>Resistenza a taglio della parete.....</i>	<i>86</i>
4.6	Diversa applicazione delle normative di riferimento .....	89
<b>5</b>	<b>CONCLUSIONI.....</b>	<b>91</b>
5.1	Difficoltà di applicazione del capacity design .....	91
	<b>APPENDICE A.....</b>	<b>95</b>
A.1	Tabelle di calcolo .....	95
A.2	Dettagli di calcolo .....	97
	<b>RIFERIMENTI.....</b>	<b>99</b>



## INDICE DELLE FIGURE

<i>Figura 1.1 Diagramma carichi-deformazioni per rotture duttili e fragili.....</i>	<i>3</i>
<i>Figura 1.2 Ipotesi di uguali spostamenti .....</i>	<i>4</i>
<i>Figura 1.3 Ipotesi di equivalenza dell'energia.....</i>	<i>5</i>
<i>Figura 2.1 a) Parete monolitica, b) Pareti affiancate .....</i>	<i>10</i>
<i>Figura 2.2 a) classica composizione di una parete frame shear-wall b) esempio di applicazione di connessioni di prima generazione in una struttura in CLT (cantiere UNIPD di Via Campagnola).....</i>	<i>11</i>
<i>Figura 2.3 Tipologie di comportamento per carichi ciclici.....</i>	<i>12</i>
<i>Figura 2.4 Procedura di carico .....</i>	<i>15</i>
<i>Figura 2.5 Esempio di curva forza spostamento .....</i>	<i>16</i>
<i>Figura 2.6 a) Definizione del punto di snervamento con grafico forza-deformazione del primo ciclo di carico caratterizzato da due linee distinte b) Definizione del punto di snervamento con grafico forza-deformazione del primo ciclo di carico generico.....</i>	<i>17</i>
<i>Figura 2.7 Definizione di “Impairment of strength” .....</i>	<i>18</i>
<i>Figura 2.8 Definizione del rapporto di smorzamento viscoso equivalente per un ciclo.....</i>	<i>18</i>
<i>Figura 2.9 Procedura di carico completa.....</i>	<i>19</i>
<i>Figura 2.10 Metodo EEEP per la determinazione dello scorrimento a snervamento .....</i>	<i>22</i>
<i>Figura 2.11 a) Setup prova a trazione b) Setup prova a taglio .....</i>	<i>23</i>
<i>Figura 2.12 a) Campione a rottura per sforzi di trazione b) Diagramma forza-spostamento per sforzi di trazione .....</i>	<i>24</i>
<i>Figura 2.13 a) Campione a rottura per sforzi taglienti b) Diagramma forza-spostamento per sforzi di taglio .....</i>	<i>25</i>

## INDICE DELLE FIGURE

---

<i>Figura 2.14 a) Collegamento X-bracket – pannello in CLT b) Confronto dei diagrammi forza-spostamento dei test effettuati sul solo X-bracket (in nero) e sul collegamento completo (in rosso).....</i>	<i>26</i>
<i>Figura 2.15 Modello concettuale del capacity design applicato ad una connessione duttile.....</i>	<i>28</i>
<i>Figura 2.16 Capacità di snervamento (in rosso), target (in blu) e di picco (in giallo) .....</i>	<i>28</i>
<i>Figura 2.17 Valore del fattore di struttura q secondo la formulazione proposta. ....</i>	<i>34</i>
<i>Figura 3.1 a) Pannelli perimetrali monolitici, b) Pannelli interni suddivisi .....</i>	<i>49</i>
<i>Figura 3.2 Modello di calcolo per la resistenza a rocking di un pannello singolo .....</i>	<i>52</i>
<i>Figura 3.3 Esempio di segmentazione di una parete con <math>m_{lp}=3</math>.....</i>	<i>55</i>
<i>Figura 3.4 Tipi di rotture fragili in unioni a gambo cilindrico.....</i>	<i>57</i>
<i>Figura 3.5 Applicazione del capacity design nel caso di fattore di sovrarresistenza sottostimato.....</i>	<i>59</i>
<i>Figura 4.1 a) Pianta della struttura oggetto di studio b) Dimensioni e posizione delle pareti della struttura.....</i>	<i>63</i>
<i>Figura 4.2 Connessioni utilizzate per il collegamento alla fondazione in CA.....</i>	<i>65</i>
<i>Figura 4.3 Schema di attribuzione delle masse per l'analisi statica lineare.....</i>	<i>71</i>
<i>Figura 4.4 Schema delle sollecitazioni agenti sulla parete 2Y.....</i>	<i>76</i>
<i>Figura 4.5 Schema delle sollecitazioni di progetto agenti sulla parete 2Y.....</i>	<i>79</i>
<i>Figura 4.6 Forze agenti su elemento di parete CLT.....</i>	<i>87</i>

## INDICE DELLE TABELLE

<i>Tabella 2.1 Connessioni di nuova generazione .....</i>	<i>14</i>
<i>Tabella 2.2 TAB 2.X Confronto tra fattori di sovrarresistenza ricavati per diverse tipologie di connessioni tradizionali.....</i>	<i>29</i>
<i>Tabella 2.3 Configurazione delle pareti oggetto di analisi .....</i>	<i>32</i>
<i>Tabella 2.4 Risultati per pareti definite dal codice A (dimensione alla base pari a 17,5 m).....</i>	<i>33</i>
<i>Tabella 2.5 Risultati per pareti definite dal codice B (dimensione alla base pari a 8,75 m).....</i>	<i>33</i>
<i>Tabella 3.1 Estratto della TAB. 7.2.I NTC18 Fattori di sovrarresistenza <math>\gamma_{Rd}</math>.....</i>	<i>39</i>
<i>Tabella 3.2 Estratto TAB. 7.3.II NTC18 Valori massimi del valore di base <math>q_0</math> del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD.....</i>	<i>40</i>
<i>Tabella 3.3 Estratto TAB.8.1 “Design concept, Structural types and upper limit values of the behaviour factors for the three ductility classes”, EC8.....</i>	<i>41</i>
<i>Tabella 3.4 Estratto Table 13.2 prEN 1998-1-2 valori di riferimento del fattore di struttura <math>q</math> per edifici regolari in altezza .....</i>	<i>44</i>
<i>Tabella 3.5 Estratto Tab13.3 prEN1998-1-2, requisiti minimi di duttilità per zone dissipative testate secondo EN 12512 .....</i>	<i>44</i>
<i>Tabella 3.6 Estratto da Table 13.4 prEN 1998-1-2, valori del fattore di sovrarresistenza <math>\gamma_{Rd}</math>, le formule No. (13.4) e (13.7) sono rispettivamente riportate nel presente elaborato come equazioni (3.2) e (3.6).....</i>	<i>47</i>
<i>Tabella 3.7 Fattori di struttura <math>q_0</math> per gli edifici .....</i>	<i>58</i>
<i>Tabella 4.1 Caratteristiche del materiale .....</i>	<i>64</i>
<i>Tabella 4.2 Resistenze caratteristiche degli elementi che compongono le connessioni.....</i>	<i>65</i>

## INDICE DELLE TABELLE

---

<i>Tabella 4.3 Carichi di progetto sul solaio interpiano .....</i>	<i>67</i>
<i>Tabella 4.4 Carichi di progetto sul solaio di copertura.....</i>	<i>68</i>
<i>Tabella 4.5 Carichi di progetto dovuti al peso delle pareti .....</i>	<i>68</i>
<i>Tabella 4.6 Parametri e valori per il calcolo dell'azione sismica .....</i>	<i>70</i>
<i>Tabella 4.7 Pesi in combinazione sismica che compongono la struttura .....</i>	<i>70</i>
<i>Tabella 4.8 Analisi statica lineare sulla struttura.....</i>	<i>71</i>
<i>Tabella 4.9 Posizione del centro di rigidezza.....</i>	<i>73</i>
<i>Tabella 4.10 Posizione del centro di massa del piano 1 .....</i>	<i>74</i>
<i>Tabella 4.11 Posizione del centro di massa del piano 2 .....</i>	<i>74</i>
<i>Tabella 4.12 Valori delle eccentricità ai vari piani .....</i>	<i>75</i>
<i>Tabella 4.13 X Calcolo delle rigidzze traslazionali e rotazionali di piano.....</i>	<i>75</i>
<i>Tabella 4.14 Azioni sulla parete 2Y con <math>q=1</math> (risposta elastica) .....</i>	<i>76</i>
<i>Tabella 4.15 Fattori di struttura <math>q</math> fattori di sovrarresistenza <math>\gamma_{Rd}</math> per i diversi casi analizzati.....</i>	<i>78</i>
<i>Tabella 4.16 Sollecitazioni di progetto sulla parete 2Y .....</i>	<i>78</i>
<i>Tabella 4.17 Resistenze di progetto di un singolo chiodo sottoposto a sforzi di taglio .....</i>	<i>80</i>
<i>Tabella 4.18 Resistenza di progetto chiodatura hold-down.....</i>	<i>81</i>
<i>Tabella 4.19 Resistenza di progetto della piastra hold-down.....</i>	<i>83</i>
<i>Tabella 4.20 Resistenza di progetto chiodatura angle bracket.....</i>	<i>84</i>
<i>Tabella 4.21 Resistenza di progetto della piastra AB .....</i>	<i>85</i>
<i>Tabella 4.22 Resistenza a taglio della pare in CLT .....</i>	<i>89</i>
<i>Tabella 4.23 Applicazione del capacity design secondo il presente studio con dimensionamento del numero di connessioni secondo normative.....</i>	<i>90</i>
<i>Tabella 5.1 Applicazione del capacity design nell'ipotesi di massima chiodatura sulle connessioni.....</i>	<i>92</i>

## INDICE DELLE TABELLE

---

<i>Tabella A.1 Parametri per il calcolo della posizione del centro di rigidità .....</i>	<i>95</i>
<i>Tabella A.2 Parametri per il calcolo della posizione del centro di massa al piano 1</i> <i>.....</i>	<i>96</i>
<i>Tabella A.3 Parametri per il calcolo della posizione del centro di massa al piano 2</i> <i>.....</i>	<i>97</i>
<i>Tabella A.4 Parametri per la redistribuzione in pianta degli sforzi sismici.....</i>	<i>97</i>



# 1 INTRODUZIONE

Negli ultimi anni la crescente incidenza dei danni generati da eventi naturali imprevedibili come i terremoti ha portato la progettazione delle costruzioni a concentrarsi maggiormente sugli aspetti riguardanti la cosiddetta ingegneria sismica.

Questa particolare materia che fa parte della ben più vasta ingegneria strutturale si occupa dello studio delle strutture sottoposte ad azioni cicliche tipiche di un evento tellurico, sviluppando metodi di progettazione con la finalità di salvaguardare le vite umane evitando il collasso delle costruzioni o ritardandolo il più possibile.

Uno dei principi nati dall'ingegneria sismica è il Capacity Design (o Gerarchia delle Resistenze) la cui prima formulazione si fa risalire al 1992 da parte di *T. Paulay e M. J. N. Priestly* [1].

Questo particolare metodo di progettazione permette di raggiungere ottime prestazioni attraverso una visione globale delle strutture indirizzando il comportamento di queste verso tipologie di crisi favorevoli alla dissipazione di energia ed evitando meccanismi di collasso fragili o comunque non idonei o indesiderati.

Nonostante la teoria della Gerarchia della Resistenze sia stata sviluppata per strutture a telaio in calcestruzzo armato, la sua applicazione a differenti materiali da costruzione è già stata definita ed è presente in letteratura (Jorissen, Frangiaco 2011 [2], Elghazouli A.Y. [3]).

Nei capitoli successivi si affronterà uno degli approcci progettuali più moderni in campo antisismico e la sua particolare applicazione alle strutture in legno, con lo scopo di coglierne gli aspetti fondamentali e le motivazioni che lo hanno portato ad essere così apprezzato dal mondo scientifico e normativo.

## 1.1 Il principio del Capacity Design

I principali materiali utilizzati nelle costruzioni sono caratterizzati da un comportamento di tipo lineare fino ad un certo livello di tensioni e deformazioni

detto snervamento, dopo il quale si osserva un aumento delle deformazioni con livelli di tensione pressoché costanti. Per le fasi di carico precedenti allo snervamento il materiale si dice in campo elastico; è in grado cioè di accumulare energia sotto forma elastica e di rilasciarla successivamente in fase di scarico senza lasciare alcuna deformazione residua sulla struttura. Una volta superato il limite di snervamento il materiale inizia ad accumulare energia di tipo plastico la quale non viene più ceduta in fase di scarico, ma viene trasformata in calore tramite la formazione di deformazioni di tipo irreversibile. È quindi nella fase post snervamento che le strutture sviluppano la loro capacità di rispondere alle azioni sismiche e maggiori sono le deformazioni in fase post elastica, maggiore sarà l'energia dissipata dalle strutture. Questo principio viene analiticamente introdotto nelle trattazioni teoriche con il concetto di duttilità  $\mu$  ovvero il rapporto tra la deformazione ultima o di rottura, sia questa in spostamento o in rotazione, e la deformazione che segna il passaggio tra il campo elastico e quello plastico, ossia la deformazione di snervamento.

Le deformazioni di una struttura e quindi il comportamento duttile di questa va tenuto necessariamente in considerazione, in quanto sarebbe economicamente troppo gravoso fornire resistenze alla struttura tali da non superare il limite elastico. Il principio della gerarchia delle resistenze prevede di localizzare la deformazione della struttura, e quindi la propria duttilità, in alcuni punti in modo da prediligere meccanismi duttili ed impedire la formazione di meccanismi indesiderati, fornendo una minore resistenza ai primi rispetto ai secondi essendo quest'ultimi critici nei confronti del collasso globale della struttura. Questa differenziazione delle resistenze tra i diversi meccanismi risulta essenziale, in quanto in caso contrario non si potrebbe garantire un adeguato comportamento dissipativo, dato che meccanismi di rottura fragili si svilupperebbero in contemporanea ai meccanismi duttili.

La procedura di progetto suggerita dal principio del Capacity Design sarebbe quindi quella di progettare per prima cosa le resistenze dei meccanismi in grado di fornire duttilità, basandosi sulle caratteristiche dell'elemento in cui si vogliono concentrare le deformazioni. In seguito attraverso equazioni di equilibrio riferite alle resistenze appena calcolate, opportunamente maggiorate da fattori detti di sovrarresistenza, è



possibile progettare la resistenza delle parti che non hanno il compito di dissipare energia tramite deformazioni.

La progettazione di una struttura secondo l'approccio della Gerarchia delle Strutture rende indispensabile una particolare attenzione riferita ai dettagli strutturali, i quali garantendo il trasferimento delle sollecitazioni tra i diversi elementi, condizionano fortemente lo sviluppo a livello locale della duttilità necessaria.

## 1.2 Il concetto di duttilità e il fattore di struttura $q$

Come già introdotto in precedenza per duttilità si intende, a qualsiasi livello, il rapporto tra la capacità di deformazione/spostamento ultimo di una struttura, rapportata alla corrispettiva capacità al limite elastico:

$$\mu = \frac{d_u}{d_y} \tag{1.1}$$

Tra questi due valori il primo è chiaramente il più difficile da definire ed alcuni testi normativi suggeriscono di considerare come spostamento ultimo quello relativo ad una resistenza residua della struttura pari ad una percentuale della resistenza di picco, a seconda del materiale.

Anche per quanto riguarda la definizione della deformazione al limite elastico esistono differenti criteri come ad esempio: calcolare la pendenza del grafico forza-spostamento come quella della secante tra i punti di origine del grafico e il punto corrispondente al 70% della forza ultima, ed intersecarla nel punto di snervamento con una retta orizzontale rispettando il criterio di uguaglianza dell'energia.

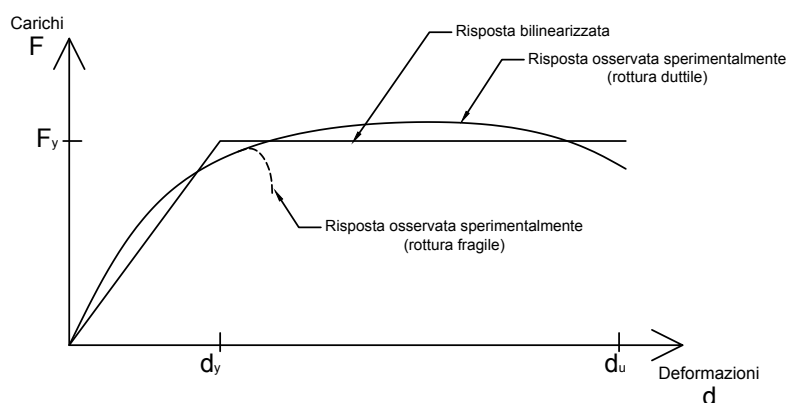


Figura 1.1 Diagramma carichi-deformazioni per rotture duttili e fragili

Il concetto di duttilità ha una grandissima importanza nella definizione di un altro fattore che influenza fortemente la progettazione in campo sismico ovvero il fattore di struttura o di comportamento  $q$ . Il fattore di comportamento viene utilizzato per la riduzione dello spettro di risposta utilizzato in fase di progettazione rispetto a quello elastico, dovuta alla comune esecuzione di analisi lineari nonostante le capacità in campo plastico del sistema strutturale.

Il fattore di struttura  $q$  è un'approssimazione del rapporto tra la forza a cui la struttura sarebbe assoggettata se la risposta fosse completamente elastica ( $F_{el,max}$ ) e la forza corrispondente al primo danneggiamento ( $F_y$ )<sup>1</sup>:

$$q = \frac{F_{el,max}}{F_y} \quad (1.2)$$

Per quanto riguarda sistemi che oscillano con alti periodi ( $T^* > T_c$ ), è valido il criterio di equivalenza degli spostamenti il quale, basandosi su osservazioni di tipo numerico, afferma che il massimo spostamento di un sistema non lineare  $d_{ep}$  è pressoché identico al massimo spostamento del sistema lineare associato  $d_e$  quindi:

$$d_e = d_{ep} = d_u \quad (1.3)$$

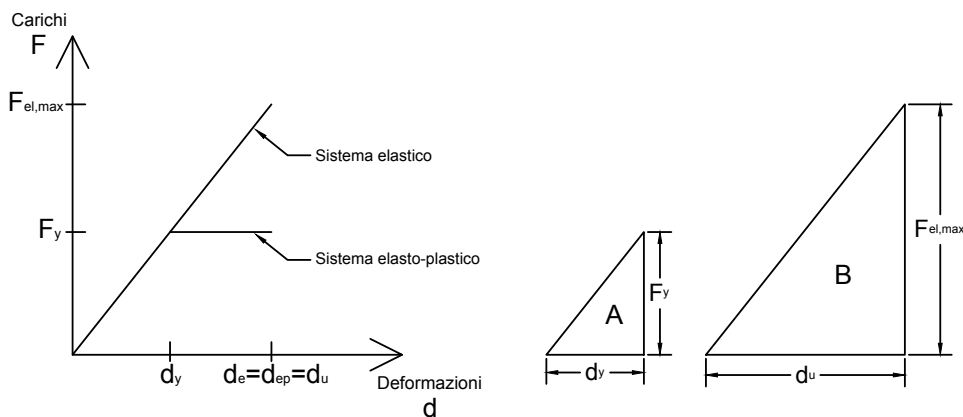


Figura 1.2 Ipotesi di uguali spostamenti

<sup>1</sup> A causa della redistribuzione delle azioni sismiche sugli elementi non ancora danneggiati, nelle strutture più complesse con maggiori livelli di iperstaticità, la resistenza  $F_y$  risulta generalmente maggiore alla forza corrispondente al primo danneggiamento.

In relazione alla Figura 1.2 la similitudine dei triangoli A e B porta alla relazione:

$$\frac{F_{el,max}}{F_y} = \frac{d_u}{d_y} \quad (1.4)$$

Pertanto, secondo (1.1) (1.2):

$$q = \mu \quad (1.5)$$

Nel caso di sistemi che oscillano invece con un periodo minore ( $T^* < T_c$ ) generalmente il sistema anelastico produce più deformazioni del corrispondente sistema elastico, ma risulta valido il criterio di equivalenza dell'energia massima di deformazione accumulata da un oscillatore.

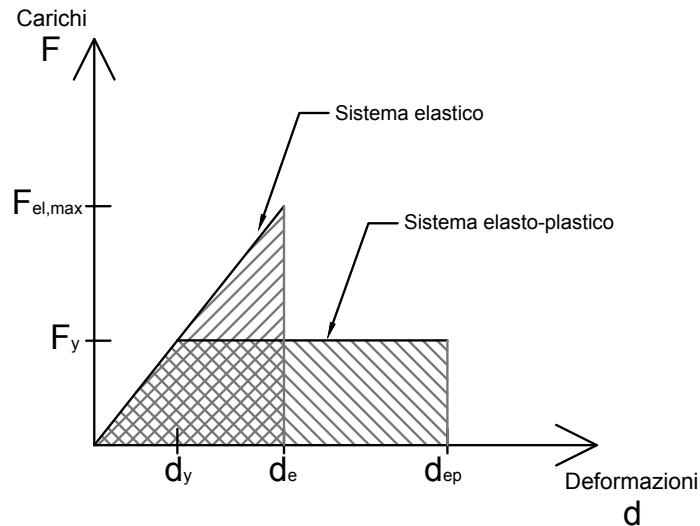


Figura 1.3 Ipotesi di equivalenza dell'energia

In relazione alla Figura 1.3 l'uguaglianza delle due aree evidenziate porta alle seguenti equazioni:

$$\frac{(F_{elmax} - F_y)(d_e - d_y)}{2} = F_y(d_{ep} - d_e) \quad (1.6)$$

Pertanto, secondo (1.1) (1.2):

$$F_y d_y \frac{(q - 1)^2}{2} = F_y d_y (\mu - q) \quad (1.7)$$

$$(q - 1)^2 + 2q = 2\mu \quad (1.8)$$

$$q = \sqrt{2\mu - 1} \quad (1.9)$$

In campo non lineare nasce la necessità di una nuova verifica oltre a quella riguardante le resistenze ovvero quella riguardante gli spostamenti, essendo questi due fattori non più direttamente proporzionali come in campo elastico.

Questa ulteriore verifica si traduce in un confronto tra capacità di duttilità che la struttura è in grado di fornire e la duttilità che l'azione sismica richiede alla costruzione

### 1.3 L'analogia della catena

L'analogia della catena paragona l'insieme di tutti i meccanismi di rottura di una struttura con una serie di maglie di una catena in cui una componente è meno resistente di tutte le altre.

In questo parallelismo la maglia meno resistente rappresenta il meccanismo di rottura che vogliamo che si verifichi ovvero quello duttile data la sua capacità di sviluppare deformazioni e quindi duttilità.

Il resto delle maglie della catena rappresentano invece i meccanismi che in fase di progettazione si decide non si debbano verificare in quanto fragili, rischiando così di non raggiungere valori capacità di duttilità della struttura tali da soddisfare le verifiche in termini di spostamenti.

In questo modo la resistenza degli anelli fragili che compongono la catena non è più solo funzione delle forze esterne, ma sarà la resistenza degli anelli duttili l'unica discriminante per la determinazione di questa.

Restando nel parallelismo della catena: la deformazione globale di quest'ultima sarà data dalla somma delle deformazioni elastiche di tutti gli anelli fragili, i quali restano in campo elastico, più la deformazione elastoplastica dell'unico anello duttile.

Questo fa sì che la duttilità globale della catena sia minore della duttilità della sola maglia duttile in quanto:

- La duttilità globale è data dal rapporto tra la deformazione ultima, ovvero quella della maglia duttile, e la deformazione al limite elastico data dalla somma delle deformazioni dei meccanismi di rottura fragile;
- La duttilità dell'anello duttile è data dal rapporto tra la stessa deformazione ultima e la sola deformazione elastica della maglia duttile.

Quest'ultimo concetto fa sì che la plasticizzazione in strutture complesse debba essere raggiunta in più zone diffuse di modo da garantire un'adeguata dissipazione di energia.



## 2 ASPETTI PER LA PROGETTAZIONE DI STRUTTURE IN CLT

### 2.1 Generalità

Il CLT o “Cross Laminated Timber” è un’innovativa tipologia costruttiva in legno che consiste nell’unione di lamelle incollate e disposte in strati incrociati, che permettono così di avere fibre disposte lungo entrambi gli assi principali, fornendo ai pannelli un’ottima resistenza nel proprio piano.

I pannelli di CLT vengono sempre realizzati con un numero dispari di strati per motivi di simmetria legati alla diversa deformabilità delle lamelle disposte in direzioni ortogonali, e gli strati più esterni vengono costruiti posizionando le fibre del legno parallelamente alle azioni alla quale la parete è soggetta staticamente. Queste pareti dette anche “shear walls” possono essere installate in conformazione “platform construction” secondo la quale ogni interpiano agisce come diaframma di appoggio per il piano sovrastante, o in conformazione “balloon construction” in cui le pareti sono continue in altezza per diversi piani.

Una seconda classificazione di tale tipologia strutturale riguarda la scelta di suddividere le pareti in pannelli secondo la conformazione a pannelli affiancati, oppure di fornire alle pareti un comportamento monolitico costruendole con un singolo pannello di CLT. Nel primo caso i vari pannelli vengono vincolati al terreno tramite connessioni posizionate alla base della parete ed uniti tra loro da connessioni verticali, mentre nel secondo caso quest’ultima tipologia di connessione non si rende necessaria.

In generale nelle strutture in CLT le pareti trasferiscono le forze laterali al diaframma sottostante o alla fondazione tramite connessioni resistenti a taglio dette “angle brackets”. Altre tipologie di connessioni quali “hold-down” vengono utilizzati per resistere alle forze di sollevamento trasferendole tra i piani fino alle fondazioni.

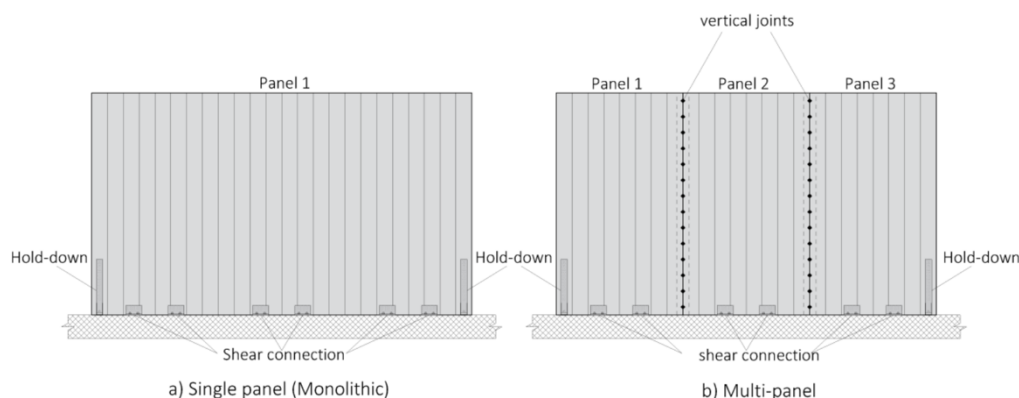


Figura 2.1 a) Parete monolitica, b) Pareti affiancate

I possibili cinematismi per carichi orizzontali che si possono verificare per costruzioni a shear wall in CLT sono essenzialmente di due tipologie: sliding ovvero lo scorrimento delle pareti lungo il proprio piano di posa, e rocking ovvero la rotazione dei pannelli attorno ad un proprio vertice. Le ricerche in campo sismico per strutture in CLT hanno portato a diverse conclusioni riguardanti queste tipologie di connessioni e cinematismi, quali:

- La resistenza, rigidezza, duttilità e capacità dissipativa delle pareti in CLT è governata quasi esclusivamente dalle proprie connessioni [4];
- Il cinematismo di rocking garantisce una maggiore dissipazione di energia rispetto a quello di sliding [5];
- Nell'ambito di sforzi laterali nel piano la deformazione dei pannelli in CLT è essenzialmente trascurabile, a differenza della stessa tipologia costruttiva a pareti eseguita con altri materiali, ad esempio il calcestruzzo armato [6].

## 2.2 Evoluzione delle tipologie di collegamento

Per la progettazione delle prime connessioni tra pannelli in CLT venivano e vengono ancor oggi utilizzate le tipologie di connessioni progettate e realizzate per strutture dette light frame shear walls. Questa tipologia costruttiva prevede la realizzazione di un telaio in tavole di legno massiccio, il quale viene rinforzato con pannelli in OSB (Oriented Strand Board) o ply-wood collegati da uno o da entrambi i lati della struttura con chiodature metalliche.



La capacità dissipativa delle costruzioni light frame è principalmente diffusa sulle chiodature tra telaio e pannelli [7] in quanto questo sistema è resistente per il meccanismo di rottura a taglio della parete, il quale risulta avere la maggior capacità dissipativa.

Le forze di sollevamento della parete vengono assorbite da hold-down collegati agli elementi verticali mentre le forze di scorrimento sul piano di posa da angle brackets collegati agli elementi orizzontali. Quest'ultime resistenze devono essere progettate come sovraresistenti rispetto al meccanismo di taglio nel piano della parete in quanto offrono una minor capacità dissipativa e quindi un comportamento tendenzialmente fragile.

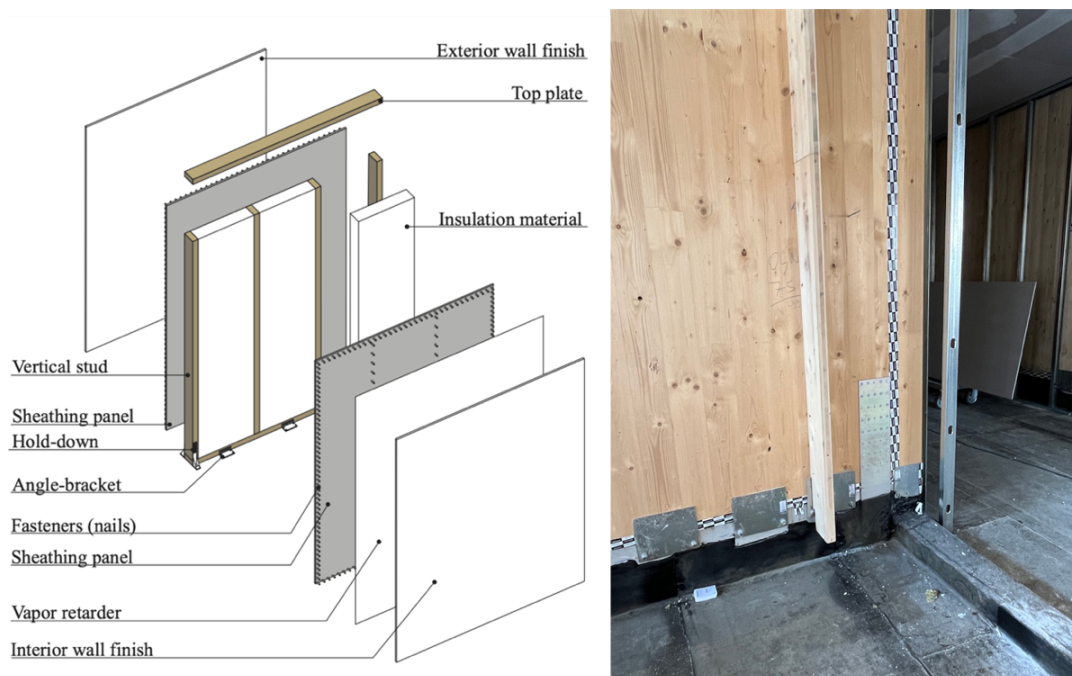


Figura 2.2 a) classica composizione di una parete frame shear-wall b) esempio di applicazione di connessioni di prima generazione in una struttura in CLT (cantiere UNIPD di Via Campagnola)

Al contrario, nelle pareti in CLT il contributo dissipativo è esclusivamente assicurato da connessioni duttili alla base dei pannelli e/o da collegamenti realizzati con elementi a gambo snello lungo le unioni verticali delle pareti. Il differente comportamento di queste due tipologie costruttive nel caso di carichi laterali come quelli sismici o di vento pertanto portano le connessioni progettate per le strutture light frame (dette anche di prima generazione o tradizionali) a non essere sempre adatte all'applicazione su pareti in CLT.

Se utilizzate in pareti in CLT, le connessioni tradizionali garantiscono un'adeguata dissipazione di energia tramite la formazione di cerniere plastiche sul gambo metallico che collega le piastre metalliche alla struttura in legno. La capacità dissipativa viene inoltre aumentata per via del meccanismo di embedment del legno, ovvero dello schiacciamento del materiale nella zona adiacente al connettore cilindrico.

La Figura 2.3 mostra come nel caso a, ovvero quello in cui entrambi i meccanismi appena presentati si sono instaurati, la capacità dissipativa sia maggiore rispetto al caso b in cui il materiale non ha raggiunto lo snervamento, non producendo così deformazioni nel gambo del connettore metallico ma solo nel legno. Il caso c rappresenta il comportamento delle più recenti tipologie di collegamento, nelle quali le deformazioni vengono concentrate in elementi esterni come ad esempio piastre metalliche, limitando così le deformazioni nel materiale ligneo, il quale è stato dimostrato essere un meccanismo scarsamente dissipativo.

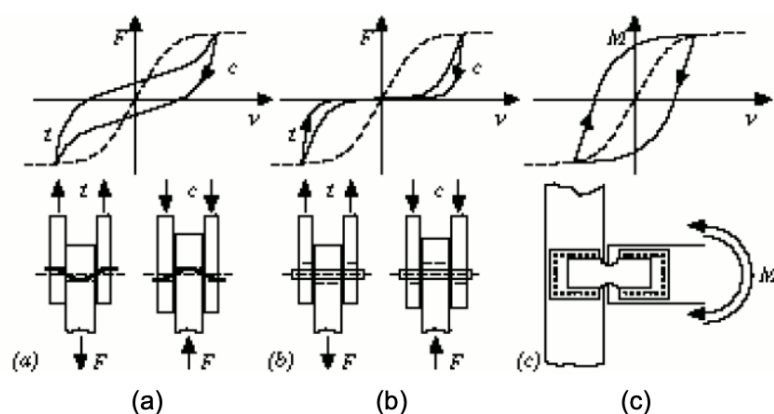
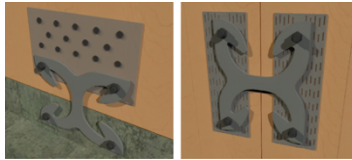
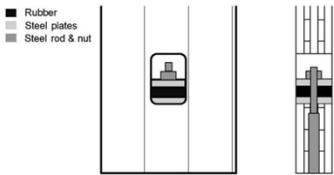
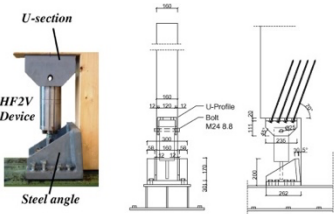
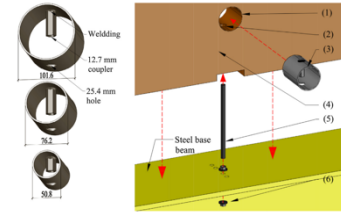


Figura 2.3 Tipologie di comportamento per carichi ciclici

L'obiettivo delle connessioni di nuova generazione è quindi quello di invertire la procedura di progettazione in capacità tra i due componenti di una connessione ossia: gli elementi di fissaggio alla parete in legno e la piastra metallica. In questa nuova tipologia di collegamenti la dissipazione di energia è fornita generalmente dalla plasticizzazione di piastre metalliche, mentre il meccanismo fragile è legato agli elementi di ancoraggio, i quali saranno opportunamente progettati applicando le consuetudini del capacity design. In questo modo l'effettiva maggiore resistenza di elementi metallici inseriti nel legno rispetto alla resistenza di progetto calcolata

secondo gli approcci semplificati è un problema di minor rilievo. Questo aspetto infatti migliora il comportamento di un meccanismo fragile nelle connessioni di nuova generazione, e non più di un meccanismo duttile come nelle connessioni tradizionali, senza pregiudicare così l'effettiva sovrarresistenza tra i diversi meccanismi di rottura.

Gli studi riguardanti le nuove tipologie di connessioni per pareti in CLT sono molteplici e considerano differenti approcci atti alla dissipazione di energia, i quali vengono riassunti di seguito in Tabella 2.1

NOME	IMMAGINE	DESCRIZIONE	REF.
X-brackets		Questa tipologia di collegamento è in grado di dissipare energia sia per sforzi di taglio che per sforzi di trazione riducendo i danni permanenti alle pareti in legno.	[8] [9]
Hold-Down iperelastici		Rispettando le normative Canadesi che richiedono la progettazione degli Hold-down come connessioni non dissipative, questa tipologia di collegamento è in grado di dissipare energia grazie alle caratteristiche elastomeriche di una gomma.	[10]
High Force To Volume (HF2V)		Sistema di smorzamento che sostituisce alle normali connessioni a trazione dei pistoni che permettono il ricentrimento della parete oltre a fornire un'ottima capacità dissipativa, eliminando i danneggiamenti sia alla parete che al collegamento stesso	[11]
Novel Tube Connector		Sistema di ancoraggio a trazione composto da un cilindro cavo in acciaio collegato alla fondazione tramite una barra filettata. La deformazione del cilindro causata dal tiro della barra filettata lo rende un collegamento di facile sostituzione che limita fortemente i danni al legno.	[12]

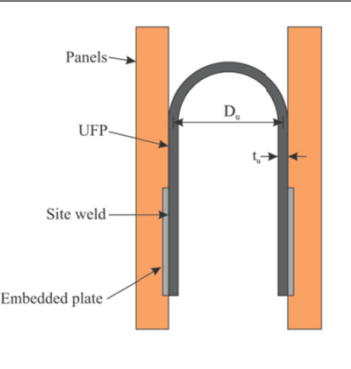

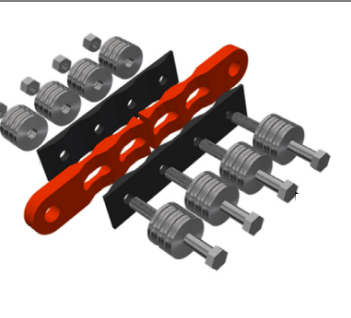
<p>U-shape Flexural Plates (UFP)</p>		<p>Collegamento tra pareti che è in grado di dissipare energia grazie alla plasticizzazione del materiale che lo compone in quantità proporzionale all'intensità della forza sollecitante. Si presenta come un'opzione, robusta, economica, di facile progettazione, applicazione e sostituzione. [13]</p>
<p>XL-Stubs</p>		<p>Connessione ispirata agli Hold-Down di prima generazione caratterizzato da una forma a clessidra che permette di innescare le deformazioni unicamente sulla piastra metallica limitando al minimo le deformazioni plastiche alla parete in CLT. [14]</p>
<p>RSFJ</p>		<p>La tecnologia RSFJ o “Resilient Slip Friction Joint” propone di accumulare le deformazioni in una piastra forata posizionata al centro della connessione, e di fornire una forza di ricentrimento della parete alla quale è collegata tramite l'utilizzo di molle a disco o “disc springs”. [15]</p>

Tabella 2.1 Connessioni di nuova generazione

## 2.3 Metodi di prova

### 2.3.1 EN 26891:1991

La Norma EN 26891:1991 [16] è una norma internazionale sviluppata dal CEN che fornisce indicazioni sulla determinazione della resistenza e delle caratteristiche di deformazione di collegamenti meccanici realizzati su strutture in legno. I principi descritti in questa norma hanno l'obiettivo di standardizzare le procedure di test al fine di garantire la comparabilità di risultati svolti in differenti laboratori.

Tale norma fornisce indicazioni sulle caratteristiche dei campioni, le quali devono rispecchiare il più possibile quelle di esercizio, e sulle tipologie di apparati da utilizzare quali:

- a) Macchina da test in grado di applicare e registrare i carichi con un'adeguata sensibilità;
- b) Equipaggiamento in grado di registrare le deformazioni (slip) nelle diverse condizioni di carico.

Viene fornita una procedura di carico da seguire che si basa sulla preventiva determinazione di una forza massima stimata  $F_{est}$  sulla base di esperienze pregresse, calcoli analitici o test precedenti. La procedura prevede di incrementare il carico fino al 40% della forza massima stimata, di mantenere il carico per 30 secondi e successivamente di scaricare il campione fino al 10% di  $F_{est}$ . Una volta terminato il primo ciclo di carico scarico si torna ad aumentare la forza agente fino al raggiungimento del carico ultimo o di un valore di deformazione (slip) pari a 15 mm. Al di sotto del valore di  $0,7 \cdot F_{est}$  la velocità da utilizzarsi per l'incremento di carico deve essere pari a  $0,2 \cdot F_{est}$  per minuto. Al di sopra del valore di  $0,7 \cdot F_{est}$  la velocità di incremento del carico può essere aumentata al fine di terminare la prova entro 5 minuti, la durata complessiva della prova dovrebbe aggirarsi attorno ai 10-15 minuti. Al termine della prova il carico ultimo o il carico al raggiungimento del limite di deformazione di 15 mm viene definito  $F_{max}$ .

Se durante l'esecuzione dei test il valore medio dei vari  $F_{max}$  si discosta dal valore stimato  $F_{est}$  per più del 20% allora questo deve essere modificato per i test successivi.

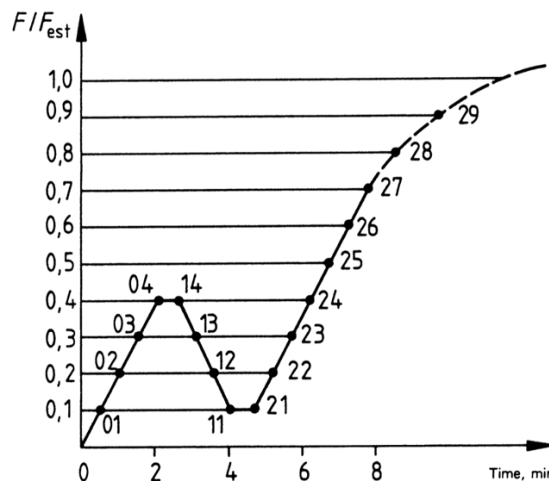


Figura 2.4 Procedura di carico

Per quanto riguarda la misurazione della deformazione sul campione se non fosse possibile registrare in maniera continua i dati si raccomanda di presentare almeno una misurazione per ogni step di carico dato dal 10%  $F_{est}$ .

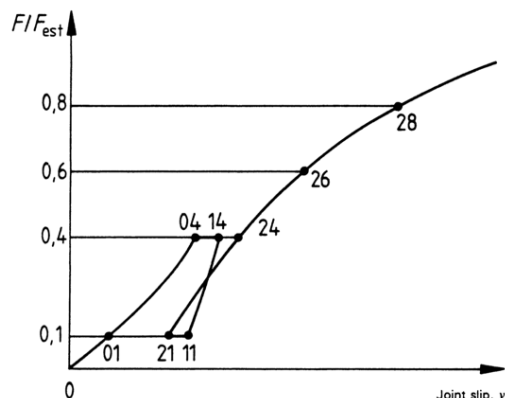


Figura 2.5 Esempio di curva forza spostamento

I risultati di ogni prova dovrebbero in seguito portare alla determinazione dei seguenti termini:

Carico massimo:  $F_{max}$  (2.1)

Carico massimo stimato:  $F_{est}$  (2.2)

Deformazione iniziale:  $v_i = v_{04}$  (2.3)

Deformazione iniziale modificata:  $v_{i,mod} = \frac{4}{3}(v_{04} - v_{01})$  (2.4)

Cedimento del collegamento:  $v_s = v_i - v_{i,mod}$  (2.5)

Deformazione elastica:  $v_e = \frac{2}{3}(v_{14} + v_{24} - v_{11} - v_{21})$  (2.6)

Modulo di deformazione iniziale:  $\kappa_i = 0,4 \cdot \frac{F_{est}}{v_{i,mod}}$  (2.7)

La norma EN 26891 impone di realizzare un report riassuntivo che contenga i risultati di goni singolo test di carico e informazioni riguardanti: valori medi, variazioni standard, modifiche ai termini in gioco ed una descrizione dei modi di rottura dei campioni.

### 2.3.2 EN 12512:2001

La norma EN12512 [17] specifica le metodologie di test che devono essere applicate per la determinazione della duttilità, della diminuzione di resistenza e delle capacità dissipative di collegamenti meccanici per strutture in legno sottoposte a carichi ciclici.

Al paragrafo “Terms and definition” la norma introduce alcuni importanti concetti quali:

- a) *Yield load o carico di snervamento  $F_y$* : carico corrispondente all’entrata in campo plastico. Quando il grafico forza spostamento del primo ciclo di carico è caratterizzato da due linee ben distinte, questo punto è definito dall’intersezione di queste (si veda Figura 2.6 a). In caso contrario il punto di snervamento è determinato tramite l’intersezione della retta che collega i punti corrispondenti ai carichi  $0,1 \cdot F_{max}$ ,  $0,4 \cdot F_{max}$  e la retta tangente alla curva forza-spostamento avente tangente pari a  $\frac{1}{6}$  (si veda Figura 2.6 b).

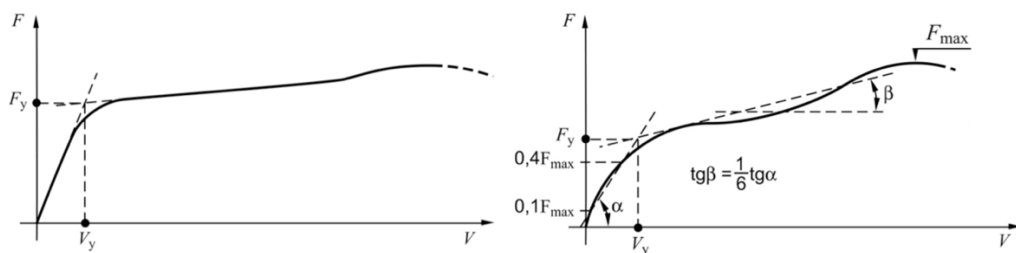


Figura 2.6 a) Definizione del punto di snervamento con grafico forza-deformazione del primo ciclo di carico caratterizzato da due linee distinte b) Definizione del punto di snervamento con grafico forza-deformazione del primo ciclo di carico generico

- b) *Impairment of strength o diminuzione di resistenza  $\Delta F$* : riduzione di carico ad un determinato livello di deformazione tra il primo e il terzo ciclo di uguale ampiezza. la riduzione di resistenza ha valori differenti nel caso di carichi in compressione ( $\Delta F_c$ ) e nel caso di carichi in trazione ( $\Delta F_t$ ).

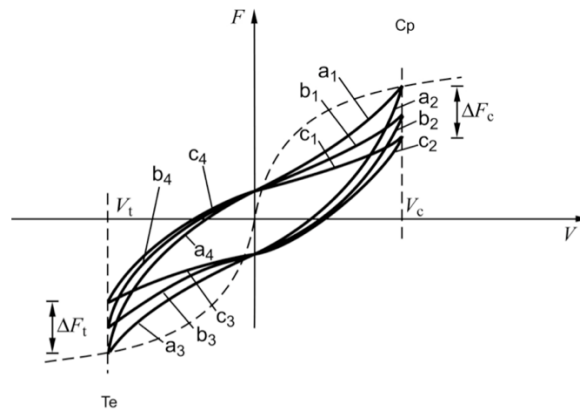


Figura 2.7 Definizione di "Impairment of strength"

- c) *equivalent viscous damping ratio o rapporto di smorzamento viscoso equivalente*: parametro adimensionale che esprime le proprietà di smorzamento isteretico di un collegamento calcolato come di seguito:

$$v_{eq} = \frac{E_d}{2\pi E_p}$$

(2.8)

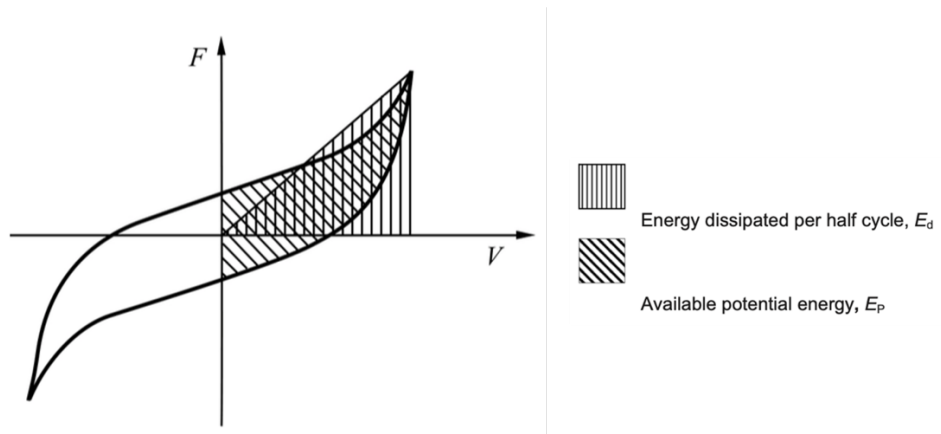


Figura 2.8 Definizione del rapporto di smorzamento viscoso equivalente per un ciclo

La presente norma descrive due diverse procedure di test: una procedura completa ed una procedura breve da utilizzarsi per la determinazione dei parametri di una connessione per livelli di duttilità prestabiliti; entrambe le procedure vengono introdotte di seguito.

La procedura completa prevede di caricare in compressione e trazione la connessione per una serie di cicli come segue:



1° ciclo:

1. applicare un carico incrementale fino al raggiungimento di una deformazione pari al 25% della deformazione a snervamento stimata  $v_{y,est}$ ;
2. caricare il campione in trazione fino al raggiungimento della condizione di deformazione nulla;
3. continuare il carico in trazione fino al raggiungimento di una deformazione pari a  $0,25 \cdot v_{y,est}$  in trazione
4. caricare il campione in compressione fino al raggiungimento della condizione di deformazione nulla.

2° ciclo: ripetere il 1° ciclo fino a deformazioni pari a  $0,50 \cdot v_{y,est}$ ;

3°,4°,5° ciclo: ripetere il 1° ciclo per tre volte fino a deformazioni pari a  $0,75 \cdot v_{y,est}$ ;

6°,7°,8° ciclo: ripetere il 1° ciclo per tre volte fino a deformazioni pari a  $v_{y,est}$ ;

la procedura continua per serie di tre cicli con deformazioni pari a  $2 \cdot v_{y,est}$ ,  $4 \cdot v_{y,est}$ ,  $6 \cdot v_{y,est}$  ecc. fino a rottura o al raggiungimento di una deformazione pari a 30 mm.

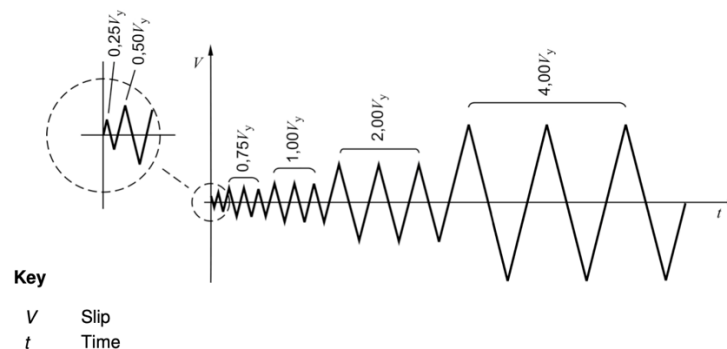


Figura 2.9 Procedura di carico completa

La procedura breve prevede di ripetere le seguenti indicazioni per tre volte dato un valore di duttilità prestabilito D:

1. applicare un carico in compressione fino al raggiungimento di una deformazione pari a  $v_c = D \cdot v_y$ ;

2. caricare il campione in trazione fino al raggiungimento della condizione di deformazione nulla;
3. continuare a caricare il campione in trazione fino al raggiungimento di una deformazione pari a  $v_t = D \cdot v_y$
4. caricare il campione in compressione fino al raggiungimento della condizione di deformazione nulla.

Al termine dei test la norma EN 12512 prescrive di fornire i seguenti risultati:

- a) diagrammi carico-deformazione e deformazione-tempo
- b) diminuzione di resistenza per ogni serie di 3 cicli, sia in compressione che in trazione
- c) il rapporto di smorzamento valutato sul terzo di ogni serie di tre cicli
- d) il massimo livello di duttilità raggiunto riferito all'involuppo dei primi cicli di ogni serie di tre cicli.

### 2.3.3 Proposta per la valutazione della resistenza oligociclica

Negli ultimi anni è stato presentato uno studio che proponeva una nuova metodologia di test basata sulla norma EN 12512, con il fine di valutare la resistenza a fatica oligociclica delle connessioni mediante una correlazione tra duttilità e degrado di resistenza [18]. Tale studio con il termine fatica oligociclica intende “la capacità delle connessioni di deformarsi in campo plastico, mantenendo valori di resistenza quasi costanti a cicli ripetuti di carico”.

Lo studio evidenzia diverse criticità nelle procedure presentate nella EN 12512 quali:

- a) La valutazione dello scorrimento di snervamento  $v_y$  è definita in due differenti modi in relazione alla presenza o meno di due tratti ben distinti nella curva di carico-deformazione. Questa possibilità può influenzare fortemente il risultato del test;
- b) All'interno della EN 12512 non si fa riferimento alle prescrizioni in termini di duttilità e riduzione di resistenza come richiesto dalle NTC18 e dall'EN 1998-1;
- c) Duttilità  $\mu$  e degrado di resistenza  $\Delta_{1-3}$  sono definite senza alcuna correlazione tra loro.

Per la valutazione della resistenza a fatica oligociclica lo studio definisce un fattore di degrado  $\eta_{deg}$  come il rapporto tra il valore del carico  $F_3(v)$  relativo alla curva di inviluppo riferita al 3° ciclo e il valore del carico  $F_1(v)$  relativo alla curva di inviluppo riferita al 1° ciclo:

$$\eta_{deg} = \frac{F_3(v)}{F_1(v)} \leq 1 \quad (2.9)$$

Questo termine viene poi utilizzato per la determinazione di un valore di deformazione ultima  $v_{u,deg}$  ottenuto come il minimo tra lo scorrimento massimo  $v_u$  valutato secondo la EN 12512 ed il valore di deformazione per il quale si raggiunge un valore limite del fattore di degrado  $\eta_{deg,lim}$ <sup>2</sup>.

$$v_{u,deg} = \min \left[ v_u ; v \left( \eta_{deg} = \eta_{deg,lim} \right) \right] \quad (2.10)$$

A questo punto lo studio propone di verificare che il valore di resistenza della curva di inviluppo riferita al primo ciclo in corrispondenza dello scorrimento  $v_{u,deg}$  sia maggiore dell'80% del valore nominale di resistenza della connessione  $F_N$ , calcolata secondo le procedure descritte nella EN 26891.

$$F_1(v_{u,deg}) \geq 0,8 \cdot F_N \quad (2.11)$$

Quando l'equazione 2.11 non è verificata è possibile ridurre il termine  $v_{u,deg}$ , in caso contrario è possibile procedere al calcolo della duttilità  $\mu_{deg}$ .

$$\mu_{deg} = \frac{v_{u,deg}}{v_y} \quad (2.12)$$

Se l'equazione 2.11 non è verificata per nessun valore di  $v_{u,deg}$  la connessione non è da considerarsi adatta alla dissipazione di energia.

Lo spostamento al limite elastico  $v_y$  viene calcolato secondo il metodo EEEP (Equivalent Energy Elasto-Plastic) proposto nella norma ASTM E2126 che lo

---

<sup>2</sup> NTC18 ed EC8 prescrivono che le zone dissipative debbano essere in grado di deformarsi plasticamente per almeno tre cicli a inversione completa senza che si verifichi una riduzione della loro resistenza maggiore del 20%. Per questo motivo i test riportati nello studio considerano un valore di  $\eta_{deg,lim}$  pari a 0,8.

definisce come l'intersezione tra la retta elastica e quella plastica. La prima viene ottenuta congiungendo l'origine con il punto della curva di inviluppo al primo ciclo caratterizzato da un valore del carico pari al 40% della forza massima, mentre la seconda è ottenuta da un'equivalenza delle aree sottese fra curva EEEP e curva di inviluppo al 1° ciclo, per valori di scorrimento inferiori al valore di scorrimento ultimo  $v_u$  (Figura 2.10).

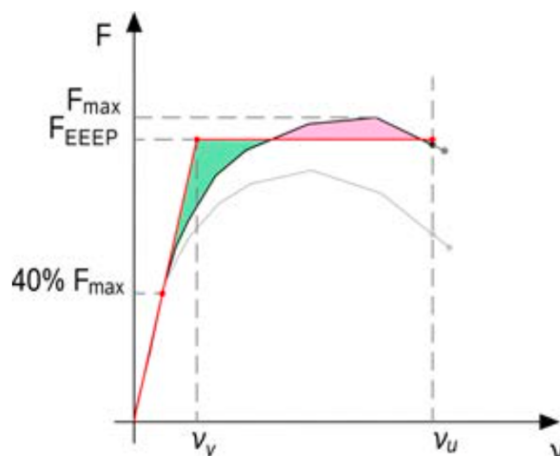


Figura 2.10 Metodo EEEP per la determinazione dello scorrimento a snervamento

La proposta per la procedura di test in condizione di carichi ciclici presentata nello studio viene di seguito riassunta:

1. Esecuzione di una prova monotona. Calcolo dello scorrimento a snervamento  $v_{y,est}$  unicamente secondo il metodo b della EN12512. Valutazione della resistenza nominale  $F_N$  (in accordo a quanto riportato nella EN26891).
2. Esecuzione di una prova ciclica secondo un protocollo facente riferimento al valore dello scorrimento a snervamento  $v_{y,est}$  ottenuto dalla prova monotona. Definizione delle curve di inviluppo carico- scorrimento al 1° e al 3° ciclo.
3. Valutazione dello scorrimento ultimo  $v_u$  secondo la norma EN12512. Valutazione dello scorrimento a snervamento  $v_y$  in accordo al metodo b della EN12512.
4. Calcolo dello scorrimento ultimo  $v_{u,deg}$  tenendo conto del degrado oligociclico fra primo e terzo ciclo secondo l'Equazione (2.10).

5. Verifica della condizione inerente alla resistenza della connessione in corrispondenza allo scorrimento ultimo  $v_{u,deg}$ , secondo l'Equazione (2.11).
6. Calcolo della duttilità  $\mu_{deg}$  come riportato nell'Equazione (2.12).

### 2.3.4 Analisi di carico su connettori X-Bracket

Recenti studi (Trutalli et al. 2018 [9], Scotta et al. 2016 [19]) hanno dimostrato che l'uso di connessioni metalliche caratterizzate da un comportamento meccanico adeguatamente definito e conosciuto può migliorare significativamente la duttilità e la capacità dissipativa delle strutture in CLT e l'attendibilità della gerarchia delle resistenze.

Un esempio di connessione detta di nuova generazione è la piastra metallica denominata "X-Bracket", sviluppata e testata dai ricercatori del dipartimento ICEA dell'Università degli studi di Padova. Questa tipologia di connessione è composta da una piastra metallica dello spessore di 6 mm tagliata in forme di X con 4 punti di fissaggio costituiti da fori del diametro di 16 mm utilizzati per l'ancoraggio ai pannelli in CLT o alla fondazione.

I test di carico svolti hanno seguito le procedure di carico cicliche prescritte dalla norma EN 12512 imponendo un valore della deformazione a snervamento stimata pari a 4mm. I dati raccolti durante i test hanno riguardato sia prove con sforzi di trazione sia prove con sforzi di taglio in cui i connettori sono stati sollecitati diagonalmente e lasciati liberi di deformarsi in tale direzione. Per il test la piastra è stata ancorata ad un telaio metallico rigido tramite 4 bulloni M16 classe 8.8.

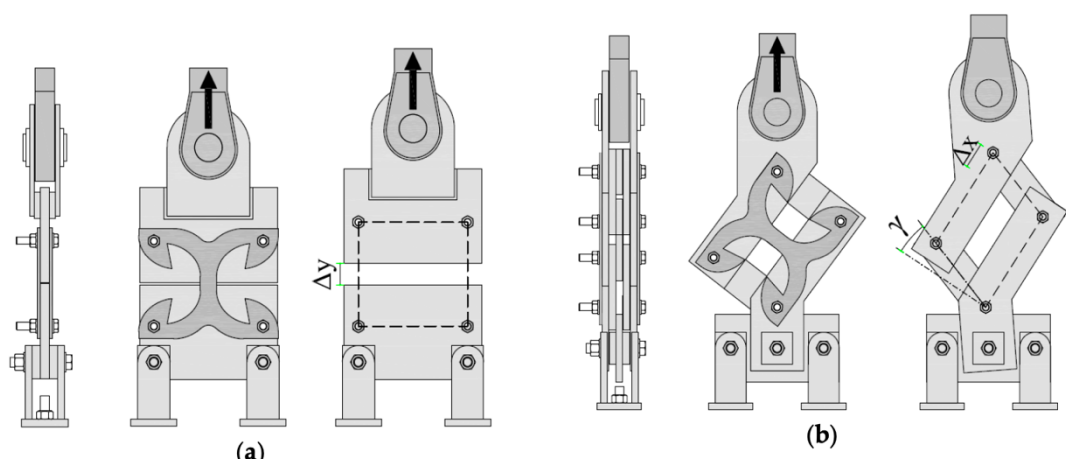


Figura 2.11 a) Setup prova a trazione b) Setup prova a taglio

Nelle prove di carico riguardanti sforzi di trazione l'uniforme distribuzione delle zone di snervamento conferiscono alla connessione una grande deformabilità e quindi un'ottima capacità dissipativa. I diagrammi relativi a tali test mostrano cicli di isteresi completi fino al raggiungimento di un valore di deformazione pari a 24 mm, oltre il quale la piastra di acciaio inizia a manifestare fenomeni di degradazione di resistenza e di instabilità dell'equilibrio. La rottura del provino scaturisce durante le fasi di scarico successive alla manifestazione di tali meccanismi e risulta interessare la parte centrale della connessione metallica. Come risulta chiaramente dal diagramma di carico il provino è in grado di garantire un'adeguata risposta isteretica anche oltre il livello deformativo di 24 mm raggiungendo il completamento del terzo ciclo anche per deformazioni pari a 10 volte la deformazione di snervamento stimata.

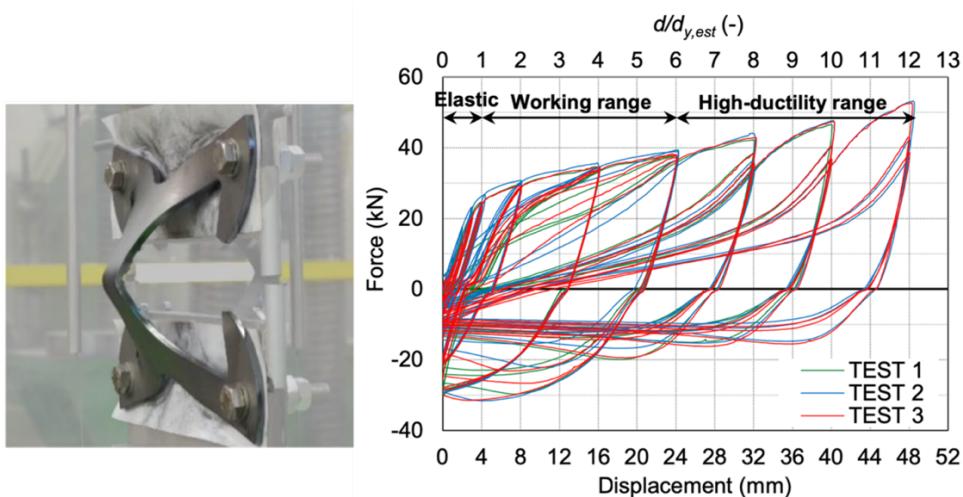


Figura 2.12 a) Campione a rottura per sforzi di trazione b) Diagramma forza-spostamento per sforzi di trazione

Anche per i test svolti con sollecitazioni taglianti il meccanismo di rottura interessa la zona centrale del provino, il che può essere spiegato dal meccanismo di instabilità torsionale che risulta instaurarsi per deformazioni superiori ai 16 mm. La degradazione di resistenza interessa i cicli di carico-scarico con deformazioni superiori ai 24 mm quindi anche per azioni taglianti il campione è in grado di dissipare energia anche oltre la prima manifestazione di fenomeni di instabilità.

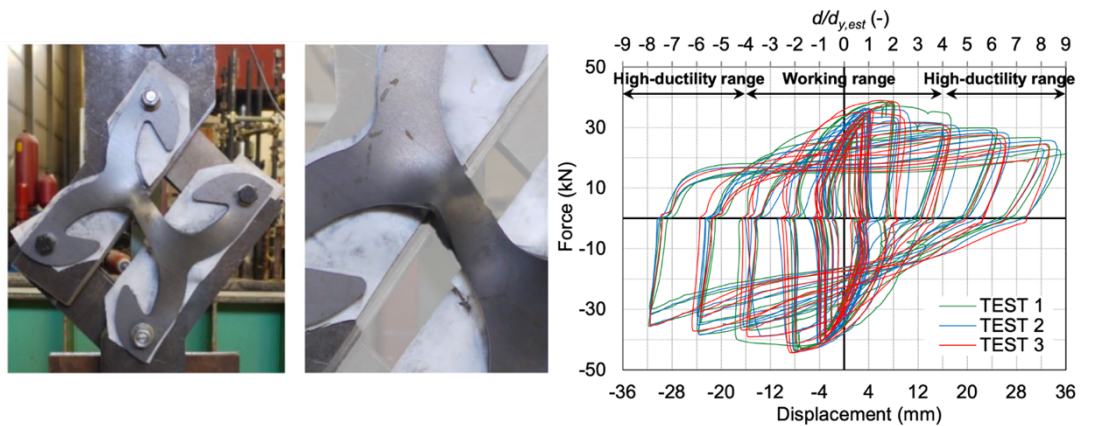


Figura 2.13 a) Campione a rottura per sforzi taglianti b) Diagramma forza-spostamento per sforzi di taglio

Durante lo studio dei risultati ottenuti dalle prove di carico sono state definite tre differenti range di deformazioni per chiarire l'uso di tali tipologie di connessioni in strutture in CLT con comportamento elasto-plastico:

- Range elastico: caratterizzato da un'elevata rigidità elastica e per questo motivo spostamenti minimi, ottimale per carichi laterali di lieve entità come quelli dati dall'azione del vento;
- Range di lavoro: caratterizzato da limitati fenomeni di instabilità locale e minima degradazione di resistenza, garantendo così la maggiore capacità dissipativa possibile;
- Range ad elevata duttilità: nel quale si sviluppano maggiormente i fenomeni di instabilità che portano a rottura e alla diminuzione della capacità dissipativa. Questo range di deformazioni non viene raggiunto dalle connessioni tradizionali ed è indispensabile per fornire un'elevata duttilità alla struttura.

Lo studio relativo a questa nuova tipologia di collegamento è proseguito con lo scopo di determinare la presenza o meno di sostanziali differenze di comportamento oligo-ciclico tra la piastra X-bracket testata come appena descritto e la stessa connessione legata ad un pannello in CLT. La nuova prova prevedeva di unire il collegamento oggetto di analisi ad un pannello in CLT dello spessore di 120 mm tramite due bulloni  $\phi 16 \times 200$  mm classe 8.8 con l'ausilio di una piastra rettangolare

ancorata al legno tramite una serie di viti non completamente filettate. Tale piastra è necessaria per diminuire l'effetto di wood embedment dovuto al diametro dei bulloni utilizzati, il quale risulta deleterio ai fini della capacità dissipativa della connessione. I risultati del test svoltosi con le stesse modalità di quello svolto sulla sola piastra X-bracket non hanno evidenziato significative differenze con una diminuzione di resistenza media in quest'ultimo test pari a circa l'8% nel range definito di lavoro e addirittura minori nel range ad alta duttilità.

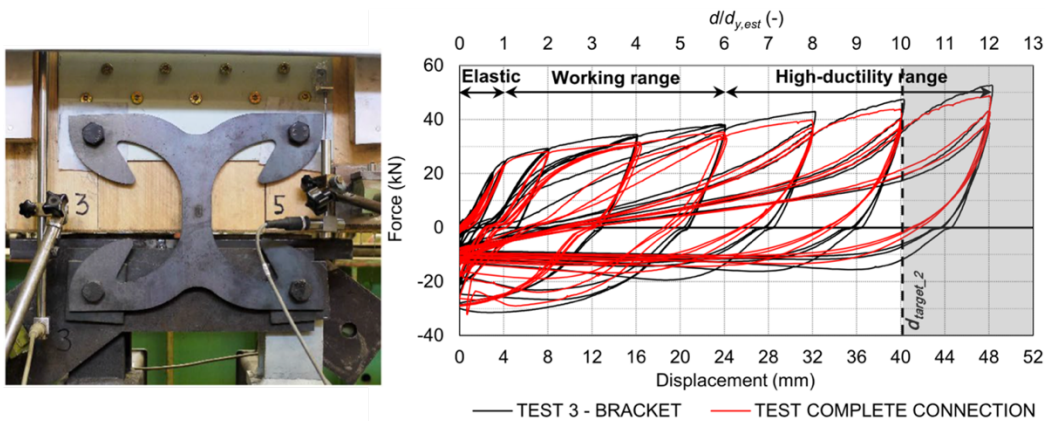


Figura 2.14 a) Collegamento X-bracket – pannello in CLT b) Confronto dei diagrammi forza-spostamento dei test effettuati sul solo X-bracket (in nero) e sul collegamento completo (in rosso)

## 2.4 Principio teorico per il calcolo del fattore di sovrarresistenza $\gamma_{Rd}$

Come già introdotto in precedenza l'applicazione del capacity design si basa sul confronto delle capacità portanti degli elementi duttili e di quelli fragili e nello specifico nella veridicità della seguente disequazione:

$$F_{B,code}^- \geq F_{D,peak}^+ \quad (2.13)$$

Dove:

$F_{B,code}^-$  è il quinto percentile della capacità portante dell'elemento fragile calcolato secondo prescrizioni normative;

$F_{D,peak}^+$  è il novantacinquesimo percentile della capacità portante dell'elemento duttile.

Quest'ultimo valore relativo al meccanismo di rottura più duttile solitamente non è conosciuto e viene stimato tramite la seguente formula:



$$F_{D,peak}^+ = \gamma_{Rd} F_{D,code}^- \quad (2.14)$$

Dove:

$\gamma_{Rd}$  è fattore di sovraresistenza;

$F_{D,code}^-$  è il valore di capacità portante dell'elemento duttile espresso da un benessere tecnico europeo ETA oppure calcolato secondo indicazioni normative.

Il fattore di sovraresistenza risulta quindi:

$$\gamma_{Rd} = \frac{F_{D,peak}^+}{F_{D,code}^-} = \frac{F_{D,peak}^+}{F_{D,peak}^-} \cdot \frac{F_{D,peak}^-}{F_{D,code}^-} = \gamma_{sc} \cdot \gamma_{an} \quad (2.15)$$

Dove:

$F_{D,peak}^-$  è il quinto percentile della capacità portante di picco dell'elemento duttile;

$\gamma_{sc}$  è lo scattering o dispersione dei dati relativi alla capacità portante di picco dell'elemento duttile;

$\gamma_{an}$  è detta sovraresistenza analitica.

Il valore di  $\gamma_{sc}$  è calcolabile in maniera sperimentale mentre per quanto riguarda la sovraresistenza analitica  $\gamma_{an}$ , è dipendente dalla metodologia analitica utilizzata dalla normativa di riferimento o del documento ETA in analisi per la determinazione  $F_{D,code}^-$ . Risulta chiaro che è possibile considerare nei calcoli appena riportati i valori "peak" ovvero di capacità massima soltanto nell'eventualità in cui la struttura sia effettivamente in grado di raggiungere i livelli di spostamento necessari ad esprimere la massima duttilità. Nel caso di valori di deformazioni minori i valori "peak" di spostamento  $d$  e resistenza  $F$  devono essere sostituiti da valori "target" ovvero quelli effettivamente raggiunti dalla connessione in esame, producendo così una diminuzione del valore del fattore di sovraresistenza.

Per una valutazione ancor più precisa del fattore di sovraresistenza è possibile considerare gli effettivi valori di progetto delle resistenze in gioco e non i loro valori caratteristici  $F_{D,d}^+$  e  $F_{D,d}^-$ , introducendo i relativi fattori di sicurezza del materiale

$\gamma_M$ .

L'equazione (2.15) sarebbe quindi così definita

$$\gamma_{Rd} = \frac{F_{D,d}^+}{F_{D,d}^-} = \frac{F_{D,peak}^+ \cdot \gamma_{M,D}^+}{F_{D,peak}^-} \cdot \frac{F_{D,peak}^-}{F_{D,code}^- / \gamma_{M,D}^-} = \gamma_{sc} \cdot \gamma_{an} \cdot \gamma_{M,D}^- \cdot \gamma_{M,D}^+ \quad (2.16)$$

Dove:

$\gamma_{M,D}^-$  è il fattore di sicurezza del materiale che divide il valore fornito da normativa  $F_{D,code}^-$ ;

$\gamma_{M,D}^+$  è il fattore di sicurezza del materiale che moltiplica il 95-esimo percentile della resistenza del meccanismo duttile.

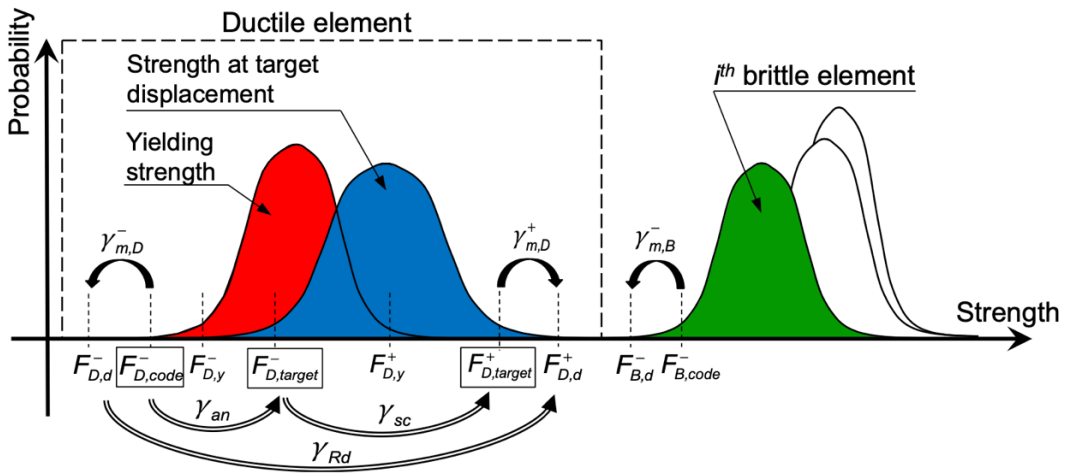


Figura 2.15 Modello concettuale del capacity design applicato ad una connessione duttile

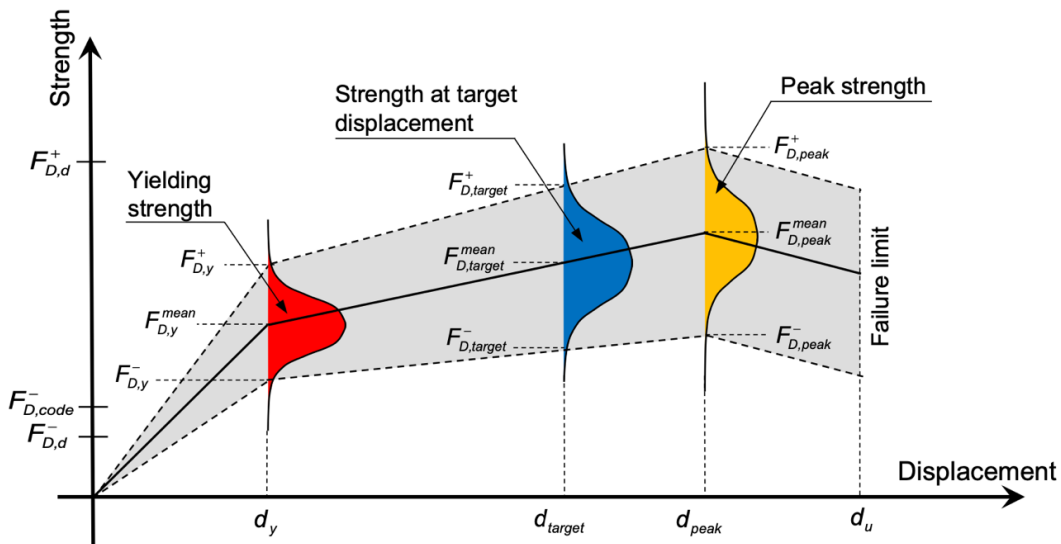


Figura 2.16 Capacità di snervamento (in rosso), target (in blu) e di picco (in giallo)

Secondo la presente metodologia di calcolo del fattore di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$ , ad influenzarne il valore non è soltanto la variabilità statistica della resistenza della componente duttile, ma anche il metodo analitico scelto per la stima della resistenza caratteristica secondo una determinata normativa.

#### 2.4.1 Fattori di sovrarresistenza per connessioni tradizionali ed innovative

La seguente tabella riassume i valori del fattore di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$  per connessioni tradizionali applicabili a sistemi costruttivi in CLT, calcolati secondo la procedura appena riportata nella presente sezione. Per supportare i dati della Tabella 2.2 sono stati considerati i seguenti studi scientifici e test sperimentali riguardanti diverse tipologie di collegamenti:

- a) Izzi et al. 2016: connessioni metalliche a gambo snello;
- b) O’Ceallaigh ed Harte 2019: connessioni legno-metallo tramite viti a doppia filettatura STS;
- c) Ottenhaus et al. 2018: connessioni legno-metallo tramite tasselli o perni;
- d) Gavric et al. 2015a: connessioni tramite viti sottoposte a carichi ciclici;
- e) Gavric et al. 2015b: connessioni tradizionali come angle brackets ed hold down

Connector/Fastener	$\gamma_{sc}$	$\gamma_{an}$	$\gamma_{Rd}$
Nails loaded parallel to face lamination <sup>(a)</sup>	1.27	1.61	<b>2.04</b>
Nails loaded perpendicular to face lamination <sup>(a)</sup>	1.53	1.69	<b>2.59</b>
5×50 STS loaded parallel to face lamination <sup>(b)</sup>	1.71	1.39	<b>2.38</b>
5×75 STS loaded parallel to face lamination <sup>(b)</sup>	1.39	1.80	<b>2.50</b>
5×50 STS loaded perpendicular to face lamination <sup>(b)</sup>	1.87	1.27	<b>2.37</b>
5×75 STS loaded perpendicular to face lamination <sup>(b)</sup>	1.60	1.67	<b>2.67</b>
Dowels <sup>(c)</sup>	1.51	1.29	<b>1.95</b>
Panel-to-panel joints with screws (half-lap joint) <sup>(d)</sup>	1.88	0.95	<b>1.79</b>
Panel-to-panel joints with screws (LVL joint) <sup>(d)</sup>	1.52	1.37	<b>2.08</b>
Hold-down in tension <sup>(e)</sup>	1.30	2.60	<b>3.38</b>
Hold-down in shear <sup>(e)</sup>	1.38	-	-
Angle bracket in tension <sup>(e)</sup>	1.23	2.80	<b>3.44</b>
Angle bracket in shear <sup>(e)</sup>	1.16	1.70	<b>1.97</b>

<sup>(a)</sup> From (Izzi et al. 2016)

<sup>(b)</sup> From (O’Ceallaigh and Harte 2019)

<sup>(c)</sup> From (Ottenhaus et al. 2018)

<sup>(d)</sup> From (Gavric et al. 2015a)

<sup>(e)</sup> From (Gavric et al. 2015b)

Tabella 2.2 TAB 2.X Confronto tra fattori di sovrarresistenza ricavati per diverse tipologie di connessioni tradizionali

Dalla tabella risulta chiaramente che le connessioni come angle brackets ed hold down siano soggette a valori di fattore di sovrarresistenza maggiore dovuto principalmente alla maggiore incertezza analitica  $\gamma_{an}$ .

Come esempio di calcolo del fattore  $\gamma_{Rd}$  per connessioni innovative vengono riportati i risultati ottenuti dallo studio condotto da Trutalli et al. 2019 [9] riguardante la connessione X-Bracket precedentemente analizzata. Lo studio ha prodotto risultati per deformazioni minori a quelle necessarie ad esprimere capacità portanti di picco e sono state per questo definite due livelli di deformazione target quali:  $d_{target_1} = 24 \text{ mm}$  e  $d_{target_2} = 40 \text{ mm}$ .

Nell'ipotesi che  $F_{D,code}^-$  sia pari al quinto percentile della capacità portante a snervamento dell'elemento duttile  $F_{D,y}^-$ , i test condotti con sforzi di trazione è risultato:

$$\gamma_{Rd} = \gamma_{sc} \cdot \gamma_{an} = \frac{F_{D,target_1}^+}{F_{D,target_1}^-} \cdot \frac{F_{D,target_1}^-}{F_{D,y}^-} = 1,07 \cdot 1,35 = 1,44 \quad (2.17)$$

$$\gamma_{Rd} = \gamma_{sc} \cdot \gamma_{an} = \frac{F_{D,target_2}^+}{F_{D,target_2}^-} \cdot \frac{F_{D,target_2}^-}{F_{D,y}^-} = 1,04 \cdot 1,68 = 1,76 \quad (2.18)$$

Nel caso di test svolto con azioni taglianti invece:

$$\gamma_{Rd} = \gamma_{sc} \cdot \gamma_{an} = \frac{F_{D,peak}^+}{F_{D,peak}^-} \cdot \frac{F_{D,peak}^-}{F_{D,y}^-} = 1,04 \cdot 1,11 = 1,15 \quad (2.19)$$

La differenza tra la prima tipologia di connessioni e la seconda analizzata dimostra che il fattore di sovrarresistenza assume valori minori nel caso di connessioni che localizzano le deformazioni plastiche in un elemento metallico come una piastra, preservando la connessione di questa al pannello in CLT.

## 2.5 Proposta per il calcolo del fattore di struttura q

Il valore del fattore di struttura q per strutture in CLT può dipendere da molti fattori tra i quali:

- a) Regolarità in pianta ed in elevazione della struttura;
- b) Numero di piani della struttura;
- c) Numero e posizionamento delle connessioni;

- d) Snellezza delle pareti;
- e) Norme e criteri seguiti in fase di progettazione.

Una prima formulazione per la corretta stima del fattore di struttura  $q$  considerando tutti questi aspetti è stata presentata da Pozza e Trutalli [20] a seguito dell'analisi dei risultati ottenuti da un caso studio basato su modelli numerici.

Lo studio si poneva l'obiettivo di determinare il fattore di comportamento di pareti in CLT tramite l'applicazione dell'approccio PGA, grazie ai dati forniti da una serie di analisi dinamiche non lineari eseguite su modelli numerici in grado di simulare l'effettiva risposta alle azioni sismiche.

Secondo tale approccio il calcolo del fattore di struttura avviene secondo la seguente formula.

$$q_0 = \frac{PGA_u}{PGA_d} \quad (2.20)$$

Dove:

$PGA_u$  è la massima accelerazione del suolo in fase di rottura, valutata numericamente tramite l'interpolazione dei dati ottenuti da diverse analisi dinamiche non lineari;

$PGA_d$  è la massima accelerazione del suolo considerata in fase di progettazione, calcolata analiticamente.

Il caso studio presentato da Pozza e Trutalli [20] ha analizzato 24 elementi bidimensionali caratterizzati da diverse dimensioni alla base e da una diversa densità delle connessioni tra i pannelli che compongono le pareti. Ad ogni parete è stato assegnato un codice identificativo per il quale:

- La prima lettera (A o B) identifica la dimensione alla base della parete: nel caso A è pari a 17,5 m e nel caso B è pari a 8,75 m;
- Il numero (1, 3, 5 o 7) identifica il numero di piani, con un'altezza interpiano pari a 3,05 m;
- La seconda lettera (N, M, o H) identifica la tipologia costruttiva adottata: nel caso N la parete è composta da un solo pannello, nel caso M i pannelli che compongono la parete hanno una larghezza pari a 4,375 m e nel caso H i pannelli sono larghi 1,25 m.

























	No vertical joints		Medium density of vertical joints		High density of vertical joints	
	Building A B = 17.5 m	Building B B = 8.75 m	Building A B = 17.5 m	Building B B = 8.75 m	Building A B = 17.5 m	Building B B = 8.75 m
1 Storey						
	<b>A 1 N</b>	<b>B 1 N</b>	<b>A 1 M</b>	<b>B 1 M</b>	<b>A 1 H</b>	<b>B 1 H</b>
	M = 18.0 t	M = 12.0 t	M = 18.0 t	M = 12.0 t	M = 18.0 t	M = 12.0 t
	T <sub>1</sub> = 0.12 s	T <sub>1</sub> = 0.14 s	T <sub>1</sub> = 0.14 s	T <sub>1</sub> = 0.14 s	T <sub>1</sub> = 0.17 s	T <sub>1</sub> = 0.16 s
3 Storeys						
	<b>A 3 N</b>	<b>B 3 N</b>	<b>A 3 M</b>	<b>B 3 M</b>	<b>A 3 H</b>	<b>B 3 H</b>
	M = 92.0 t	M = 60.0 t	M = 92.0 t	M = 60.0 t	M = 92.0 t	M = 60.0 t
	T <sub>1</sub> = 0.24 s	T <sub>1</sub> = 0.28 s	T <sub>1</sub> = 0.30 s	T <sub>1</sub> = 0.30 s	T <sub>1</sub> = 0.41 s	T <sub>1</sub> = 0.36 s
5 Storeys						
	<b>A 5 N</b>	<b>B 5 N</b>	<b>A 5 M</b>	<b>B 5 M</b>	<b>A 5 H</b>	<b>B 5 H</b>
	M = 166.0 t	M = 108.0 t	M = 166.0 t	M = 108.0 t	M = 166.0 t	M = 108.0 t
	T <sub>1</sub> = 0.40 s	T <sub>1</sub> = 0.46 s	T <sub>1</sub> = 0.47 s	T <sub>1</sub> = 0.50 s	T <sub>1</sub> = 0.58 s	T <sub>1</sub> = 0.60 s
7 Storeys						
	<b>A 7 N</b>	<b>B 7 N</b>	<b>A 7 M</b>	<b>B 7 M</b>	<b>A 7 H</b>	<b>B 7 H</b>
	M = 240.0 t	M = 156.0 t	M = 240.0 t	M = 156.0 t	M = 240.0 t	M = 156.0 t
	T <sub>1</sub> = 0.59 s	T <sub>1</sub> = 0.67 s	T <sub>1</sub> = 0.65 s	T <sub>1</sub> = 0.71 s	T <sub>1</sub> = 0.80 s	T <sub>1</sub> = 0.75 s

Tabella 2.3 Configurazione delle pareti oggetto di analisi

Non essendo disponibili informazioni riguardo il comportamento a carichi combinati taglio-trazione sulle connessioni presenti nelle pareti oggetto di analisi, si sono considerate come reagenti a soli sforzi di taglio le connessioni tra pareti e le piastre del tipo angle brackets mentre reagenti ai soli sforzi di trazione gli hold-down. Per lo svolgimento delle analisi dinamiche non lineari si sono considerate 7 diversi segnali sismici generati artificialmente i quali rispettavano la seguente ipotesi:

$$PGA = PGA_d = 0,35g \quad (2.21)$$

I valori di  $q_0$  di seguito riportati si sono ottenuti applicando l'equazione (2.20) con un valore  $PGA_u$  pari all'accelerazione del terreno allo step di calcolo in cui si raggiunge la condizione di rottura, ovvero il raggiungimento dello spostamento ultimo imposto ad una delle molle non lineari utilizzate nel modello numerico.

ASPETTI PER LA PROGETTAZIONE DI STRUTTURE IN CLT

q <sub>0</sub> -factor	A1N	A1M	A1H	A3N	A3M	A3H	A5N	A5M	A5H	A7N	A7M	A7H
Earthquake 1	1.81	1.97	2.29	2.80	3.12	3.76	2.96	3.66	4.52	3.76	4.41	5.11
Earthquake 2	2.01	2.41	2.61	3.12	3.33	3.93	3.23	4.09	4.84	4.30	4.84	5.38
Earthquake 3	1.69	1.97	2.10	2.69	2.96	3.66	3.07	3.66	4.30	4.03	4.03	5.11
Earthquake 4	1.61	1.97	2.19	2.90	3.39	4.20	4.19	4.26	4.47	4.22	4.52	4.95
Earthquake 5	2.01	2.28	2.42	3.33	3.98	4.72	4.84	4.58	4.73	4.30	4.95	5.29
Earthquake 6	1.57	1.71	2.06	3.23	3.66	3.94	3.50	3.57	5.08	3.01	4.73	5.16
Earthquake 7	1.65	1.97	2.19	3.39	3.44	4.62	4.57	4.44	4.04	4.22	4.09	4.39
Minimum	1.57	1.71	2.06	2.69	2.96	3.66	2.96	3.57	4.04	3.01	4.03	4.39
Average	1.76	2.04	2.27	3.07	3.41	4.12	3.76	4.04	4.57	3.98	4.51	5.06
Maximum	2.01	2.41	2.61	3.39	3.98	4.72	4.84	4.58	5.08	4.30	4.95	5.38
SD	0.18	0.23	0.19	0.27	0.34	0.41	0.76	0.41	0.35	0.47	0.36	0.33
5th percentile	1.38	1.56	1.87	2.50	2.71	3.25	2.17	3.18	3.85	3.00	3.76	4.38

Tabella 2.4 Risultati per pareti definite dal codice A (dimensione alla base pari a 17,5 m)

q <sub>0</sub> -factor	B1N	B1M	B1H	B3N	B3M	B3H	B5N	B5M	B5H	B7N	B7M	B7H
Earthquake 1	2.19	2.19	2.29	3.26	3.14	2.86	4.29	4.46	4.86	4.00	4.29	5.03
Earthquake 2	2.74	2.74	2.86	3.71	3.54	3.60	4.69	4.86	4.80	4.17	4.57	5.14
Earthquake 3	2.19	2.19	2.29	3.14	3.43	3.54	4.29	4.57	4.29	4.00	4.46	5.71
Earthquake 4	2.08	2.08	2.17	3.43	3.54	3.54	3.73	3.25	4.25	4.43	4.25	5.26
Earthquake 5	2.58	2.58	2.69	3.43	3.66	4.57	4.22	4.11	4.62	4.39	4.43	5.26
Earthquake 6	1.92	1.87	1.89	3.49	3.43	3.31	3.73	3.20	3.47	4.34	4.57	5.26
Earthquake 7	2.47	2.47	2.57	3.43	3.60	4.00	4.32	3.89	4.39	4.30	4.53	4.75
Minimum	1.92	1.87	1.89	3.14	3.14	2.86	3.73	3.20	3.47	4.00	4.25	4.75
Average	2.31	2.30	2.39	3.41	3.48	3.63	4.18	4.05	4.38	4.23	4.44	5.20
Maximum	2.74	2.74	2.86	3.71	3.66	4.57	4.69	4.86	4.86	4.43	4.57	5.71
SD	0.29	0.31	0.33	0.18	0.17	0.54	0.34	0.64	0.47	0.18	0.13	0.29
5th percentile	1.70	1.67	1.70	3.04	3.12	2.51	3.46	2.70	3.41	3.86	4.17	4.59

Tabella 2.5 Risultati per pareti definite dal codice B (dimensione alla base pari a 8,75 m)

I risultati ottenuti dallo studio delle 24 tipologie di pareti sottoposte ai 7 segnali sismici hanno portato alla correlazione tra fattore di struttura q<sub>0</sub> e i parametri di seguito definiti:

- Parametro adimensionale relativo alla densità delle connessioni:

$$\beta = \frac{\alpha_0}{\alpha} = \frac{P}{P_0} \quad (2.22)$$

Dove:

$\alpha_0$  è il rapporto tra l'area A della parete e il perimetro P<sub>0</sub> di un ipotetico pannello di riferimento senza alcun collegamento;

$\alpha$  è il rapporto tra l'area  $A$  della parete e la somma delle lunghezze di collegamento  $P$

- Snellezza della facciata

$$\lambda = \frac{H}{B} \quad (2.23)$$

Dove:

$H$  è l'altezza della facciata;

$B$  è la larghezza della facciata.

La relazione citata in precedenza risulta quindi essere:

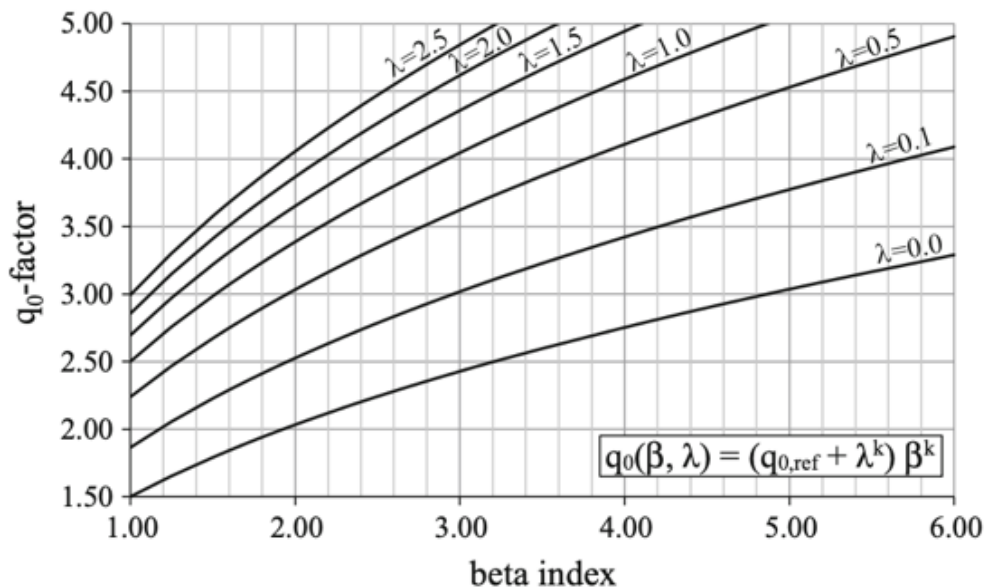


Figura 2.17 Valore del fattore di struttura  $q$  secondo la formulazione proposta

$$q_0(\beta, \lambda) = (q_{0,ref} + \lambda^k) \beta^k \leq 5 \quad (2.24)$$

Dove:

$q_{0,ref}$  è il valore di partenza del fattore di struttura, solitamente fornito dalle fonti normative di comprovata validità. Il valore che meglio approssima i valori ottenuti dal caso studio è 1,50, risultando in linea



con i valori solitamente forniti dalle normative per strutture dotate di bassa duttilità;

$k$  è un coefficiente pari a 0,438 utilizzato per minimizzare la deviazione standard dei valori ottenuti dal caso studio.



### 3 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Per l'analisi ed il confronto dei criteri per la progettazione di strutture in legno sono state analizzate le seguenti normative:

- D.M.17 gennaio 2018 aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni», §4.4 e §7.7 ;
- circolare 21 gennaio 2019 n.7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"», §C4.4 e §C7.7;
- EN 1995-1-1 Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings;
- EN 1998-1 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings;
- DRAFT prEN 1998-1-1 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1-1: General rules and seismic action;
- DRAFT prEN 1998-1-2 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1-2: Buildings.
- CNR-DT 206-R1/2018: Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo delle strutture di legno.

#### 3.1 NTC18 e Circolare 21 gennaio 2019

Le “NTC18” sono le norme di riferimento italiane in ambito costruzioni, pubblicate dal ministero delle infrastrutture e dei trasporti, sostituiscono quelle approvate con il decreto ministeriale del 14 gennaio 2008. Le presenti norme definiscono i principi per il progetto, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni, nei riguardi delle prestazioni loro richieste in termini di requisiti essenziali di resistenza meccanica e stabilità. Esse forniscono quindi i criteri generali di sicurezza, precisano le azioni che devono essere utilizzate nel progetto, definiscono le caratteristiche dei materiali e dei prodotti e, più in generale, trattano gli aspetti attinenti alla sicurezza strutturale delle opere. Al capitolo 4.4 vengono trattate le costruzioni in legno ad uso civile o industriale mentre al capitolo 7.7 vengono fornite indicazioni riguardante la progettazione per azioni sismiche di strutture in legno.

Secondo le presente norme gli edifici in legno devono essere progettati con una concezione strutturale in accordo a uno dei seguenti comportamenti:

- a) Comportamento strutturale dissipativo
- b) Comportamento strutturale non dissipativo

Per quanto riguarda il primo caso, la struttura deve rientrare nelle caratteristiche di duttilità secondo una delle classi CD “A” ovvero ad alta capacità dissipativa o CD “B” ossia a media capacità dissipativa. Il §7.7.3.1 precisa che per strutture con classe di duttilità alta le zone dissipative devono essere in grado di fornire un rapporto di duttilità in spostamenti pari a 6, e pari a 4 per strutture in CD “B”. Le zone dissipative devono comunque essere in grado di deformarsi plasticamente per almeno tre cicli a inversione completa senza che si verifichi una riduzione della loro resistenza maggiore del 20%.

Nel §7.7.1 si prescrive che le membrature lignee sono da considerarsi elastiche e che le zone dissipative debbano essere localizzate in alcuni dei collegamenti e/o in elementi dissipativi specificamente progettati. Ai fini dell’applicazione dei criteri della progettazione in capacità le zone dissipative devono avere una capacità pari o maggiore rispetto alla domanda, mentre le zone non dissipative devono garantire una capacità pari a quella della relativa zona dissipativa amplificata del fattore di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$ .

Tale fattore viene determinato in base alla tipologia strutturale e alla classe di duttilità come mostrato in Tabella 3.1

## NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Tipologia strutturale	Elementi strutturali	Progettazione in capacità	$\gamma_{Rd}$	
			CD"A"	CD"B"
C.a. gettata in opera	Travi (§ 7.4.4.1.1)	Taglio	1,20	1,10
	Pilastrì (§ 7.4.4.2.1)	Pressoflessione [7.4.4]	1,30	1,30
		Taglio [7.4.5]	1,30	1,10
	Nodi trave-pilastro (§ 7.4.4.3.1)	Taglio [7.4.6-7, 7.4.11-12]	1,20	1,10
Pareti (§ 7.4.4.5.1)	Taglio [7.4.13-14]	1,20	-	
C.a. prefabbricata a struttura intelaiata	Collegamenti di tipo a) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,20	1,10
	Collegamenti di tipo b) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,35	1,20
C.a. prefabbricata con pilastrì incastrati alla base e orizzontamenti incernierati	Collegamenti di tipo fisso (§ 7.4.5.2.1)	Taglio	1,35	1,20
Acciaio	Si impiega il fattore di sovrarresistenza $\gamma_{ov}$ definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.5.4.2)	Pressoflessione [7.5.10]	1,30	1,30
Composta acciaio-calcestruzzo	Si impiega il fattore di sovrarresistenza $\gamma_{ov}$ definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.6.6.2)	Pressoflessione [7.6.7]	1,30	1,30
Legno	Collegamenti		1,60	1,30

*Tabella 3.1 Estratto della TAB. 7.2.1 NTC18 Fattori di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$*

Per la determinazione fattore di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$ , le norme Tecniche per le costruzioni non considerano differenze tra le varie tipologie costruttive esistenti per le strutture in legno, classificandole come un'unica tipologia strutturale "Legno". Gli elementi strutturali considerati nella tabella sono i collegamenti ma non viene fatto nessun riferimento alla tipologia di questi, nonostante si sia dimostrato che il comportamento di diverse connessioni sia difficilmente assimilabile ad una categoria unica.

Il §7.7.3 impone al progettista di giustificare le scelte fatte per la determinazione del fattore di comportamento  $q_0$ , per il quale vengono forniti i valori massimi in base alla tipologia strutturale e alla classe di duttilità come da Tabella 3.2 .

## NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Tipologia strutturale	q <sub>0</sub>	
	CD" A"	CD" B"
<b>Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)</b>		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	4,5 $\alpha_u/\alpha_1$	3,0 $\alpha_u/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	4,0 $\alpha_u/\alpha_1$	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5
<b>Costruzioni con struttura prefabbricata (§ 7.4.5.1)</b>		
Strutture a pannelli	4,0 $\alpha_u/\alpha_1$	3,0
Strutture monolitiche a cella	3,0	2,0
Strutture con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati	3,5	2,5
<b>Costruzioni d'acciaio (§ 7.5.2.2) e composte di acciaio-calcestruzzo (§ 7.6.2.2)</b>		
Strutture intelaiate	5,0 $\alpha_u/\alpha_1$	4,0
Strutture con controventi eccentrici		
Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4,0	4,0
Strutture con controventi concentrici a V	2,5	2,0
Strutture a mensola o a pendolo inverso	2,0 $\alpha_u/\alpha_1$	2,0
Strutture intelaiate con controventi concentrici	4,0 $\alpha_u/\alpha_1$	4,0
Strutture intelaiate con tamponature in murature	2,0	2,0
<b>Costruzioni di legno (§ 7.7.3)</b>		
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni	3,0	2,0
Strutture reticolari iperstatiche con giunti chiodati		
Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico	4,0	2,5
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni.	5,0	3,0
Pannelli di tavole incollate a strati incrociati, collegati mediante chiodi, viti, bulloni		2,5
Strutture reticolari con collegamenti a mezzo di chiodi, viti, bulloni o spinotti		

*Tabella 3.2 Estratto TAB. 7.3.II NTC18 Valori massimi del valore di base q<sub>0</sub> del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD*

La normativa non specifica come tipologia strutturale le costruzioni in CLT, la definizione che sembrerebbe essere più appropriata è: “Pannelli di tavole incollate a strati incrociati collegati mediante chiodi, viti, bulloni”. Per questa voce il massimo fattore di struttura q<sub>0</sub> risulta essere pari a 2,5.

Nel §C7.7.3 si precisa che per diaframmi chiodati si considerano solai e coperture in grado di dissipare energia, mentre questo non avviene per diaframmi incollati. Un'ulteriore precisazione riguarda la progettazione di sottostrutture o fondazioni in calcestruzzo per costruzioni in legno, le quali devono essere progettate come sovraresistenti per evitare possibili meccanismi di collasso piano debole.

In generale nelle normative per le costruzioni italiane non sono presenti indicazioni più dettagliate sulla progettazione in capacità di strutture a pareti portanti in CLT, e nemmeno formule o esempi applicativi ai quale fare riferimento. L'applicazione della progettazione in capacità viene lasciata alla libera interpretazione del progettista che si deve comunque basare su documentazione di comprovata validità.

### 3.2 EN 1998 Parte 1-1

La norma EN 1998 è un documento redatto dal CEN (Comitato Europeo di Normazione) che dispone una serie di indicazioni riguardanti la progettazione strutturale di opere sottoposte ad azioni sismiche. La norma divide le prescrizioni in base ai materiali da costruzione e nello specifico tratta delle strutture realizzate in legno al capitolo 8.

Tali norme classificano le strutture in base al loro comportamento duttile e alla loro capacità dissipativa in tre categorie:

- a) Bassa capacità di dissipare energia DCL (Low Capacity to Dissipate energy)
- b) Media capacità di dissipare energia DCM (Medium Capacity to Dissipate energy)
- c) Alta capacità di dissipare energia DCH (High Capacity to Dissipate energy)

La classificazione in base alle capacità della struttura e la tipologia costruttiva permettono di scegliere un adeguato fattore di struttura  $q$  per il quale vengono forniti i valori massimi in Tabella 3.3

Design concept and ductility class	$q$	Examples of structures
Low capacity to dissipate energy - DCL	1,5	Cantilevers; Beams; Arches with two or three pinned joints; Trusses joined with connectors.
Medium capacity to dissipate energy - DCM	2	Glued wall panels with glued diaphragms, connected with nails and bolts; Trusses with doweled and bolted joints; Mixed structures consisting of timber framing (resisting the horizontal forces) and non-load bearing infill.
	2,5	Hyperstatic portal frames with doweled and bolted joints (see 8.1.3(3)P).
High capacity to dissipate energy - DCH	3	Nailed wall panels with glued diaphragms, connected with nails and bolts; Trusses with nailed joints.
	4	Hyperstatic portal frames with doweled and bolted joints (see 8.1.3(3)P).
	5	Nailed wall panels with nailed diaphragms, connected with nails and bolts.

Tabella 3.3 Estratto TAB.8.1 “Design concept, Structural types and upper limit values of the behaviour factors for the three ductility classes”, EC8

Così come nelle NTC anche nell’Eurocodice 8 il CLT non viene considerato come un sistema costruttivo, la definizione più vicina è “glued wall panel with glued diaphragms”, e il relativo valore massimo del fattore di struttura  $q$  è pari a 2. Questo sistema costruttivo inoltre è classificato soltanto come appartenente alla classe di

duttilità DCM; la possibilità di avere una struttura in CLT con una classe di duttilità più alta sembra essere preclusa, così come presentato nelle norme tecniche italiane NTC18.

Al punto (2) del paragrafo 8.3 “Ductility classes and behaviour factors” dell’eurocodice 8, si prescrive che il fattore di struttura  $q$  debba essere ridotto del 20% (senza scendere sotto il valore di 1,5) nel caso in cui la struttura non rispetti i criteri per la regolarità in elevazione di cui al paragrafo 4.2.3.3, per il quale:

- Tutti i sistemi di resistenti a sforzi laterali devono svilupparsi senza interruzioni dalle fondazioni alla cima della costruzione.
- La rigidezza laterale e la massa di ogni piano deve rimanere invariata o ridursi gradualmente salendo verso la sommità della struttura.

Il fattore di struttura  $q$  può essere diversificato per le due direzioni principali se la struttura presenta proprietà differenti ed indipendenti lungo le due principali dimensioni orizzontali.

Il paragrafo 8.6(4) impone di diversificare la progettazione delle zone dissipative e di quelle non dissipative secondo un adeguato fattore di sovrarresistenza, ma l’attuale versione dell’eurocodice 8 non fornisce indicazioni utili alla scelta di un adatto fattore di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$  per la progettazione di strutture in legno. L’unica prescrizione riguardante il fattore di sovrarresistenza riguarda gli ambiti di applicazione di questo ovvero:

- Collegamenti tra gli elementi principali della struttura;
- Connessioni tra elementi orizzontali ed elementi resistenti ai carichi laterali.

Nella versione in analisi della normativa europea non vengono fornite ulteriori e sostanziali indicazioni ai fini dell’applicazione del capacity design o comunque riguardanti la dissipazione di energia in strutture in CLT.

### 3.3 prEN 1998 Parte 1-1 e Parte 1-2

Nella nuova versione dell’eurocodice 8, l’attuale EN 1998-1 viene divisa in due parti le quali si occupano rispettivamente di aspetti generali che non dipendono dalla tipologia di materiale da costruzione (azioni sismiche, metodi di analisi, criteri di regolarità, ecc.) e prescrizioni dipendenti dai materiali.



Il nuovo Eurocodice definisce in modo diverso rispetto la passata versione le classi di duttilità secondo quanto segue:

- *DC1 o “low ductility”*: sistemi caratterizzati da un comportamento elastico o pseudo elastico per i quali le capacità dissipative e di deformazione non vengono considerate. Le strutture classificate in classe di duttilità DC1 possono essere progettate seguendo le prescrizioni contenute ai capitoli 4 e 5 della norma prEN 1998-1-2 senza l’applicazione dei criteri del capacity design. Le componenti strutturali di sistemi a bassa duttilità possono essere verificate secondo la rispettiva norma in riferimento alle sole azioni statiche.
- *DC2 o “low-moderate/medium ductility”*: sistemi in grado di superare il limite elastico per i quali vengono considerate le capacità deformative e dissipative locali. La norma prevede per queste tipologie di strutture delle regole semplificate per l’applicazione del capacity design a livello locale.
- *DC3 o “high ductility”*: strutture progettate per garantire l’attivazione di meccanismi plastici globali garantendo comunque le capacità deformative e dissipative locali.

Un’ulteriore importante novità all’interno della nuova versione dell’EC8 riguarda il fattore di struttura  $q$  che viene determinato come segue:

$$q = q_D \cdot q_R \cdot q_s \quad (3.1)$$

Dove  $q_D$  rappresenta la componente del fattore di struttura che considera la duttilità della struttura e la sua capacità di deformazione,  $q_R$  considera la sovrarresistenza dovuta alla redistribuzione dei carichi mentre  $q_s$  considera la sovrarresistenza della struttura dovuta a tutti gli altri meccanismi, quest’ultimo termine è pari a 1,5 per ogni tipologia costruttiva.

I valori dei termini  $q_D$  e  $q_R$  vengono forniti dalla normativa per le classi di duttilità DC2 e DC3 come riportato in Tabella 3.4, mentre sono da considerarsi unitari per la classe DC1.

## NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Structural type	Maximum $S_d$ for design in DC1 [m/s <sup>2</sup> ]	Ductility class						
		DC1	DC2			DC3		
		$q$	$q_D$	$q_R$	$q$	$q_D$	$q_R$	$q$
a) Cross laminated timber structures (CLT)	4,0	1,5	1,2	1,3	2,3	1,4	1,5	3,2

*Tabella 3.4 Estratto Table 13.2 prEN 1998-1-2 valori di riferimento del fattore di struttura  $q$  per edifici regolari in altezza*

Secondo il paragrafo 4.4.4.2 della prEN 1998-1-2 sono da considerarsi regolari in altezza tutte le strutture che rispecchiano le seguenti caratteristiche:

- a) Tutti gli elementi principali formano un sistema resistente senza interruzioni dalla base alla sommità della struttura;
- b) La rigidità e la massa di ogni piano restano invariate o diminuiscono gradualmente non più del 20% rispetto il piano sottostante;
- c) Il rapporto tra l'effettiva resistenza di un piano e la resistenza necessaria secondo le analisi non varia più del 30% tra piani adiacenti.

Per le classi di duttilità DC2 e DC3 viene prescritto che le zone dissipative debbano garantire una duttilità maggiore o uguale ai valori riportati di seguito, secondo test ciclici in accordo con la EN 12512.

Structural type	Dissipative sub-assembly/joint/2D-or 3D connector/connection	Type of ductility	$\mu$ DC2	$\mu$ DC3
a) Cross laminated timber structures	Shear wall*	Displacement	1,5	2,5
	Hold-downs, tie-downs, foundation tie-downs, angle brackets, shear plates	Displacement	1,5	1,5
	Screwed wall panel-to-panel joints	Displacement	-	5,5

*Tabella 3.5 Estratto Tab13.3 prEN1998-1-2, requisiti minimi di duttilità per zone dissipative testate secondo EN 12512*

### 3.3.1 Norme generali di applicazione del capacity design a strutture in legno

Al paragrafo 13.4.3 della prEN 1998-1-2 vengono introdotte delle procedure di calcolo da utilizzare per la corretta progettazione di strutture dissipative in legno. Nello specifico si prescrive che per garantire lo snervamento nelle zone adibite alla dissipazione, tutte le zone non dissipative di strutture classificate in classe di duttilità DC2 o DC3, devono essere progettate secondo le seguenti indicazioni:

- a) La resistenza di progetto della componente fragile  $F_{Rd,b}$  deve soddisfare la seguente formula:

$$\frac{\gamma_{Rd}}{k_{deg}} F_{Rd,d} \leq F_{Rd,b} \quad \text{con } k_{deg} \leq 1 \quad (3.2)$$

Dove:

- $\gamma_{Rd}$  è il fattore di sovraresistenza;  
 $k_{deg}$  è il fattore di riduzione di resistenza per carichi ciclici <sup>3</sup>;  
 $F_{Rd,d}$  è la resistenza di progetto della componente duttile come definito nell'equazione (3.3);  
 $F_{Rd,b}$  è la resistenza di progetto della componente fragile come definito nell'equazione (3.4).

Le resistenze di progetto vengono calcolate come segue <sup>4</sup>:

$$F_{Rd,d} = k_{deg} k_{mod} \frac{F_{Rk,d}}{\gamma_M} \quad (3.3)$$

Dove:

- $k_{deg}$  è il fattore di riduzione di resistenza per carichi ciclici <sup>3</sup>;  
 $k_{mod}$  è il fattore correttivo per la durata del carico e contenuto di umidità in accordo alla prEN1995-1-1:2023, 5.1.3, Table 5.1;  
 $F_{Rk,d}$  è il valore caratteristico della resistenza della zona dissipativa in accordo alla prEN1995-1-1:2023, clausola 11;

---

<sup>3</sup> L'utilizzo a denominatore del fattore  $k_{deg} \leq 1$  è da considerarsi a favore della sicurezza in quanto considera il possibile incrudimento del materiale che compone la componente duttile e il conseguente aumento della resistenza. Secondo questa considerazione una definizione preferibile a quella fornita dalla normativa per il fattore  $k_{deg}$  potrebbe essere: "fattore di aumento della resistenza per incrudimento del materiale".

<sup>4</sup> La moltiplicazione per un fattore  $k_{deg} \leq 1$  è concettualmente errata in quanto si considererebbe una diminuzione della resistenza quando il caso meno favorevole è quello in cui si ha aumento della stessa per incrudimento del materiale. Tale meccanismo è inoltre già stato considerato nella (3.2) e l'inserimento del fattore  $k_{deg}$  nella (3.3) come riportato in normativa semplificherebbe questi fattori rendendoli di fatto inutili.

$\gamma_M$  è il fattore correttivo di materiale in accordo alla prEN1995-1-1:2023, 4.5.2.2, Table 4.6..

$$F_{Rd,b} = k_{mod} \frac{F_{Rk,b}}{\gamma_M} \quad (3.4)$$

Dove:

$F_{Rk,b}$  è il valore caratteristico della resistenza della zona dissipativa in accordo alla prEN1995-1-1:2023, clausole 8, 11 e 12;

$\gamma_M$  come definito precedentemente nella (3.3).

- b) Per strutture in classe di duttilità DC2, le forze di progetto agenti sulle componenti non dissipative di collegamento alle fondazioni vanno calcolate nell'ipotesi di comportamento perfettamente elastico ovvero con fattore di struttura  $q$  pari ad 1
- c) Se c'è la possibilità che si instaurino meccanismi di rottura meno duttili, ma comunque non fragili, nelle connessioni metalliche a perno delle zone dissipative, i meccanismi meno duttili devono essere progettati con un adeguato margine di sicurezza rispetto al meccanismo considerato più duttile.

$$1,2 F_{v,Rk,d} < F_{v,Rk,nd} \quad (3.5)$$

Dove:

$F_{v,Rk,d}$  è la resistenza caratteristica del meccanismo di rottura più duttile che fornisce la dissipazione di energia;

$F_{v,Rk,nd}$  è la resistenza caratteristica del meccanismo di rottura meno duttile.

La norma fornisce dei valori di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$  in base al livello al quale si intende applicare il capacity design e alla tipologia di meccanismo fragile da progettare come mostrato nella tabella di seguito:

## NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Capacity design at	Brittle/non-dissipative failure mode	Overstrengt h factor $\gamma_{Rd}$	Formula No.
<b>Connection and 2D- or 3D-connector level</b>	Failure of timber by fracture in tension (net tensile failure, prEN 1995-1-1:2023, 11.6.8), failure by row shear, block shear or plug shear (prEN 1995-1-1:2023, 11.6.5, 11.6.6, 11.6.7), failure by splitting (prEN 1995-1-1:2023, 11.4.4.2)	1,6*	(13.4)
	Tensile (EN 1993-1-1:2022, 8.2.3) and shear (EN 1993-1-1:2022, 8.2.6) failure of the steel plates (angle brackets, hold-downs, tie-downs, etc.), tensile (prEN 1993-1-8:2021, 5.7) and pull-through failure of anchor bolts or screws	1,6*	(13.4)
<b>Wall and building level</b>	Tensile (EN 1992-4:2018, 7.2.1 and prEN 1998-1-1:2022, Annex G) and shear (EN 1992-4:2018, 7.2.2 and prEN 1998-1-1:2022, Annex G) of headed and post-installed fasteners between metal plates (e.g. hold-downs, tie-downs, angle brackets, etc) and reinforced concrete member.	1,6*	(13.4)
	Axial (prEN 1995-1-1:2023, 11.2) failures of dowel-type connections between metal plates (e.g. hold-downs, tie-downs, angle brackets, etc.) and timber members (head pull-through, withdrawal, tensile or buckling failure of the fastener, prEN 1995-1-1:2023, 11.2.2, 11.2.3, 11.2.4, 11.2.5)	1,6*	(13.4)
	Failure in shear (prEN 1995-1-1:2023, 11.3) of dowel-type connections between metal plates (e.g. hold-downs, tie-downs, angle brackets, etc.) and timber members	1,3	(13.4)
<b>Wall and building level</b>	Failure of timber members (prEN 1995-1-1:2023, 8)	1,6*	(13.7)
	Axial (prEN 1995-1-1:2023, 11.2) failures (head pull-through, withdrawal, tensile or compression failure of the fastener, prEN 1995-1-1:2023, 11.2.2, 11.2.3, 11.2.4, 11.2.5) of: - dowel-type joints between adjacent floor panels; floors and supporting walls underneath; orthogonal walls, including the ones at the building corners; - dowel-type connections between metal plates (e.g. hold-downs, tie-downs, angle brackets, etc.) and timber members	1,6*	(13.7)
	Failure in shear (prEN 1995-1-1:2023, 11.3) of: - dowel-type joints between adjacent floor panels; floors and supporting walls underneath; orthogonal walls, including the ones at the building corners; - dowel-type connections between metal plates (e.g. hold-downs, tie-downs, angle brackets, etc.) and timber members.	1,3	(13.7)
	Stabilizing moment due to gravity loads in log shear walls.	1,3	(13.19)
*For high ductility moment-resisting frames with expanded tube fasteners and Densified Veneer Wood (according to 13.10.3(2)) and log structures, the value of $\gamma_{Rd}$ may be reduced to 1,3.			

*Tabella 3.6 Estratto da Table 13.4 prEN 1998-1-2, valori del fattore di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$ , le formule No. (13.4) e (13.7) sono rispettivamente riportate nel presente elaborato come equazioni (3.2) e (3.6)*

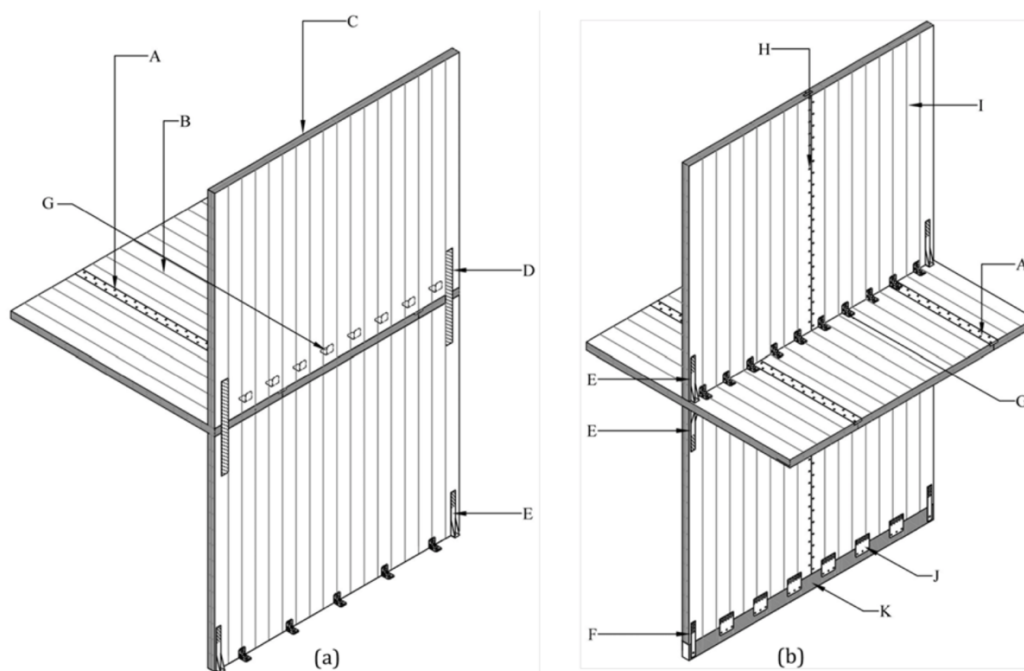
### 3.3.2 Norme specifiche di applicazione del capacity design a strutture in CLT

Riguardo i collegamenti tra le pareti e le strutture di fondazione, al paragrafo 13.7.1 la prEN 1998-1-2 impone le seguenti indicazioni:

- a) Devono essere composte dall'insieme di collegamenti bidimensionali, tridimensionali (hold-down, angle brackets, shear plates, ecc.) ed ancoraggi a gambo metallico (viti, chiodi, perni, ecc.);
- b) Devono prevenire il ribaltamento e lo slittamento sul piano di posa della parete;
- c) Gli ancoraggi che prevengono il ribaltamento devono essere posizionati all'estremità delle pareti, in corrispondenza dei fori porta e in corrispondenza di qualsiasi apertura quando la parete è formata da diversi pannelli separati (ad esempio pannelli collegati da travi) o il rapporto tra l'area dell'apertura e l'area della parete supera il 50%.
- d) I collegamenti a taglio devono essere distribuiti uniformemente lungo tutta la larghezza della parete;
- e) i collegamenti realizzati per resistere a sforzi taglienti o ribaltanti devono essere collegati alle pareti tramite chiodi o viti e alle fondazioni tramite bulloni.

I punti (4) e (5) dello stesso paragrafo forniscono informazioni sulle dimensioni dei pannelli, i quali devono avere un'altezza almeno pari all'altezza interpiano  $h_s$ . Le pareti possono essere composte da un singolo pannello o essere divise in pannelli che abbiano una larghezza non minore di  $0,25h_s$ . In questo caso le pareti adiacenti devono essere collegate tra loro mediante unioni a gambo metallico lungo tutta l'altezza. Questa tipologia di connessione può essere omessa nei seguenti casi:

- a) se la struttura non è progettata in classe di duttilità DC3;
- b) se vengono posizionati collegamenti contro il ribaltamento all'estremità di ogni singolo pannello che compone la parete segmentata.



**Key**

- A horizontal joint between CLT floor panels
- B CLT floor panel
- C single piece CLT wall panel
- D tie-down
- E hold-down
- F foundation tie-down
- G angle bracket
- H vertical CLT panel joint
- I CLT wall panel
- J shear plate
- K concrete base beam connected to the foundation and waterproof layer

*Figura 3.1 a) Pannelli perimetrali monolitici, b) Pannelli interni suddivisi*

### 3.3.3 Prescrizioni per strutture in classe di duttilità DC2

I collegamenti da considerarsi dissipativi per strutture in classe di duttilità DC2 sono le connessioni a taglio tra pareti e diaframmi di piano sottostanti, quelle tra pareti e strutture di fondazione e le connessioni contro il ribaltamento posizionate agli estremi delle pareti o in corrispondenza delle aperture.

Le connessioni realizzate mediante sistemi a gambo cilindrico caricati principalmente in direzione assiale non sono da considerarsi come dissipativi. Questi se posizionati nelle zone dissipative dovrebbero essere posizionati in direzione ortogonale alla forza di taglio agente.

Ai fini dell'applicabilità del capacity design gli elementi e i collegamenti elencati dalla a) alla d) e i collegamenti verticali<sup>5</sup> non dissipativi devono essere progettati seconda quanto segue:

- a) Pannelli e solai in CLT
- b) Collegamenti tra pannelli adiacenti
- c) Collegamenti tra solai e pareti di supporto sottostanti
- d) Collegamenti ortogonali tra pareti, incluse quelle d'angolo

$$F_{Rd,b} \geq \frac{\gamma_{Rd}}{k_{deg}} \Omega_d F_{Ed,E} + F_{Ed,G} \quad (3.6)$$

Dove:

- $F_{Rd,b}$  è la resistenza di progetto del collegamento/elemento non dissipativo come nell'equazione (3.4);
- $\gamma_{Rd}$  è il fattore di sovrarresistenza;
- $k_{deg}$  è il fattore di riduzione di resistenza;
- $F_{Ed,E}$  è la forza agente sulla zona non dissipativa dovuta alle azioni sismiche di progetto;
- $F_{Ed,G}$  è la forza agente sulla zona non dissipativa dovuta alle azioni non sismiche in combinazione sismica;
- $\Omega_d$  è il minimo tra i rapporti di sovrarresistenza  $\Omega_{d,i}$  calcolato secondo la formula:

$$\Omega_d = \min(\Omega_{d,i}) \quad (3.7)$$

---

<sup>5</sup> Per collegamenti verticali non dissipativi si intendono connessioni realizzate con chiodi o viti inseriti con un'inclinazione rispetto allo sforzo di taglio, e che trasferiscono il carico agente principalmente tramite la propria resistenza assiale. La normativa prescrive di considerare come dissipative le connessioni realizzate con elementi a gambo sottile posizionati ortogonalmente rispetto agli sforzi di taglio.



Dove:

$\Omega_{d,i}$  è il rapporto di sovrarresistenza calcolato all'*i*-esimo piano secondo la formula:

$$\Omega_{d,i} = \frac{V_{Rd,LLRS,i}}{V_{Ed,E,LLRS,i}} \quad (3.8)$$

Dove:

$V_{Rd,LLRS,i}$  è la resistenza laterale di progetto delle strutture primarie all'*i*-esimo piano;

$V_{Ed,E,LLRS,i}$  è lo sforzo di taglio globale al piano *i*-esimo dovuto all'azione sismica.

Quando si considera un comportamento uni-direzionale delle connessioni a taglio e contro il ribaltamento della parete, tale che le prime siano resistenti solo a sforzi taglianti orizzontali e le seconde solo a sforzi di trazione verticali, l'equazione (3.8) non è da applicarsi. Per questa condizione si utilizza la seguente procedura per il calcolo del rapporto di sovrarresistenza  $\Omega_{d,i}$ :

$$\Omega_{d,i} = \min \left( \frac{\sum_{j=1}^{N_i} |V_{Rd,a,i,j}|}{\sum_{j=1}^{N_i} |V_{Ed,E,i,j}|} ; \frac{\sum_{j=1}^{N_i} |M_{Rd,Rock,i,j}|}{\sum_{j=1}^{N_i} |M_{Ed,E,i,j}|} \right) \quad (3.9)$$

Dove:

$N_i$  è il numero di pannelli paralleli all'azione sismica all'*i*-esimo piano;

$V_{Rd,a,i,j}$  è la resistenza laterale di progetto delle connessioni a taglio della *j*-esima parete all'*i*-esimo piano;

$V_{Ed,E,i,j}$  è lo sforzo di taglio agente sulla *j*-esima parete all'*i*-esimo piano dovuto all'azione sismica;

$M_{Ed,E,i,j}$  è il momento dovuto al cinematismo di rocking della *j*-esima parete all'*i*-esimo piano dovuto all'azione sismica;

$M_{Rd,Rock,i,j}$  è il momento resistente di progetto per il cinematismo di rocking relativo alle connessioni resistenti a ribaltamento della *j*-esima parete all'*i*-esimo piano considerando anche

l'azione stabilizzante dei carichi verticali, calcolato come segue:

$$M_{Rd,Rock,i,j} = F_{Rd,hd,i,j} \left( \frac{B_{CLT,i,j}}{2} - c_{hd} \right) + \frac{N_{Ed,i,j} + F_{Rd,hd,i,j}}{2} \left( B_{CLT,i,j} - \frac{N_{Ed,i,j} + F_{Rd,hd,i,j}}{f_{c,eff,CLT,i,j} t_{eff,CLT,i,j}} \right) \quad (3.10)$$

Dove:

- $F_{Rd,hd,i,j}$  è la resistenza a trazione di progetto delle connessioni resistenti a ribaltamento della j-esima parete all'i-esimo piano;
- $N_{Ed,i,j}$  è il carico assiale compressivo agente sulla j-esima parete all'i-esimo piano;
- $B_{CLT,i,j}$  è la larghezza della j-esima parete all'i-esimo piano;
- $c_{hd}$  è la distanza tra la connessione resistente a ribaltamento e il più vicino vertice del pannello in CLT;
- $f_{c,eff,CLT,i,j}$  è l'effettiva resistenza a compressione di progetto del j-esimo pannello all'i-esimo piano;
- $t_{eff,CLT,i,j}$  è l'effettivo spessore compresso del j-esimo pannello all'i-esimo piano.

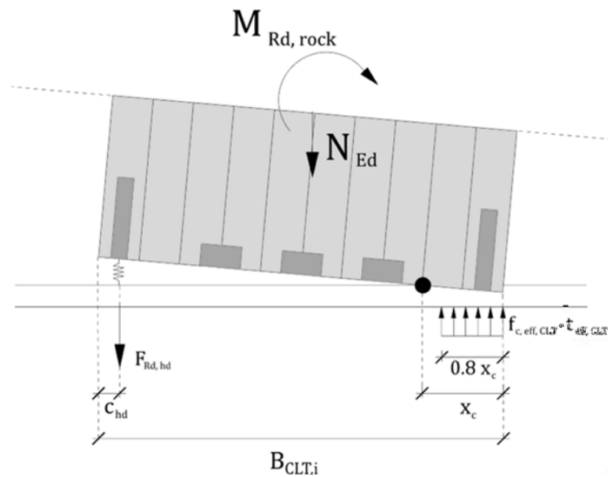


Figura 3.2 Modello di calcolo per la resistenza a rocking di un pannello singolo

Il fattore  $f_{c,eff,CLT,i,j}$  può essere assunto pari alla resistenza a compressione parallela alle fibre delle pareti al piano terra se posizionate direttamente su calcestruzzo o elementi di acciaio, oppure pari alla resistenza a compressione

parallela alle fibre delle pareti sovrastanti se posizionate su pannelli di piano in CLT.

Per quanto riguarda il fattore  $t_{eff,CLT,i,j}$  invece, questo può essere considerato pari alla somma degli spessori degli strati verticali se la parete in analisi si trova al piano terra e posizionata direttamente su calcestruzzo o elementi di acciaio, oppure pari allo spessore della parete se questa si trova ai piani sovrastanti e posizionata su pannelli di piano in CLT.

### 3.3.4 Prescrizioni per strutture in classe di duttilità DC3

Le strutture progettate in classe di duttilità DC3 devono essere costituite da pareti suddivise in pannelli collegati tra loro da collegamenti metallici a gambo cilindrico. Queste connessioni devono essere progettate come dissipative e dimensionate secondo l'equazione (3.6) precedentemente riportata.

Se la somma della rigidezza fornita per spostamenti verticali dai connettori resistenti a taglio posizionati alla base di una parete <sup>6</sup>è minore di un quarto della rigidezza fornita per la stessa tipologia di spostamenti dai collegamenti contro il ribaltamento, e se questi sono posizionati agli estremi della parete, la condizione di progettazione in capacità può considerarsi soddisfatta a livello di parete e di struttura se:

- a) Per ogni parete si verifica la seguente condizione

$$\begin{aligned}
 F_{Rd,hd} &\geq 1,1F_{Rd,c} \frac{K_{SLS,anc}}{K_{SLS,conc}} && \text{se } K_{SLS,anc} \geq nK_{SLS,conc} \\
 F_{Rd,hd} &\geq \max \left[ 1,1F_{Rd,c} \frac{K_{SLS,anc}}{K_{SLS,conc}} ; 1,1n_{Vj}F_{Rd,c} - \frac{N_{Ed}}{m_{lp}} \right] && \text{se } K_{SLS,anc} \leq nK_{SLS,conc}
 \end{aligned}
 \tag{3.11}$$

Dove:

$F_{Rd,hd}$  è la resistenza di progetto delle connessioni resistenti a ribaltamento come definita dall'equazione (3.2);

---

<sup>6</sup> La rigidezza per spostamenti verticali delle connessioni resistenti a taglio alla base della parete è un dato che raramente il progettista riesce ad avere a disposizione rendendo difficile l'applicazione di tale prescrizione.

$F_{Rd,c}$	è la resistenza di progetto della singola connessione usata per collegare pannelli adiacenti come definita dall'equazione (3.3);
$K_{SLS,anc}$	è la rigidezza elastica dell'ancoraggio resistente a ribaltamento;
$K_{SLS,conc}$	è la rigidezza elastica della singola connessione usata per collegare pannelli adiacenti;
$n_{Vj}$	è il numero di collegamenti metallici utilizzati per realizzare la connessione verticale tra pannelli adiacenti;
$N_{Ed}$	è l'azione di compressione totale agente sull'intera parete segmentata;
$m_{lp}$	è il numero di pannelli in CLT affiancati che compongono una parete.

- b) Il rapporto di sovraresistenza  $\Omega_{d,i}$  della struttura primaria all'i-esimo piano è calcolato come segue:

$$\Omega_{d,i} = \min \left( \frac{\sum_{j=1}^{N_i} |M_{Rd,rock,i,j}|}{\sum_{j=1}^{N_i} |M_{Ed,E,i,j}|} \right) \quad (3.12)$$

Dove:

$M_{Rd,rock,i,j}$	è la resistenza al cinematismo di rocking delle connessioni resistenti a ribaltamento del j-esimo pannello all'i-esimo piano, considerando l'effetto favorevole del carico verticale;
$M_{Ed,E,i,j}$	è il momento agente di progetto per il cinematismo di rocking dovuto all'azione sismica.

- c) Il massimo del rapporto di sovraresistenza  $\max(\Omega_{d,i})$  e il minimo del rapporto di sovraresistenza  $\Omega_d$  così come definito nell'equazione (2.19) e seguenti, soddisfano la seguente relazione:

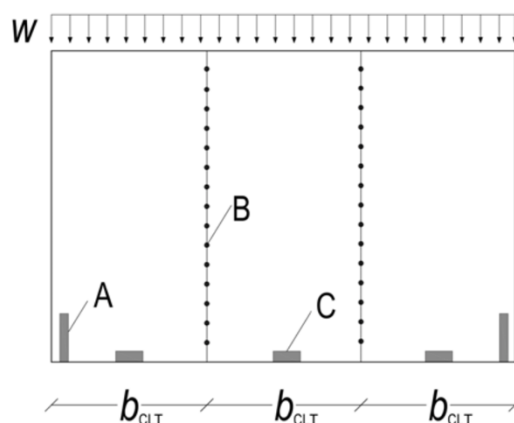
$$\frac{\max(\Omega_{d,i})}{\Omega_d} \leq 1,25 \quad (3.13)$$

- d) Per ogni parete, le connessioni a taglio sono verificate secondo la seguente formula:

$$F_{Rd,s} \geq 1,1 \frac{M_{Rd,rock}}{M_{Ed,E}} F_{Ed,E,s} \quad (3.14)$$

Dove:

- $F_{Rd,s}$  è la resistenza di progetto della connessione a taglio;
- $F_{Rd,E,s}$  è l'azione agente sulla connessione a taglio dovuta alla forza sismica;
- $M_{Rd,rock}$  è la resistenza al meccanismo di rocking relativa alle connessioni contro il ribaltamento della parete considerando l'effetto favorevole dei carichi verticali;
- $M_{Ed,E}$  è il momento di rocking di progetto della parete dovuto all'azione sismica.



**Key**

- A anchoring 2D- or 3D-connector against overturning (hold-down, tie-down, foundation tie-down)  
 B single fastener connection in vertical joint  
 C 2D- or 3D-connector resisting shear (angle-bracket, shear plate)

Figura 3.3 Esempio di segmentazione di una parete con  $m_p=3$

Nel caso di una parete come in Figura 3.3 in cui i pannelli che compongono la parete hanno la stessa larghezza  $b_{CLT}$ , stessa spaziatura e tipologia di connessione verticale, i collegamenti resistenti a ribaltamento sono posizionati alle estremità e i collegamenti a taglio non influenzano il comportamento di rocking, il valore di  $M_{Rd,rock}$  può essere calcolato come segue:

$$M_{Rd,rock} = b_{CLT} \left[ F_{RD,hd} + F_{Rd,c}(m_{lp} - 1)n_{vj} + \frac{N_{Ed}}{2} \right] \quad (3.15)$$

Dove:

- $M_{Rd,rock}$  è la resistenza di progetto al cinematismo di rocking;
- $F_{RD,hd}$  è la resistenza di progetto delle connessioni resistenti a ribaltamento come definita dall'equazione (2.15);
- $F_{Rd,c}$  è la resistenza di progetto della singola connessione usata per collegare pannelli adiacenti come definita dall'equazione (2.15);
- $n_{vj}$  è il numero di collegamenti metallici utilizzati per realizzare la connessione verticale tra pannelli adiacenti;
- $m_{lp}$  è il numero di pannelli in CLT affiancati che compongono una parete;
- $b_{CLT}$  è la larghezza di ogni pannello che compone la parete in CLT:

### 3.4 CNR-DT 206 R1/2018

Il consiglio nazionale delle ricerche CNR ha pubblicato in data 23 Ottobre 2018 il documento intitolato: "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno". Con tale documento il CNR, tramite la propria commissione di studio per la predisposizione e l'analisi di norme tecniche relative alle costruzioni, intende fornire un contributo tecnico di supporto agli operatori impegnati nelle varie fasi della costruzione di strutture di legno, in linea con le conoscenze del settore. L'analisi di tale documento riguarda principalmente il capitolo 10 relativo alla progettazione per azioni sismiche e in particolar modo ciò che viene riportato nel paragrafo 10.3. Il paragrafo tratta le regole di progettazione per l'applicazione della gerarchia delle resistenze e viene intitolato: "comportamento plastico, fattori di struttura, classi di duttilità e gerarchia delle resistenze".

Così come le normative precedentemente presentate anche tale documento prescrive che la dissipazione di energia sia fornita grazie alla plasticizzazione degli

elementi di collegamento tra le membrature lignee, le quali devono poter restare in campo plastico sotto l'azione di carichi sismici. Le uniche tipologie di collegamento alle quali possono essere affidati compiti di dissipazione energetica sono quelle realizzate per mezzo di elementi metallici, escludendo così le connessioni incollate e quelle di carpenteria.

Così come le norme di riferimento italiane la norma CNR definisce tre classi di duttilità delle strutture:

- Classe di duttilità A (CDA)
- Classe di duttilità B (CDB)
- Strutture non dissipative

Una struttura in CLT può essere classificata in classe di duttilità A senza ulteriori specifiche dimostrazioni, se rispetta le seguenti caratteristiche:

- a) Il meccanismo di rottura delle connessioni è di tipo duttile ed è in grado di dissipare energia tramite la formazione di più cerniere plastiche negli elementi metallici a gambo cilindrico secondo Johansen;
- b) Le pareti aventi rapporto lunghezza/altezza interpiano maggiore di 1 sono suddivise in sotto-pannelli aventi ciascuno lunghezza compresa tra  $0,25h$  ed  $h$  e connessi tra loro lungo i giunti verticali con elementi quali viti o chiodi.
- c) Non si verificano rotture di tipo fragili come: splitting, espulsione di tasselli, strappo o trazione;

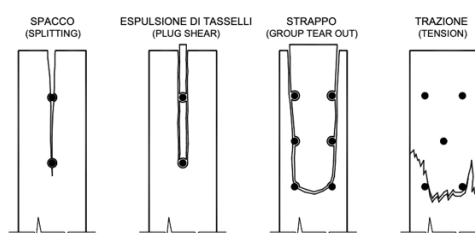


Figura 3.4 Tipi di rotture fragili in unioni a gambo cilindrico

Una struttura in CLT può invece essere classificata in classe di duttilità B, se:

- a) Il meccanismo di rottura delle connessioni è di tipo duttile ed è in grado di dissipare energia tramite la formazione di almeno una cerniera plastica negli elementi metallici a gambo cilindrico secondo Johansen.

Per l'applicazione della gerarchia delle resistenze la norma CNR prescrive che la resistenza (plastica) delle parti duttile sia maggiore rispetto alla resistenza (elastica) della componente fragile secondo un adeguato fattore di sovrarresistenza. Tale fattore è pari a 1,6 per strutture a telaio pesante a nodi rigidi (resistenti a momento) o a mensole verticali continue a tutt'altezza e ad 1,3 per tutte le altre tipologie strutturali, per la classe di duttilità A, e ad 1,4 e 1,1 rispettivamente per la classe di duttilità B. In caso di tipologie di collegamento innovative nelle quali la dissipazione di energia non avviene nella connessione legno-connettore ma è affidata a specifici dispositivi, la resistenza dell'unione legno-dispositivo deve essere valutata secondo un fattore di sovrarresistenza pari a 1,5 in modo da garantire il comportamento elastico.

Per quanto riguarda il fattore di struttura la normativa fornisce il valore massimo del fattore di struttura di base  $q_0$  in base alle diverse tipologie costruttive e alla classe di duttilità assegnata. A differenza delle norme tecniche nazionali vigenti la norma CNR fornisce un valore di riferimento per la tipologia strutturale in analisi sia per la classe di duttilità A che per la classe di duttilità B.

TIPOLOGIA STRUTTURALE DEGLI EDIFICI	CD "A"	CD "B"
Telai leggeri irrigiditi	4.0	2.5
Telai pesanti a nodi rigidi o semi-rigidi (resistenti a momento)	4.0	2.5
Telai pesanti controventati	-	2.0
<b>Edifici a pareti (tipo X-lam)</b>	<b>3.0</b>	<b>2.0</b>
Blockhaus	-	2.0

Tabella 3.7 Fattori di struttura  $q_0$  per gli edifici

### 3.5 Criticità relative ai fattori di sovrarresistenza $\gamma_{Rd}$ e ai fattori di struttura $q$

Al paragrafo 2.4 è stata presentata una procedura per la determinazione su base sperimentale di un adeguato fattore di struttura  $\gamma_{Rd}$ . Per connessioni di prima generazione lo studio riportato al suddetto paragrafo ha determinato valori del fattore di sovrarresistenza di gran lunga maggiori rispetto ai valori indicati dalle normative analizzate. I valori forniti da normativa si aggirano in ogni caso attorno



al valore di 1,3 mentre il caso studio riporta valori maggiori a 1,8 in ogni tipologia di collegamento.

Questa sostanziale differenza rappresenta una grossa problematica in termini di confronto tra il comportamento atteso in fase progettuale e l'effettivo comportamento di una struttura sottoposta a carichi sismici.

Per il calcolo della resistenza del meccanismo duttile il punto di partenza è definito dalla formulazione fornita dalla normativa di riferimento del valore del quinto percentile della capacità portante  $F_{D,code}^-$ . A seguire il valore di progetto della resistenza della componente duttile si ottiene moltiplicando tale valore per il fattore di sovraresistenza calcolato secondo la (2.16). Una sottostima del valore di  $\gamma_{Rd}$  porta quindi ad una sottostima dell'effettiva resistenza del meccanismo duttile e quindi alla possibilità che la capacità portante del meccanismo fragile sia minore di quest'ultima.

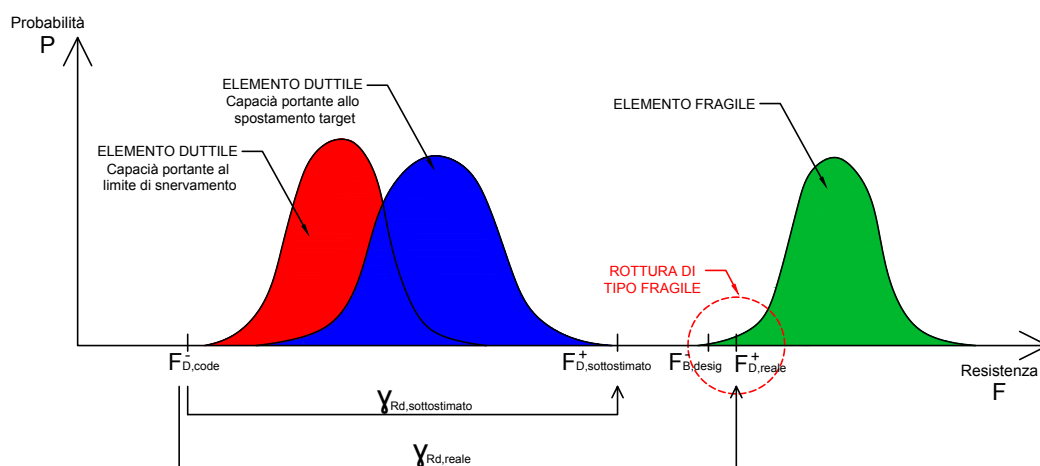


Figura 3.5 Applicazione del capacity design nel caso di fattore di sovraresistenza sottostimato

Secondo quanto riportato alla sezione 2.4.1 per connessioni di nuova generazione come le analizzate X-brackets la problematica di sottostima del fattore di  $\gamma_{Rd}$  non si pone visto che le prove sperimentali hanno fornito valori paragonabili a quelli forniti dalle principali normative di riferimento. Proprio per questo motivo la prescrizione fornita dalla norma CNR che prescrive per connessioni innovative un fattore di sovraresistenza pari a 1,5 è controverso. Al contrario per connessioni con specifici mezzi di dissipazione ci si dovrebbe aspettare un valore di  $\gamma_{Rd}$  minore secondo le prove sperimentali.

Il modello di capacity design presentato alla sezione 2.4 risulta ulteriormente complicato nell'applicazione in quanto è difficile stimare in fase di progetto l'effettiva deformazione della struttura. Questa difficoltà ricade poi sulla determinazione del livello target di deformazioni al livello delle connessioni e quindi di resistenze della componente duttile. Per questo motivo solitamente le indicazioni fornite per l'applicazione del capacity design riguardano i valori di resistenza di picco e non quelli al livello di deformazioni effettivamente raggiunte. Un ulteriore aspetto critico è che nessuna delle normative precedentemente presentate valuta nella definizione dei fattori di struttura la suddivisione dei pannelli in CLT o la densità delle connessioni, mentre quanto riportato alla sezione 2.5 dimostra che tali aspetti influenzano notevolmente il valore del fattore di comportamento  $q$ . I risultati dello studio riportati alla sezione 2.5 dimostrano che i valori di fattore di struttura proposti dalla normative italiane ed europee sono piuttosto cautelativi nel caso di strutture in CLT realizzate con pannelli di minore dimensione affiancati. D'altro canto, il valore medio pari a 2 fornito dalle diverse norme sembra essere in linea con le attuali capacità dissipative di strutture tozze realizzate con pareti monolitiche.

### 3.6 Criticità nell'applicazione della norma prEN-1998

Come già introdotto al paragrafo 3.3.1 la norma prEN-1998 presenta alcune criticità nell'applicazione pratica delle formule fornite per l'applicazione del capacity design. Nello specifico una delle criticità riscontrate riguarda il calcolo della resistenza di progetto del meccanismo duttile secondo la formula (3.3) nella quale compare un fattore di riduzione della resistenza per carichi ciclici che andrebbe poi a semplificarsi nell'equazione (3.2) annullando il proprio effetto. È stato dimostrato inoltre che nel caso in cui il materiale che compone una connessione vada incontro a incrudimento, la resistenza del collegamento tende ad aumentare favorendo il possibile innesco di un meccanismo di rottura diverso ed inatteso. Per questo motivo se il fattore  $k_{deg}$  deve avere un valore compreso tra 0,8 ed 1 come prescritto dalla norma, il suo utilizzo come fattore moltiplicatore non sembrerebbe corretto. Considerando il possibile aumento di resistenza dato dall'incrudimento del metallo che compone la connessione, tale fattore dovrebbe entrare nel calcolo della

resistenza di un meccanismo duttile a denominatore, come avviene nelle equazioni (3.2) e (3.6).

Una seconda criticità riscontrata nell'applicazione della norma prEN1998 riguarda l'utilizzo del fattore correttivo di materiale  $\gamma_M$ . Tale fattore a differenza di quanto indicato al paragrafo 2.4 viene utilizzato a denominatore nel calcolo della resistenza di progetto del meccanismo duttile per diminuirne il valore. L'equazione (2.16) dimostra che sia concettualmente più corretto nell'ambito di un approccio semiprobabilistico come quello degli stati limite, l'utilizzo del fattore  $\gamma_M$  come fattore incrementale. Tale fattore potrebbe al massimo essere considerato pari ad uno ritenendo accettabile una maggiore probabilità di rotture durante il sisma.



## 4 CASO STUDIO

### 4.1 Caratteristiche del caso studio

La struttura analizzata nel caso studio è un'abitazione ad uso residenziale a pianta rettangolare e due piani fuori terra, da costruirsi con un sistema a pareti portanti in CLT dello spessore di 10 cm. L'abitazione è composta da 3 pareti lungo l'asse X e da 6 pareti lungo l'asse Y, ciascuna interrotta a metà della sua altezza dal diaframma di piano come previsto per la tipologia costruttiva "platform construction". L'altezza delle pareti ad entrambi i piani è quindi pari a 3 m. Il progetto è da realizzarsi presso L'Aquila considerando una vita nominale  $V_N$  di 50 anni e classe d'uso II, suolo tipo A e categoria topografica T1. Ai fini delle analisi trattate l'azione sismica è stata considerata predominante su quella data dal vento.

La struttura è stata progettata seguendo le indicazioni normative che riguardano strutture in classe di duttilità media dato che per alcuni testi normativi la classe di duttilità alta non è prevista per la tipologia strutturale scelta. Si precisa che le azioni presentate nei paragrafi seguenti sono state ricavate tramite metodi analitici e per questo motivo non possono rappresentare con precisione assoluta le effettive sollecitazioni sulle pareti di una struttura in CLT.

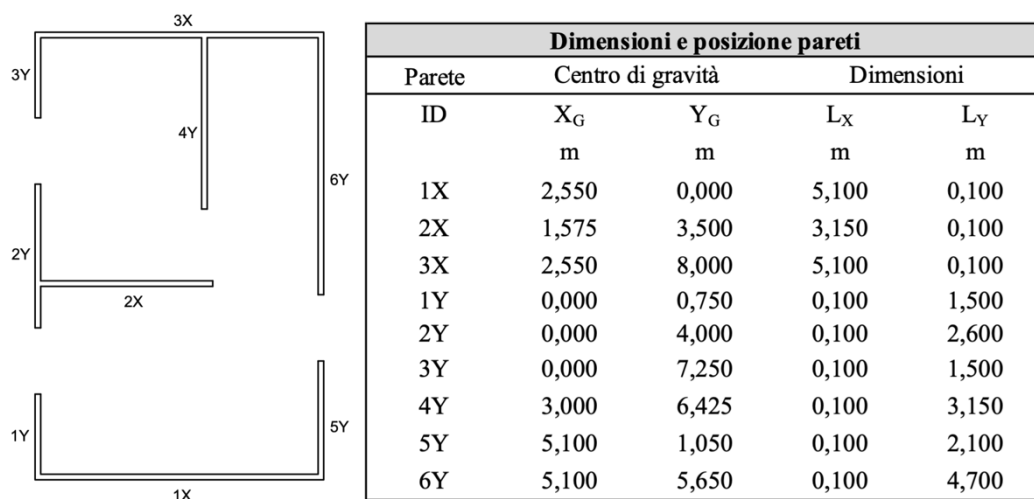


Figura 4.1 a) Pianta della struttura oggetto di studio b) Dimensioni e posizione delle pareti della struttura

## 4.2 Materiale e connessioni utilizzate

Le pareti che compongono la struttura sono composte da legno lamellare incollato a strati alternati classificato in classe CL24h. Le pareti sono composte da 3 strati: i più esterni con uno spessore pari a 33 mm e direzione delle lamelle verticale, mentre quello centrale con uno spesso di 34 mm e una direzione delle lamelle orizzontale. Di seguito vengono riportate le caratteristiche meccaniche del materiale utilizzate nella fase di calcolo di resistenza rigidezza e peso delle pareti che compongono la struttura.

<b>CL24h</b>		
<b>RESISTENZA</b>		
		<b>MPa</b>
Resistenza a flessione	$f_{m,k}$	<b>24,00</b>
Resistenza a trazione // fibre	$f_{t,0,k}$	<b>19,20</b>
Resistenza a trazione $\perp$ fibre	$f_{t,90,k}$	<b>0,50</b>
Resistenza a compressione // fibre	$f_{c,0,k}$	<b>24,00</b>
Resistenza a compressione $\perp$ fibre	$f_{c,90,k}$	<b>2,50</b>
Resistenza a taglio	$f_{v,k}$	<b>2,50</b>
Resistenza a “rolling shear”	$f_{r,k}$	<b>1,20</b>
<b>RIGIDEZZA</b>		
		<b>MPa</b>
Modulo di elasticità // fibre (medio)	$E_{0,mean}$	<b>11500</b>
Modulo di elasticità // fibre (5° percentile)	$E_{0,k}$	<b>9600</b>
Modulo di elasticità $\perp$ fibre (medio)	$E_{90,mean}$	<b>300</b>
Modulo di elasticità $\perp$ fibre (5° percentile)		
Modulo di taglio (medio)	$G_{mean}$	<b>650</b>
Modulo di taglio (5° percentile)	$G_k$	<b>540</b>
Modulo di taglio “rolling shear” (medio)	$G_{r,mean}$	<b>65</b>
Modulo di taglio “rolling shear” (5° percentile)	$G_{r,k}$	
<b>DENSITA'</b>		
		<b>kg/m<sup>3</sup></b>
Densità (media)	$\rho_{mean}$	<b>420</b>
Densità (caratteristica)	$\rho_k$	<b>385</b>

Tabella 4.1 Caratteristiche del materiale

Le connessioni utilizzate sono state scelte tra quelle proposte dall'azienda produttrice Rothoblaas s.r.l. e nello specifico:

- Connessione legno-calcestruzzo resistente a sforzi di trazione WHT PLATE540
- Connessione legno-calcestruzzo resistente a sforzi di taglio TITAN PLATE C TCP300
- Chiodi ad aderenza migliorata 4,0X50 mm LBA-HDG

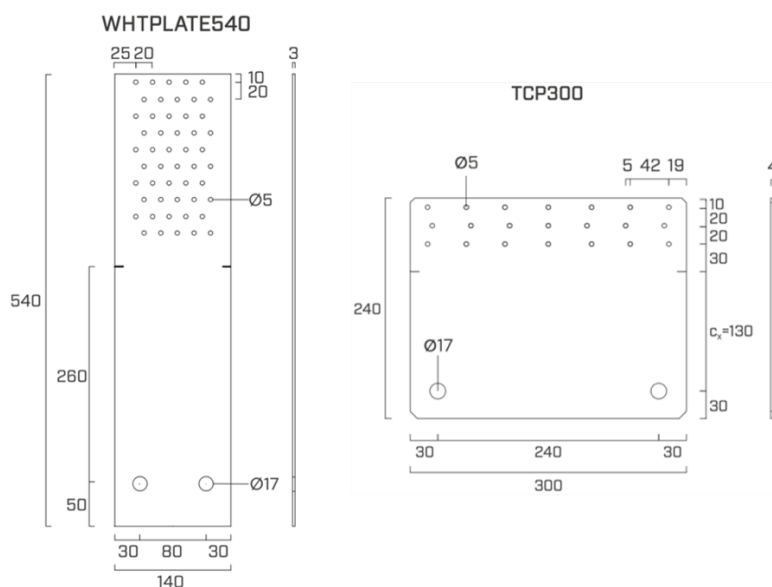


Figura 4.2 Connessioni utilizzate per il collegamento alla fondazione in CA

In fase di progetto si è considerato il sistema di connessione legato alla piastra hold down WHTPLATE540 come reagente a soli sforzi di trazione, mentre la connessione realizzata con la piastra TCP300 come reagente solo a taglio. Le resistenze di progetto degli elementi di connessione sono state calcolate a partire dai valori caratteristici forniti dal produttore nei relativi documenti di valutazione tecnica europea ETA, e vengono di seguito riportati.

Resistenze caratteristiche		
Resistenza caratteristica della piastra HD a trazione	$R_{K,T,P}$	70,60 kN
Resistenza caratteristica della piastra AB a taglio	$R_{K,V,P}$	64,00 kN
Resistenza caratteristica a taglio di un singolo chiodo	$R_{V,k}$	2,174 kN

Tabella 4.2 Resistenze caratteristiche degli elementi che compongono le connessioni

Nel caso della resistenza caratteristica del chiodo ad aderenza migliorata il documento ETA ha applicato la teoria di Johansen di seguito riportata, nel caso di

connessioni legno-acciaio che presentano una singola cerniera plastica sul gambo dell'elemento di connessione. Nello specifico si fa riferimento alla condizione di piastra spessa o "thick plate" e di materiale ligneo avente una densità caratteristica  $\rho_k$  pari a 385 kg/m<sup>3</sup>.

$$R_{V,k} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,k} t_1 d \left[ \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] + \mu \cdot F_{ax,Rk} \\ 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \mu \cdot F_{ax,Rk} \end{array} \right. \quad (4.1)$$

Dove:

- $f_{h,k}$  è la resistenza caratteristica dovuta al meccanismo di "embedding" calcolato secondo l'equazione (4.2);
- $t_1$  è la minima profondità di penetrazione del chiodo considerando lo spessore della testa dello stesso e lo spessore della piastra di collegamento;
- $d$  è il diametro nominale del chiodo;
- $M_{y,Rk}$  è il momento caratteristico di snervamento del chiodo (valore fornito in Table B.4 del documento ETA-22/0002 relativo al chiodo LBA);
- $\mu$  è un coefficiente che limita il contributo dell'effetto fune e nello specifico è pari a 0,8 per chiodi con diametro nominale  $d$  pari a 4,0 mm, e 0,6 per chiodi con diametro nominale  $d$  pari a 6,0 mm;
- $F_{ax,Rk}$  è la resistenza caratteristica ad estrazione del chiodo calcolato secondo la (4.3).

$$f_{h,k} = 0,082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0,3} \quad (4.2)$$

$$F_{ax,Rk} = f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef} \left( \frac{\rho_k}{350} \right)^{0,8} \quad (4.3)$$

Dove:



$\rho_k$	è la densità caratteristica del legno;
$d$	è il diametro nominale del chiodo;
$f_{ax,k}$	è parametro caratteristico di estrazione (fornito in Table 1 del documento ETA-22/0002 relativo al chiodo LBA);
$l_{ef}$	è la profondità di penetrazione della parte filettata del chiodo.

### 4.3 Azioni sulle strutture

#### 4.3.1 Carichi statici di progetto

Il solaio interpiano è realizzato con pannelli in CLT che interrompono la continuità delle pareti verticali così come richiesto dalla tipologia costruttiva “platform construction”. La scelta di tale tipologia di materiale per la realizzazione del solaio fa sì che questo si possa considerare come rigido ai fini dell’analisi sismica, che è stata di tipo statico lineare con masse concentrate al livello dei diaframmi di piano, come verrà successivamente spiegato nella sezione 4.4.

I carichi di progetto agenti sul solaio interpiano sono stati stimati come di seguito riportati.

Solaio interpiano			
Carichi permanenti propri	g1	3,5	kN/m <sup>2</sup>
Carichi permanenti portati	g2	1,0	kN/m <sup>2</sup>
Carichi accidentali (folla)	qk	2,0	kN/m <sup>2</sup>

Tabella 4.3 Carichi di progetto sul solaio interpiano

Il solaio di copertura così come quello interpiano è composto da pannelli in CLT di uno spessore minore dati i differenti carichi agenti. Ai fini dell’analisi sismica eseguita nel corso del caso studio, l’azione accidentale data dalla neve è stata considerata preponderante rispetto all’azione accidentale di categoria H-Coperture accessibili per sola manutenzione, come di seguito dimostrato in tabella.

Solaio di copertura			
Carichi permanenti propri	g1	2,5	kN/m <sup>2</sup>
Carichi permanenti portati	g2	0,5	kN/m <sup>2</sup>

Carichi accidentali (neve)	$q_s$	<b>0,85</b>	$\text{kN/m}^2$
----------------------------	-------	-------------	-----------------

Tabella 4.4 Carichi di progetto sul solaio di copertura

I carichi dovuti al peso della parete vengono di seguito riportati per metro lineare considerando un'altezza della parete pari a 3 metri e uno spessore di 10 cm suddiviso in due spessori realizzati con lamelle verticali ed un centrale realizzato con lamelle orizzontali.

Pareti (h=3 m, sp=10 cm)			
Carichi permanenti propri	g1	<b>3,5</b>	$\text{kN/m}$
Carichi permanenti portati	g2	<b>0,5</b>	$\text{kN/m}$

Tabella 4.5 Carichi di progetto dovuti al peso delle pareti

#### 4.3.2 Azione sismica di progetto

Per la determinazione dell'azione sismica è stata seguita la procedura riportata nelle norme di riferimento italiane NTC18 a partire dai parametri del sito  $a_g = 0,261g$ ,  $F_0 = 2,364$  e  $T_c^* = 0,347$  s. I coefficienti  $S_s$ ,  $C_c$ ,  $S_T$  sono stati ricavati dalle Tab. 3.2.IV e 3.2.V in funzione della tipologia di terreno e categoria topografica precedentemente introdotte.

Il periodo proprio di vibrazione T della struttura è stato calcolato secondo la formula semplificata

$$T = 0,85 \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0,85 \cdot 6^{\frac{3}{4}} = 0,192 \text{ s}, \quad (4.4)$$

mentre i periodi fondamentali dello spettro di risposta in accelerazione sono stati calcolati come di seguito:

- Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro

$T_C$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* = 1 \cdot 0,347 = 0,347 \text{ s} \quad (4.5)$$

- Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro  $T_B$

$$T_B = \frac{T_C}{3} = \frac{0,347}{3} = 0,116 \text{ s} \quad (4.6)$$

- Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro  $T_D$

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6 = 4,0 \cdot \frac{0,261}{g} + 1,6 = 2,644 \text{ s} \quad (4.7)$$

Il periodo di riferimento della struttura risulta essere compreso tra i periodi che definiscono il plateau dello spettro e quindi il valore della risposta elastica viene calcolata come segue:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 = 0,617 \text{ g} \quad (4.8)$$

La seguente tabella riassume i parametri ed i valori ottenuti nel calcolo dell'azione sismica.

Parametri sismici SLV			
Vita nominale	$V_N$	50	anni
Classe d'uso		II	
Coefficiente d'uso	$C_U$	1	
Periodo di riferimento	$V_R$	50	anni
Probabilità superamento	$P_{VR}$	10	%
Periodo di ritorno	$T_R$	475	anni
Parametri del sito			
Accelerazione massima del suolo	$a_g$	0,261	g
Fattore di amplificazione	$F_0$	2,364	
Periodo di inizio tratto ad $a$ cost.	$T_c^*$	0,347	s
Categoria sottosuolo		A	
Coefficiente stratigrafico	$S_S$	1,00	
Coefficiente	$C_C$	1,00	
Categoria topografica		T1	
coefficiente topografico	$S_T$	1,00	
Smorzamento	$S$	1,00	
	$\xi$	5	%
	$\eta$	1	
Periodi dello spettro			
	$T_B$	0,116	s

## CASO STUDIO

	T <sub>C</sub>	0,347	s
	T <sub>D</sub>	2,644	s
Altezza edificio	H	6	m
Periodo di riferimento	T	0,192	s
<b>Spettro di risposta</b>			
Risposta elastica	S <sub>e</sub> (T)	0,617	g

*Tabella 4.6 Parametri e valori per il calcolo dell'azione sismica*

### 4.4 Analisi statica lineare e ripartizione in pianta dell'azione sismica

Il primo passo per l'applicazione dell'analisi statica lineare è stato quello di calcolare i pesi che compongono la struttura secondo la combinazione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2,i} \cdot Q_i \quad (4.9)$$

<b>Pesi in combinazione sismica</b>			
Peso solaio interpiano	W <sub>S1</sub>	208,1	KN
Peso solaio copertura	W <sub>S2</sub>	132,2	KN
Peso pareti piano 1	W <sub>P1</sub>	115,6	KN
Peso pareti piano 2	W <sub>P2</sub>	57,8	KN
Peso sismico totale	W <sub>TOT</sub>	513,7	KN
Massa sismica totale	m <sub>TOT</sub>	52362	Kg

*Tabella 4.7 Pesi in combinazione sismica che compongono la struttura*

Successivamente la massa sismica totale è stata suddivisa in due masse  $m_1$  e  $m_2$  concentrate a livello dei due solai, le quali considerano rispettivamente: un'altezza delle pareti pari all'altezza interpiano e il peso del solaio interpiano nel primo caso, mentre un'altezza delle pareti dimezzata e il peso del solaio di copertura nel secondo caso.

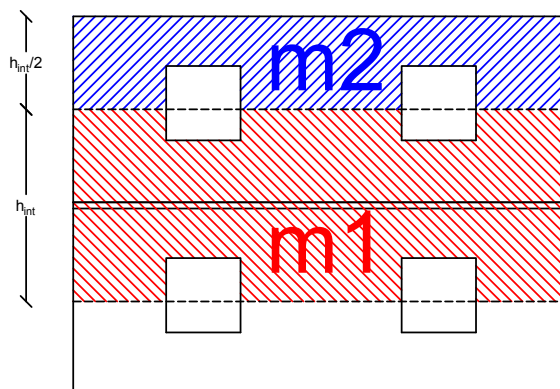


Figura 4.3 Schema di attribuzione delle masse per l'analisi statica lineare

Una volta attribuite le masse ai diversi piani è stato possibile calcolare la forza sismica orizzontale agente  $F_h$  secondo la seguente formula:

$$F_h = \frac{S_e(T) \cdot W_{TOT} \cdot \lambda}{g} \quad (4.10)$$

la quale è stata successivamente suddivisa in due forze agenti ai livelli dei diaframmi di piano  $F_1$  ed  $F_2$  proporzionalmente al prodotto di altezza del diaframma e peso calcolato in combinazione sismica:

$$F_i = \frac{Z_i \cdot W_i}{\sum_i Z_i \cdot W_i} \quad (4.11)$$

Di seguito si riporta la tabella riassuntiva dell'analisi statica lineare svolta con fattore di struttura pari ad 1 e quindi riguardante la risposta elastica, con i relativi valori di sforzo di taglio e momento flettente agente sulla struttura nel piano delle pareti.

Analisi statica lineare							
Piano	$Z_i$	W	WZ	$F_h$	$F_i$	$V_i$	$M_i$
	m	kN	kNm	kN	kN	kN	kNm
2	6	173,4	1040,4	316,9	160,0	160,0	479,9
1	3	340,3	1020,8		157,0	316,9	1430,7
		513,7	2061,2		316,9		

Tabella 4.8 Analisi statica lineare sulla struttura

Ai fini del calcolo dell'eccentricità di ciascun piano si sono poi calcolate le posizioni del centro di rigidezza CR e del centro delle masse CM. Un ulteriore fattore che influenza l'eccentricità è dato dall'eccentricità accidentale calcolata come il 5% della dimensione in pianta della struttura in quella direzione. La somma dell'eccentricità accidentale e di quella geometrica è stata utilizzata in seguito per il calcolo dello sforzo torsionale agente a livello di ciascun piano causato dalle azioni sismiche.

Per il calcolo delle coordinate della posizione del centro di rigidezza si sono considerate soltanto le rigidezze nel piano delle pareti e non quelle fuori piano. Con questa semplificazione vengono trascurata la deformabilità delle connessioni, che risulta essere preponderante nella realtà. I risultati ottenuti possono comunque essere utilizzati per la stima del centro delle rigidezze in quanto si fa l'ipotesi che la deformabilità delle connessioni, pur riducendo la rigidezza laterale della struttura, non modifichi il rapporto di rigidezza fra le varie pareti che la compongono. I risultati di seguito riportati non descrivono quindi la reale rigidezza di ciascuna parete ma forniscono un punto di partenza per la schematizzazione della distribuzione delle forze sismiche tra le pareti del sistema. Per una valutazione più accurata si potrebbe ad un modello numerico capace di rappresentare la deformabilità dei vari pannelli in CLT che compongono la struttura e di ogni ogni singola connessione. Tale approccio che va comunque al di là degli obiettivi del presente lavoro, si scontrerebbe comunque con il fatto che:

- Una assunzione di linearità elastica per il comportamento delle varie componenti costituisce un'approssimazione comunque molto rozza;
- Un modello elastico lineare non riesce comunque a considerare la variazione della rigidezza di una parete al raggiungimento della decompressione e degli effetti di attrito;
- La reale rigidezza elastica delle diverse connessioni non è sempre nota.

La rigidezza è stata calcolata secondo la formulazione che riguarda mensole incastrate alla base come quanto segue:

$$k_x = \left( \frac{h^3}{3EJ_y} + \frac{\chi h}{G A} \right), k_y = \left( \frac{h^3}{3EJ_x} + \frac{1,2 h}{G A} \right) \quad (4.12)$$

Dove:

- $h$  è l'altezza della parete;
- $E$  è modulo elastico del materiale;
- $G$  è il modulo di taglio del materiale;
- $A$  è l'area in pianta della parete;
- $J$  è il momento d'inerzia della sezione di base calcolato come segue:

$$J_x = \frac{l_x + l_y^3}{12}, J_y = \frac{l_y + l_x^3}{12} \quad (4.13)$$

Le coordinate del centro di rigidezza sono state successivamente calcolate secondo le seguenti formule:

$$x_{CR} = \frac{\sum_i k_{yi} \cdot x_i}{\sum_i k_{yi}} = 2,87 \text{ m} \quad (4.14)$$

$$y_{CR} = \frac{\sum_i k_{xi} \cdot y_i}{\sum_i k_{xi}} = 3,88 \text{ m} \quad (4.15)$$

Di seguito si riportano le coordinate del centro di rigidezza CR, per la tabella riassuntiva del calcolo dei parametri utilizzati si veda l'appendice A

Ascissa centro di rigidezza	$x_{CR}$	2,87	m
Ordinata centro di rigidezza	$y_{CR}$	3,88	m

Tabella 4.9 Posizione del centro di rigidezza

Il calcolo della posizione del centro di massa, al contrario rispetto al centro di rigidezza, è stato eseguito ad ogni piano della struttura quindi le eccentricità geometriche sono differenti per i due livelli della struttura. Dopo aver calcolato il peso di ciascuna parete e conoscendo la loro posizione in pianta, le coordinate del centro di massa CM sono state calcolate come segue:

$$x_{CM} = \frac{\sum_i W_i \cdot x_i}{\sum_i W_i} \quad (4.16)$$

$$y_{CM} = \frac{\sum_i W_i \cdot y_i}{\sum_i W_i} \quad (4.17)$$

Ascissa centro di massa piano 1	$X_{CM,1}$	2,39	m
Ordinata centro di massa piano 1	$Y_{CM,1}$	3,63	m

Tabella 4.10 Posizione del centro di massa del piano 1

Ascissa centro di massa piano 2	$X_{CM,2}$	2,58	m
Ordinata centro di massa piano 2	$Y_{CM,2}$	3,90	m

Tabella 4.11 Posizione del centro di massa del piano 2

Una volta determinate le posizioni dei centri di rigidezza e massa è stato possibile calcolare i valori delle eccentricità come quanto segue:

- Eccentricità geometriche:

$$e_{x,i} = x_{CM,i} - x_{CR} \quad (4.18)$$

$$e_{y,i} = y_{CM,i} - y_{CR} \quad (4.19)$$

- Eccentricità accidentali:

$$e_{ax} = 0,05 \cdot dim_x \quad (4.20)$$

$$e_{ay} = 0,05 \cdot dim_y \quad (4.21)$$

Per massimizzare gli effetti torsionali dovuti alle azioni simiche l'eccentricità totale utilizzata in fase di calcolo è data dalla somma dei valori assoluti delle componenti x ed y delle eccentricità.

Di seguito si riportano i valori ottenuti per le eccentricità ai due piani della struttura:

Calcolo delle eccentricità piano 1			
Eccentricità geometrica	$e_x$	-0,479	m
	$e_y$	-0,257	m
Eccentricità accidentale	$e_x$	0,255	m
	$e_y$	0,350	m
Eccentricità totale	$e_x$	0,734	m
	$e_y$	0,607	m



Calcolo delle eccentricità piano 2			
Eccentricità geometrica	e <sub>x</sub>	-0,295	m
	e <sub>y</sub>	0,014	m
Eccentricità accidentale	e <sub>x</sub>	0,255	m
	e <sub>y</sub>	0,350	m
Eccentricità totale	e <sub>x</sub>	<b>0,550</b>	m
	e <sub>y</sub>	<b>0,364</b>	m

Tabella 4.12 Valori delle eccentricità ai vari piani

Per il completamento di dati necessari alla valutazione della distribuzione in pianta dell'azione sismica si sono ricavati i valori della rigidezza traslazionale di piano  $k_{TOT}$  nelle due direzioni e della rigidezza rotazionale di piano totale, detto anche momento d'inerzia polare delle rigidezze  $J_{p,TOT}$ , come segue:

$$k_{x,TOT} = \sum_i k_{x,i} \quad (4.22)$$

$$k_{y,TOT} = \sum_i k_{y,i} \quad (4.23)$$

$$J_{p,TOT} = \sum_i k_{x,i}(y_i - y_{CR})^2 + \sum_i k_{y,i}(x_i - x_{CR})^2 \quad (4.24)$$

Rigidezza traslazionale in x	$K_{x,TOT}$	<b>198477</b> kN/m
Rigidezza traslazionale in y	$K_{y,TOT}$	<b>226779</b> kN/m
Rigidezza rotazionale	$J_{p,TOT}$	<b>3599733</b> KNm

Tabella 4.13 X Calcolo delle rigidezze traslazionali e rotazionali di piano

Ai fini del caso studio si è scelto di analizzare e progettare la parete 2Y avete una lunghezza in pianta pari a 2,6 m. Tale parete è stata considerata come reagente nel solo piano di appartenenza Y, e per questo motivo l'azione sismica in combinazione 100:30 ha considerato il 100% della massima forza sismica in direzione Y e il 30% della massima forza sismica in direzione X.

Di seguito si riportano le sollecitazioni agenti sulla parete in analisi e le formulazioni utilizzate in fase di calcolo, nell'ipotesi di fattore di struttura  $q$  pari a 1. Per le formule utilizzate in fase di calcolo si rimanda all'appendice A.

Azioni sulla parete 2Y										
Piano	Parete	$F_{\text{piano}}$ kN	$e_x$ m	$e_y$ m	$M_x$ kNm	$M_y$ kNm	$M_{\text{TOT}}$ kNm	$F_{Yi}$ kN	$V_i$ kN	$M_i$ kNm
2	2Y	160,0	0,550	0,364	58,2	88,0	105,5	30,0	30,0	90,1
1	2Y	157,0	0,734	0,607	95,3	115,2	143,8	30,7	60,8	272,4

Tabella 4.14 Azioni sulla parete 2Y con  $q=1$  (risposta elastica)

Dove:

$M_{x,i}$  è il momento torcente agente all'i-esimo piano dovuto alla forza sismica in direzione x;

$M_{y,i}$  è il momento torcente agente all'i-esimo piano dovuto alla forza sismica in direzione y;

$M_{TOT,i}$  è il momento torcente totale agente all'i-esimo piano in combinazione 100:30;

$F_{y,i}$  è la forza sismica agente in direzione y al livello del piano i-esimo;

$V_i$  è il taglio agente sulla parete al piano i-esimo ;

$M_i$  è il momento flettente nel piano della parete agente alla base del piano i-esimo;

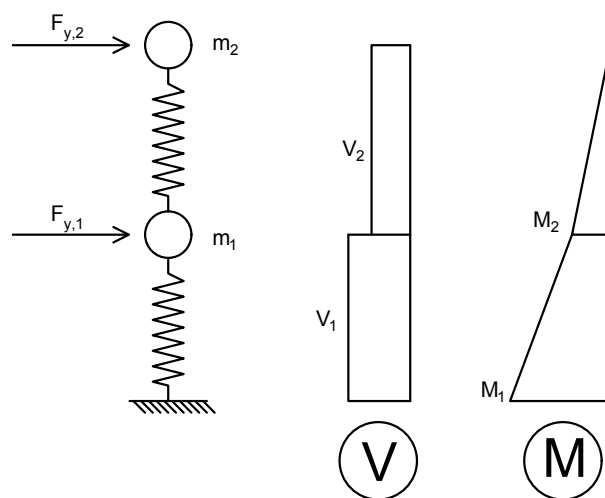


Figura 4.4 Schema delle sollecitazioni agenti sulla parete 2Y

#### 4.5 Applicazione del capacity design

Le resistenze di progetto delle componenti della struttura e nello specifico della parete 2Y sono state progettate secondo livelli distinti. Il primo di questo ha riguardato le connessioni nelle quali la resistenza della piastra di collegamento è stata progettata con un'adeguata sovraresistenza rispetto alla chiodatura applicata alla connessione. Il secondo livello prevede di favorire il meccanismo di ribaltamento nel piano della parete rispetto a quello di slittamento della stessa, per il quale la resistenza della chiodatura delle connessioni a taglio sono state progettate con un fattore  $\gamma_{Rd}$  rispetto alla chiodatura della connessione resistente a momento ribaltante, ovvero le connessioni hold-down HD. L'ultimo livello ha previsto che il meccanismo più fragile per le costruzioni a pareti portanti in CLT, ovvero la rottura a taglio della parete, fosse sovradimensionata rispetto alla resistenza della connessione resistente a sforzi taglianti.

Per l'applicazione del capacity design si sono seguite le indicazioni normative riportate nel capitolo precedente. Per l'approccio "prEN-1998 modificato" s'intende l'applicazione delle indicazioni fornite dal draft dell'eurocodice 8 cambiando le formule riguardanti il calcolo della resistenza di progetto del meccanismo duttile secondo quanto riportato al paragrafo 3.3.1. Per l'approccio "presente studio" si sono applicate le stesse procedure del "prEN-1998 modificato" considerando valori di fattore di struttura  $q$  e fattore di sovraresistenza  $\gamma_{Rd}$  calcolati secondo quanto visto ai paragrafi sezioni 2.4 e 2.5.

Per quest'ultimo approccio applicando l'equazione (2.24) risulta:

$$q_0(\beta, \lambda) = (q_{0,ref} + \lambda^k) \cdot \beta^k = (2,3 + 1,15^{0,438}) \cdot 1^{0,438} = 3,4 \quad (4.25)$$

Dove:

$$\lambda = \frac{H}{B} = \frac{2,6}{3} = 1,15 \quad (4.26)$$

$$\beta = \frac{P}{P_0} = \frac{11,2}{11,2} = 1 \quad (4.27)$$

Per quanto riguarda i fattori di sovraresistenza invece si sono considerati tre differenti valori secondo la tabella 4.15:

- Il primo pari a 3,38 (approssimato a 3,4) riguarda la progettazione dei collegamenti resistenti a trazione hold down;
- Il secondo pari a 1,97 (approssimato a 2) riguarda la progettazione dei collegamenti resistenti a taglio angle brackets;
- Il terzo pari a 1,6 è stato utilizzato per garantire un'adeguata resistenza tra i differenti meccanismi che caratterizzano le diverse parti della parete.

	NTC18	EC8	prEN-1998	prEN-1998 modificato	CNR	Presente studio
$q$	2,5	2	2,3	2,3	2	3,4
$\gamma_{RD}$	1,3	1,3	1,6	1,6	1,1	3,4-2,0-1,6

Tabella 4.15 Fattori di struttura  $q$  fattori di sovraresistenza  $\gamma_{Ra}$  per i diversi casi analizzati

Di seguito si riportano le azioni agenti sulla parete 2Y scalate rispetto alla risposta elastica del fattore di struttura  $q$  relativo alla normativa utilizzata. Per il calcolo dello sforzo normale N1 si è considerato il solo peso delle pareti trascurando quello del solaio, nell'ipotesi che questo scarichi completamente il proprio peso sulle pareti disposte lungo l'asse x.

Azioni							
	NTC18	EC8	prEN-1998	prEN-1998 modificato	CNR	Presente studio	
F2	12,0	15,0	13,1	13,1	15,0	8,8	[kN]
F1	12,3	15,4	13,3	13,3	15,4	9,0	[kN]
V2	12,0	15,0	13,1	13,1	15,0	8,8	[kN]
V1	24,3	30,4	26,4	26,4	30,4	17,9	[kN]
M2	36,1	45,1	39,2	39,2	45,1	26,5	[kNm]
M1	109,0	136,2	118,4	118,4	136,2	80,1	[kNm]
N1	26,9	26,9	26,9	26,9	26,9	26,9	[kN]

Tabella 4.16 Sollecitazioni di progetto sulla parete 2Y

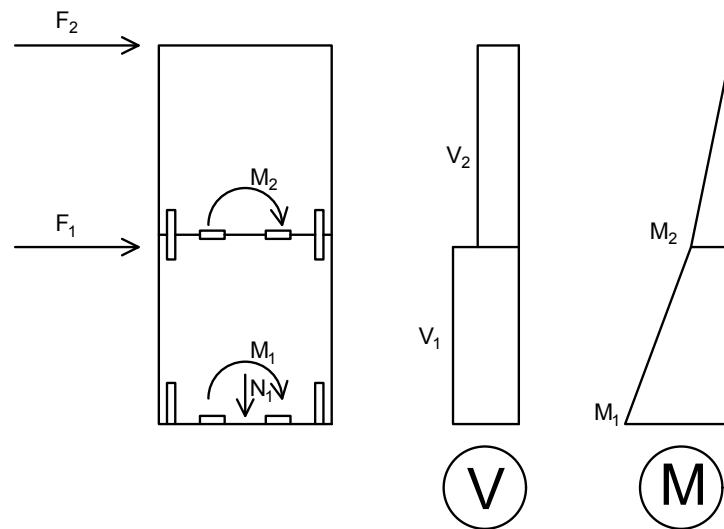


Figura 4.5 Schema delle sollecitazioni di progetto agenti sulla parete 2Y

#### 4.5.1 Resistenza a taglio di progetto di un singolo chiodo

La resistenza di progetto di un chiodo sottoposto a sforzi di taglio è stata ricavata a partire dalla resistenza caratteristica ricavata come indicato alla sezione 4.2. tramite due possibili formulazioni:

- Nel caso di prEN-1998 come:

$$F_{Rv,d} = k_{deg} \cdot k_{mod} \cdot \frac{F_{Rv,k}}{\gamma_M} \quad (4.28)$$

- Negli altri casi come:

$$F_{Rv,d} = k_{mod} \cdot \frac{F_{Rv,k}}{\gamma_M} \quad (4.29)$$

Dove:

- $F_{Rv,d}$  è la resistenza di progetto a taglio di un singolo chiodo;
- $F_{Rv,k}$  è la resistenza caratteristica a taglio di un singolo chiodo;
- $k_{mod}$  è il fattore correttivo che tiene conto della durata del carico e del contenuto di umidità;
- $k_{deg}$  è il fattore di degrado della resistenza per effetto di sollecitazioni cicliche;

$\gamma_M$  è il coefficiente di sicurezza parziale delle proprietà del materiale.

Chiodatura							
	NTC18	EC8	prEN-1998	prEN-1998 modificato	CNR	Presente studio	
$F_{Rv,k}$	2,174	2,174	2,174	2,174	2,174	2,174	[kN]
$k_{mod}$	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	
$\gamma_M$	1,5	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	
$k_{deg}$			0,8	/		/	
$F_{Rv,d}$	1,594	1,840	1,472	1,840	1,840	1,840	[kN]

Tabella 4.17 Resistenze di progetto di un singolo chiodo sottoposto a sforzi di taglio

#### 4.5.2 Hold down di collegamento alla base

Per il calcolo della resistenza a trazione della connessione hold-down si è partiti dalla determinazione del numero di collegamenti  $n^{\circ}_{HD}$  e dalla forza di trazione agente su un singolo hold-down  $F_{T,HD}$  secondo quanto segue:

$$F_{T,HD} = \frac{M_1 - N_1 \cdot \frac{i}{2}}{i} \cdot \frac{1}{n^{\circ}_{HD}} \quad (4.30)$$

Dove:

- $M_1$  è il momento agente sulla parete alla base del piano 1;
- $N_1$  è lo sforzo normale agente sulla parete alla base del piano 1;
- $i$  è l'interasse tra i collegamenti hold-down posizionati agli estremi della parete, pari a 2,2 m ;
- $n^{\circ}_{HD}$  è il numero totale di hold-down posizionati sulla parete;

La (4.34) pur essendo un'approssimazione accettabile, semplifica fortemente lo schema dei carichi sulla parete in quanto considera la parete come isolata dal resto della struttura trascurando l'interazione dei pannelli adiacenti, ortogonali o allineati, che sono collegati alla parete considerata.

Il progetto del collegamento è proseguito successivamente con la determinazione del numero minimo di chiodi necessario su ogni collegamento per resistere agli sforzi sismici di progetto secondo la formula:

$$n^{\circ}_{min,c,HD} = \frac{F_{T,HD}}{F_{RV,d}} \quad (4.31)$$

Dove:

- $F_{T,HD}$  è lo sforzo di trazione agente su un singolo hold-down;  
 $F_{RV,d}$  è la resistenza caratteristica a taglio di un singolo chiodo.

La resistenza della chiodatura riguardante un singolo hold-down  $R_{c,HD}$  è stata successivamente calcolata come il prodotto del numero di chiodi effettivamente impiegati  $n^{\circ}_{c,HD}$  e la resistenza caratteristica di un singolo chiodo. Questa resistenza è stata utilizzata poi per il calcolo del momento resistente fornito alla parete dalle chiodature delle sole connessioni hold-down  $M_{Rd,c,HD}$ . Il valore dell'effettivo momento resistente della parete è stato successivamente calcolato considerando anche l'apporto favorevole del peso proprio delle pareti su questo, secondo quanto segue:

$$M_{Rd} = M_{Rd,c,HD} + N_1 \cdot \frac{i}{2} \quad (4.32)$$

Hold down						
	NTC18	EC8	prEN-1998	prEN-1998 modificato	CNR	Presente studio
$n^{\circ}_{HD}$	4	4	4	4	4	6
$F_{T,HD}$	18,0	24,2	20,2	20,2	24,2	7,7 [kN]
$n^{\circ}_{min,c,HD}$	12	14	14	11	14	5
$n^{\circ}_{c,HD}$	16	17	17	14	17	8
$R_{c,HD}$	25,5	31,3	25,0	25,8	31,3	14,7 [kN]
$M_{Rd,c,HD}$	112,2	137,6	110,1	113,3	137,6	97,1 [kNm]
$M_{Rd}$	141,8	167,2	139,7	142,9	167,2	126,7 [kNm]
$M_{ed}/M_{Rd}$	77%	81%	85%	83%	81%	63%

Tabella 4.18 Resistenza di progetto chiodatura hold-down

La resistenza di progetto della piastra di collegamento sottoposta a sforzi di trazione è stata calcolata a partire dalla resistenza caratteristica fornita dal produttore nel documento ETA del collegamento, secondo la seguente equazione:

$$R_{d,T,P,HD} = \frac{R_{d,T,P,HD}}{\gamma_M} \quad (4.33)$$

Dove:

- $R_{d,T,P,HD}$  è la resistenza di progetto a trazione della piastra di collegamento;
- $R_{d,T,P,HD}$  è la resistenza caratteristica a trazione della piastra di collegamento;
- $\gamma_M$  è il coefficiente di sicurezza parziale delle proprietà del materiale.

L'azione agente sulla stessa piastra di collegamento secondo la gerarchia delle resistenze  $R_{Ed,CD}$  è stata calcolata moltiplicando la resistenza di progetto della chiodatura di un singolo hold-down  $R_{c,HD}$  per il fattore di sovraresistenza  $\gamma_{Rd}$ . Nei restanti approcci tale valore è diviso per il fattore  $k_{deg}$  dato che si tratta della resistenza di un meccanismo considerato duttile.

$$R_{Ed,CD} = \begin{cases} R_{c,HD} \cdot \gamma_{Rd} & \text{per NTC18, EC8 e CNR} \\ \frac{R_{c,HD} \cdot \gamma_{Rd}}{k_{deg}} & \text{per i restanti approcci} \end{cases} \quad (4.34)$$

Resistenza piastra HD							
	NTC18	EC8	prEN-1998	prEN-1998 modificato	CNR	Presente studio	
$R_{k,P,T,HD}$	70,6	70,6	70,6	70,6	70,6	70,6	[kN]
$\gamma_M$	1,25	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	
$k_{deg}$			0,8	0,8		0,8	



## CASO STUDIO

$R_{d,T,P,HD}$	56,5	70,6	70,6	70,6	70,6	70,6	[kN]
$R_{CD,P,HD}$	33,2	40,7	50,0	51,5	34,4	62,2	[kN]
$R_d/R_{Ed,CD}$	59%	58%	71%	73%	49%	88%	

*Tabella 4.19 Resistenza di progetto della piastra hold-down*

### 4.5.3 Angle brackets di collegamento alla base

Per la progettazione delle connessioni reagenti a sforzi di taglio sulla parete il primo passaggio è stato quello di confrontare il taglio su ciascun collegamento secondo le azioni sismiche in gioco, con quello agente secondo il capacity design a partire dalle resistenze della chiodatura dell'elemento hold-down, calcolati come segue:

$$V_{AB} = \frac{V_1}{n_{AB}^{\circ}} \quad (4.35)$$

$$V_{CD,AB} = \frac{\gamma_{RD} \cdot M_{Rd}}{h} \cdot \frac{1}{n_{AB}^{\circ}} \quad (4.36)$$

Dove:

- $V_{AB}$  è il taglio agente su ciascun collegamento a taglio secondo l'azione sismica di progetto;
- $V_{CD,AB}$  è l'azione tagliante agente applicando la gerarchia delle resistenze;
- $n_{AB}^{\circ}$  è il numero di collegamenti angle brackets utilizzati sulla parete;
- $M_{Rd}$  è il momento dato dalle chiodature degli hold-down e deal contributo stabilizzante del peso della parete;
- $h$  è l'altezza della parete.

In tutti i casi analizzati l'azione data dal taglio sismico di progetto è risultata minore rispetto a quella data dall'applicazione della gerarchia delle resistenze, e per questo motivo è stata considerato tale valore per il dimensionamento della chiodatura minima su ogni singolo collegamento angle bracket, secondo quanto segue:

$$n_{min,c,AB}^{\circ} = \frac{V_{CD,AB}}{F_{RV,d}} \quad (4.37)$$

La resistenza della chiodatura per ogni singola connessione a taglio  $R_{c,AB}$  è stata ricavata poi moltiplicando la resistenza di progetto a taglio di un singolo chiodo  $F_{Rv,d}$  per il numero di chiodi effettivamente inseriti  $n^{\circ}_{c,AB}$ . Il taglio resistente  $V_{Rd}$  utilizzato nella verifica di resistenza è stato quindi ricavato dalla seguente equazione:

$$V_{Rd} = R_{c,AB} \cdot n^{\circ}_{AB} \quad (4.38)$$

Angle bracket						
	NTC18	EC8	prEN-1998	prEN-1998 modificato	CNR	Presente studio
$n^{\circ}_{AB}$	2	3	3	3	2	3
$V_{AB}$	12,2	10,1	8,8	8,8	15,2	6,0 [kN]
$V_{CD,AB}$	30,7	24,1	24,8	25,4	30,7	22,5 [kN]
$n^{\circ}_{min,c,AB}$	20,0	14,0	17,0	14,0	17,0	13,0
$n^{\circ}_{c,AB}$	21	17	20	17	20	16
$R_{c,AB}$	33,5	31,3	29,4	31,3	36,8	29,4 [kN]
$V_{Rd}$	67,0	93,8	88,3	93,8	73,6	88,3 [kN]
$V_{Ed}/V_{Rd}$	92%	77%	84%	81%	83%	77%

Tabella 4.20 Resistenza di progetto chiodatura angle bracket

Così come per il collegamento hold-down anche per il collegamento resistente a taglio è necessario garantire un'adeguata sovraresistenza della piastra di collegamento rispetto alla chiodatura dello stesso, in quanto il meccanismo di rottura meno dissipativo è proprio quello di rottura della piastra a taglio.

L'azione agente sulla piastra secondo le prescrizioni normative riguardanti la gerarchia delle resistenze è pari a:

$$R_{CD,P,AB} = \begin{cases} R_{c,AB} \cdot \gamma_{Rd} & \text{per NTC18, EC8 e CNR} \\ \frac{R_{c,AB} \cdot \gamma_{Rd}}{k_{deg}} & \text{per i restanti approcci} \end{cases} \quad (4.39)$$

Dove:

- $R_{CD,P,AB}$  è la resistenza minima richiesta alla singola piastra AB secondo la gerarchia delle resistenze;
- $R_{c,AB}$  è la resistenza a taglio della chiodatura di un singolo collegamento AB;
- $k_{deg}$  è il fattore di degrado della resistenza per effetto di sollecitazioni cicliche;
- $\gamma_M$  è il coefficiente di sicurezza parziale delle proprietà del materiale.

Tale valore è stato successivamente confrontato con la resistenza di progetto a taglio della piastra ricavata partendo dal valore caratteristico fornito dal produttore nel documento ETA, secondo quanto segue:

$$R_{d,V,P,AB} = \frac{R_{k,V,P,AB}}{\gamma_M} \quad (4.40)$$

Dove:

- $R_{d,V,P,AB}$  è la resistenza di progetto a taglio della piastra angle bracket;
- $R_{k,V,P,AB}$  è la resistenza caratteristica a taglio della piastra angle bracket;
- $\gamma_M$  è il coefficiente di sicurezza parziale delle proprietà del materiale.

Resistenza piastra AB							
	NTC18	EC8	prEN-1998	prEN-1998 modificato	CNR	Presente studio	
$R_{K,V,P,AB}$	64,0	64,0	64,0	64,0	64,0	64,0	[kN]
$\gamma_M$	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	
$k_{deg}$			0,8	0,8		0,8	
$R_{d,V,P,AB}$	64,0	64,0	64,0	64,0	64,0	64,0	[kN]
$R_{CD,P,AB}$	43,5	40,7	37,7	40,0	40,5	46,4	[kN]
$R_d/R_{Ed,CD}$	68%	64%	59%	63%	63%	72%	

Tabella 4.21 Resistenza di progetto della piastra AB

#### 4.5.4 Resistenza a taglio della parete

Il meccanismo di rottura a taglio della parete in CLT risulta essere la meno dissipativa tra quelli visti fino ad ora evidenziando un comportamento fortemente fragile. Il meccanismo di rottura a taglio per pannelli a strati incollati ed incrociati si suddivide in due possibili sotto-meccanismi che sono:

- Meccanismo di taglio: consiste nello slittamento lungo la superficie di contatto, tra strati adiacenti composti da lamelle disposte in modo ortogonale;
- Meccanismo di taglio torsione: consiste nella rotazione relativa tra le lamelle disposte in una direzione e le lamelle ortogonali degli strati adiacenti.

La resistenza di tale meccanismo di taglio è stata progettata con un adeguata sovrarresistenza rispetto alla resistenza della chiodatura del collegamento a taglio, la quale a sua volta è stata progettata in gerarchia delle resistenze rispetto alla resistenza del collegamento hold-down. L'azione di taglio agente secondo le regole del capacity design delle varie normative è stata calcolata secondo quanto segue:

$$V_{Ed,CD} = \begin{cases} R_{c,AB} \cdot n^{\circ}_{AB} \cdot \gamma_{Rd} & \text{per NTC18, EC8 e CNR} \\ \frac{R_{c,AB} \cdot n^{\circ}_{AB} \cdot \gamma_{Rd}}{k_{deg}} & \text{per prEN - 1998 e proposta analitica} \end{cases} \quad (4.41)$$

Dove:

- $V_{Ed,CD}$  è lo sforzo di taglio agente sulla parete secondo le prescrizioni del capacity design;
- $R_{c,AB}$  è la resistenza della chiodatura di una singola connessione a taglio AB;
- $n^{\circ}_{AB}$  è il numero di connettori a taglio installata sulla parete;
- $k_{deg}$  è il fattore di degrado della resistenza per effetto di sollecitazioni cicliche;

Per il calcolo della capacità portante della parete in CLT si è seguita la procedura “Representative Volume Element” RVE e “Representative Volume Sub-Element”

la quale consiste nell'analisi di una porzione quadrata di lato  $a$  della parete, considerando l'intero spessore per quanto riguarda RVE, e uno spessore formato da due strati di lamelle affiancati per quanto riguarda RVSE. Gli spessori dei singoli strati, come pure lo spessore totale della lastra devono essere trasformati in spessori ideali  $t^*$ , che serviranno da base per il calcolo delle tensioni di taglio e di torsione effettive, dato che non si tratta di una parete composta da diverse stratificazioni. Gli spessori ideali sono definiti nel modo seguente:

- Per gli strati esterni: il valore minimo fra lo spessore dello strato interno e il doppio dello spessore dello strato esterno alla superficie incollata considerata;
- Per gli strati interni: il valore minimo degli spessori degli strati adiacenti alla superficie incollata

Il valore dello spessore totale  $t_{TOT}^*$  dell'elemento RVE è dato dalla seguente relazione:

$$t_{TOT}^* = \sum_1^n t_i^* \quad (4.42)$$

Dove:

$t_i^*$  è lo spessore del singolo RVSE calcolato secondo quanto indicato in precedenza;

$n$  è il numero di superfici incollate.

Nel caso in analisi entrambi gli spessori RVSE  $t_i^*$  sono pari a 34 mm e quindi lo spessore ideale totale  $t_{TOT}^*$  è pari a 68 mm. L'elemento di parete con le forze che ne definiscono gli sforzi interni è descritto nella seguente figura:

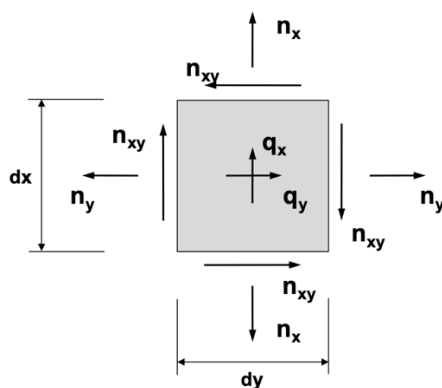


Figura 4.6 Forze agenti su elemento di parete CLT

le forze interne sono date dalle forze  $n_x$ ,  $n_y$  e  $n_{xy}$ , dove  $n_x$  e  $n_y$  rappresentano le forze assiali, mentre  $n_{xy}$  rappresenta la sollecitazione a taglio, nel piano del pannello. Le sollecitazioni dovute alla forza  $n_{xy}$  sono indicate come forza di taglio  $V$  se non riferite ad una porzione di parete unitaria. Le tensioni di taglio su un generico elemento di lastra possono essere determinate in modo molto semplice secondo la relazione:

$$n_{xy,RVSE} = \frac{n_{xy} \cdot t_i^*}{t_{TOT}^*} \quad (4.43)$$

Dove:

$$n_{xy} = \frac{V_{Ed,CD}}{B_{parete}} \quad (4.44)$$

È stato possibile determinare la tensione di taglio ideale di riferimento, calcolata sullo spessore ideale del singolo RVSE:

$$\tau_{0,RVSE} = \frac{n_{xy,RVSE}}{t_i^*} \quad (4.45)$$

Il passaggio successivo è stato quello di calcolare lo stato tensionale generato da ciascuno dei due meccanismi di taglio secondo quanto segue:

$$\tau_{V,d} = 2 \cdot \tau_{0,RVSE} \quad (4.46)$$

$$\tau_{T,d} = \frac{3 \cdot \tau_{0,RVSE} \cdot t_i^*}{a} \quad (4.47)$$

Dove:

- $\tau_{V,d}$  è la tensione di progetto per il meccanismo di taglio;
- $\tau_{T,d}$  è la tensione di progetto per il meccanismo di taglio-torsione.

Tali tensioni sono state confrontate con le resistenze dovute ai relativi meccanismi di taglio calcolate a partire dai valori caratteristici delle stesse:

$$f_{V,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{V,k}}{\gamma_M} = \frac{0,9 \cdot 5}{1,45} = 3,1 \text{ MPa} \quad (4.48)$$

$$f_{T,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{T,k}}{\gamma_M} = \frac{0,9 \cdot 2,5}{1,45} = 1,6 \text{ MPa}$$

(4.49)

Parete							
	NTC18	EC8	prEN-1998	prEN-1998 modificato	CNR	Presente studio	
$V_{ed,CD}$	87,0	122,0	176,6	187,6	80,9	176,6	[kN]
$n_{x,y}$	33,5	46,9	67,9	72,2	31,1	67,9	[N/mm]
$n_{x,y,RVSE}$	16,7	23,5	34,0	36,1	15,6	34,0	[N/mm]
$\tau_{0,RVSE}$	0,5	0,7	1,0	1,1	0,5	1,0	[MPa]
$\tau_{V,d}$	1,0	1,4	2,0	2,1	0,9	2,0	[MPa]
$f_{V,d}$	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	[MPa]
$\tau_{V,d}/f_{V,d}$	32%	44%	64%	68%	30%	64%	
$\tau_{T,d}$	0,3	0,5	0,7	0,7	0,3	0,7	[MPa]
$f_{T,d}$	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	[MPa]
$\tau_{T,d}/f_{T,d}$	22%	30%	44%	47%	20%	44%	

Tabella 4.22 Resistenza a taglio della pare in CLT

#### 4.6 Diversa applicazione delle normative di riferimento

L'utilizzo di un fattore di struttura derivato dalla proposta normativa di carattere analitico come nel paragrafo 2.5 produce la diminuzione delle forze di progetto sulla parete in analisi. In tal caso nonostante una minore azione agente si ha comunque la necessità di prescrivere 3 hold-down a ciascuna estremità della parete, uno in più rispetto alle altre normative di riferimento. Questo perché nel caso in cui ne fossero stati prescritti 2 connessioni a trazione ad ogni estremità della parete come per le altre normative, la resistenza della piastra a trazione non sarebbe risultata maggiore della resistenza della chiodatura adeguata secondo il fattore di sovrarresistenza. La mancata verifica è dovuta all'utilizzo di un fattore di sovrarresistenza secondo test di carico e prove di laboratorio ben maggiore rispetto a quello fornito dalle normative. Gli studi analizzati nel presente elaborato hanno

## CASO STUDIO

dimostrato che il fattore di struttura  $q$  e quello di sovraresistenza  $\gamma_{Rd}$  utilizzati per l'ultima colonna del caso studio siano quelli che simulano al meglio il vero comportamento della parete in analisi, e ciò dimostrerebbe che le proposte di applicazione del capacity design secondo le normative vigenti non sono del tutto affidabili.

Si riporta di seguito una comparativa tra le diverse proposte normative a parità di numero di collegamenti a trazione per dimostrare quanto appena introdotto:

<b>Hold down</b>							
	NTC18	EC8	prEN-1998	prEN-1998 modificato	CNR	Presente studio	
$n^{\circ}$ HD	4	4	4	4	4	4	
$F_{T,HD}$	18,0	24,2	20,2	20,2	24,2	11,5	[kN]
$n^{\circ}_{min,c,HD}$	12	14	14	11	14	7	
$n^{\circ}_{c,HD}$	16	17	17	14	17	10	
$R_{c,HD}$	25,5	31,3	25,0	25,8	31,3	18,4	[kN]
$M_{Rd,HD}$	112,2	137,6	110,1	113,3	137,6	80,9	[kNm]
$M_{Rd}$	141,8	167,2	139,7	142,9	167,2	110,5	[kNm]
$M_{ed}/M_{Rd}$	77%	81%	85%	83%	81%	72%	
<b>Resistenza piastra HD</b>							
	NTC18	EC8	prEN-1998	prEN-1998 modificato	CNR	Presente studio	
$R_{k,P,T,HD}$	70,6	70,6	70,6	70,6	70,6	70,6	[kN]
$\gamma_M$	1,25	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	
$k_{deg}$			0,8	0,8		0,8	
$R_{d,T,P,HD}$	56,5	70,6	70,6	70,6	70,6	70,6	[kN]
$R_{CD,P,HD}$	33,2	40,7	50,0	51,5	34,4	77,7	[kN]
$R_d/R_{Ed,CD}$	59%	58%	71%	73%	49%	110%	

Tabella 4.23 Applicazione del capacity design secondo il presente studio con dimensionamento del numero di connessioni secondo normative



## 5 CONCLUSIONI

### 5.1 Difficoltà di applicazione del capacity design

Il capacity design applicato secondo quanto prescritto dalle attuali norme vigenti sulle strutture in CLT presenta alcune problematiche soprattutto nei confronti dell'utilizzo di connessioni di tipo tradizionale come quelle viste nel caso studio analizzato alla precedente sezione. Al fine di garantire il comportamento duttile della struttura o di parte di essa pensate in fase progettuale, vanno rispettate una serie di prescrizioni che per chi non conosce le regole relative alla gerarchia delle resistenze possono sembrare controintuitive. L'utilizzo di un maggior numero di chiodi o di collegamenti più resistenti non sempre favorisce la sicurezza. Di seguito si riporta un esempio di verifica dei collegamenti su una parete in CLT nell'ipotesi di corretta progettazione del numero di connessioni sia a taglio che a momento, per le quali però in fase di montaggio sono stati utilizzati il numero massimo di chiodi possibile. Tale ipotesi si basa sul comune credere che un maggior numero di elementi di collegamento come chiodi o viti favoriscano la resistenza della connessione, il che in parte è vero, ma ciò non favorisce di certo la sovrarresistenza dei meccanismi duttili rendendo possibili meccanismi di rottura fragili di gran lunga peggiorativi dal punto di vista della sicurezza strutturale.

<b>Hold down</b>						
	NTC18	EC8	prEN-1998	prEN-1998 modificato	CNR	Presente studio
$n^{\circ}_{HD}$	4	4	4	4	4	6
$F_{T,HD}$	18,0	24,2	20,2	20,2	24,2	7,7 [kN]
$n^{\circ}_{min,c,HD}$	12	14	14	11	14	5
$n^{\circ}_{c,HD}$	50	50	50	50	50	50
$R_{c,HD}$	79,7	92,0	73,6	92,0	92,0	92,0 [kN]
$M_{Rd,HD}$	350,7	404,7	323,8	404,7	404,7	607,0 [kNm]
$M_{Rd}$	380,3	434,3	353,3	434,3	434,3	636,6 [kNm]
$M_{ed}/M_{Rd}$	29%	31%	34%	27%	31%	13%
<b>Resistenza piastra HD</b>						

## CONCLUSIONI

	NTC18	EC8	prEN-1998	prEN-1998 modificato	CNR	Presente studio	
$R_{k,P,T,HD}$	70,6	70,6	70,6	70,6	70,6	70,6	[kN]
$\gamma_M$	1,25	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	
$k_{deg}$			0,8	0,8		0,8	
$R_{d,T,P,HD}$	56,5	70,6	70,6	70,6	70,6	70,6	[kN]
$R_{CD,P,HD}$	103,6	119,6	147,2	184,0	101,2	388,6	[kN]
$R_d/R_{Ed,CD}$	183%	169%	208%	261%	143%	550%	
Angle bracket							
	NTC18	EC8	prEN-1998	prEN-1998 modificato	CNR	Presente studio	
$n^{\circ}_{AB}$	2	3	3	3	2	3	
$V_{AB}$	12,2	10,1	8,8	8,8	15,2	6,0	[kN]
$V_{CD,AB}$	82,4	62,7	62,8	77,2	79,6	113,2	[kN]
$n^{\circ}_{min,c,AB}$	52,0	35,0	43,0	42,0	44,0	62,0	
$n^{\circ}_{c,AB}$	21	21	21	21	21	21	
$R_{c,AB}$	33,5	38,6	30,9	38,6	38,6	38,6	[kN]
$V_{Rd}$	67,0	115,9	92,7	115,9	77,3	115,9	[kN]
$V_{Ed}/V_{Rd}$	246%	162%	203%	200%	206%	293%	
Resistenza piastra AB							
	NTC18	EC8	prEN-1998	prEN-1998 modificato	CNR	Presente studio	
$R_{K,V,P,AB}$	64,0	64,0	64,0	64,0	64,0	64,0	[kN]
$\gamma_M$	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	
$k_{deg}$			0,8	0,8		0,8	
$R_{d,V,P,AB}$	64,0	64,0	64,0	64,0	64,0	64,0	[kN]
$R_{CD,P,AB}$	43,5	50,2	39,6	49,4	42,5	60,9	[kN]
$R_d/R_{Ed,CD}$	68%	78%	62%	77%	66%	95%	

Tabella 5.1 Applicazione del capacity design nell'ipotesi di massima chiodatura sulle connessioni

La chiodatura del collegamento a trazione hold-down realizzata con 50 chiodi risulta naturalmente maggiore dell'azione agente di progetto dovuta al momento nel piano della parete per le forze sismiche. Il maggior numero di chiodi richiede però una maggiore resistenza della piastra secondo la gerarchia delle resistenze che non può essere garantita dalla tipologia di collegamento scelta.

Passando ai collegamenti a taglio, il numero di piastre progettate secondo la corretta applicazione del capacity design non permette di raggiungere un numero di chiodi che permetta a tale collegamento di essere più resistente della chiodatura delle connessioni hold-down. Questo porta alla possibilità che la parete sviluppi un meccanismo di sliding piuttosto che uno di rocking. La piastra a taglio risulta essere comunque sovrar resistente rispetto la chiodatura utilizzata sulla stessa anche utilizzando il numero massimo di chiodi.

Secondo quanto osservato con tale esempio il numero di fori di piccolo diametro per il passaggio di chiodi ad aderenza migliorata dovrebbe:

- a) Essere diminuita nelle piastre hold-down per evitare quanto si è appena dimostrato succedere se chi installa il collegamento utilizza tutti i fori disponibili;
- b) Essere aumentato nelle piastre di collegamento a taglio per sfruttare al meglio la resistenza della piastra.

Una seconda problematica riscontrata nell'analisi e nell'applicazione delle diverse normative riguarda la difficoltà di applicare la gerarchia delle resistenze a livello superiori rispetto a quello delle connessioni. È evidente come per quest'ultimo livello le prescrizioni normative permettano di calcolare le resistenze dei vari meccanismi in maniera attendibile, ma non può essere detto lo stesso per l'applicazione della progettazione in capacità a livello di struttura. Questa difficoltà deriva dalle molteplici ipotesi semplificative introdotte dalle normative che non permettono di analizzare l'interferenza tra meccanismi differenti nella struttura. Alcune di queste ipotesi semplificative sono:

- L'analisi delle pareti verticali come isolate tralasciando aspetti come la presenza di travi di collegamento, la connessione delle pareti con i diaframmi di piano, la resistenza fornita dalle pareti ortogonali a quelle in analisi se adeguatamente connesse e la resistenza delle pareti d'angolo;
- Lo studio del comportamento di connessioni a taglio e connessioni contro il ribaltamento senza che i due meccanismi interferiscano tra di loro quando per esempio è chiaro che collegamenti a taglio forniscono una resistenza contro forze ribaltanti nel piano della parete anche se di difficile quantificazione.

## CONCLUSIONI

---

- La mancata analisi dei collegamenti tra pannelli realizzati tramite connettori a gambo cilindrico come viti;
- Trascurare le forze di attrito agenti tra pannelli adiacenti e al livello delle connessioni;
- Considerare i diaframmi di piano come infinitamente rigidi;
- Trascurare il comportamento e le resistenze fuori piano delle pareti in CLT.

Data questa serie di approssimazioni applicate per la formulazione delle prescrizioni normative risulta chiaro come per l'applicazione della gerarchia delle resistenze a strutture complesse che richiedono un'escursione in campo plastico, sia necessario l'utilizzo di analisi non lineari. Tale tipologia di analisi è l'unica che permette di rappresentare al meglio l'effettivo comportamento, considerando la variazione di rigidezza data dal raggiungimento del momento di decompressione sulla parete, e permettendo di applicare il capacity design anche a livelli diversi rispetto a quello delle sole connessioni.

## APPENDICE A

### A.1 Tabelle di calcolo

Vengono di seguito riportate le tabelle che riassumono il calcolo dei vari parametri utilizzati secondo le formule descritte al paragrafo 4.4 per la determinazione della posizione del centro di rigidezza e dei centri di massa.

La tabella A.1 riporta per ciascuna parete i valori di momento d'inerzia  $J$  nelle due direzioni principali, della rigidezza  $K$  lungo i due assi e il prodotto di quest'ultima con le coordinate del baricentro della parete. Le coordinate del centro di rigidezza sono state poi calcolate seguendo le equazioni (4.14) e (4.15).

<b>Posizione del centro di rigidezza</b>						
Parete ID	Momento d'inerzia		Rigidezza nel piano			
	$J_x$ m <sup>4</sup>	$J_y$ m <sup>4</sup>	$K_x$ kN/m	$K_y$ kN/m	$K_x Y_{gi}$ kN	$K_y X_{gi}$ kN
1X	0,000	11,063	76007	0	0	0
2X	0,000	2,613	46462	0	162618	0
3X	0,000	11,063	76007	0	608058	0
1Y	0,290	0,000	0	20972	0	0
2Y	1,473	0,000	0	38055	0	0
3Y	0,290	0,000	0	20972	0	0
4Y	2,613	0,000	0	46462	0	139387
5Y	0,780	0,000	0	30351	0	154790
6Y	8,660	0,000	0	69966	0	356827
			198477	226779	770676	651004
Ascissa centro di rigidezza				$x_{CR}$	2,87	m
Ordinata centro di rigidezza				$y_{CR}$	3,88	m

*Tabella A.1 Parametri per il calcolo della posizione del centro di rigidezza*

Le tabelle A.2 ed A.3 riportano il peso di ciascun elemento calcolato secondo la combinazione sismica (equazione (4.9)) e il suo prodotto con le coordinate del baricentro di ogni elemento. Le coordinate del centro di massa ai vari piani sono state poi calcolate in accordo con le equazioni (4.16) e (4.17).

APPENDICE A

<b>Posizione del centro di massa piano 1</b>			
Parete	Peso sismico		
ID	$W_i$	$W_i X_{Gi}$	$W_i Y_{Gi}$
	kN	kN/m	kN/m
1X	26,5	67,63	0,00
2X	16,4	25,80	57,33
3X	26,5	67,63	212,16
1Y	7,8	0,00	5,85
2Y	13,5	0,00	54,08
3Y	7,8	0,00	56,55
4Y	16,4	49,14	105,24
5Y	10,9	55,69	11,47
6Y	24,4	124,64	138,09
Solaio int.a	114,9	293,00	221,18
solaio int.b	55,3	83,0	300,0
	<b>320,5</b>	<b>766,5</b>	<b>1161,9</b>
Ascissa centro di massa piano 1	$X_{CM,1}$	<b>2,39</b>	m
Ordinata centro di massa piano 1	$Y_{CM,1}$	<b>3,63</b>	m

Tabella A.2 Parametri per il calcolo della posizione del centro di massa al piano 1

<b>Posizione del centro di massa piano 2</b>			
Parete	Peso sismico		
ID	$W_i$	$W_i X_{Gi}$	$W_i Y_{Gi}$
	kN	kN/m	kN/m
1X	26,5	67,63	0,00
2X	16,4	25,80	57,33
3X	26,5	67,63	212,16
1Y	7,8	0,00	5,85
2Y	13,5	0,00	54,08
3Y	7,8	0,00	56,55
4Y	16,4	49,14	105,24
5Y	10,9	55,69	11,47
6Y	24,4	124,64	138,09
Solaio cop.	139,23	355,04	487,31
	<b>289,5</b>	<b>745,6</b>	<b>1128,1</b>

Ascissa centro di massa piano 2	$X_{CM,2}$	2,58	m
Ordinata centro di massa piano 2	$Y_{CM,2}$	3,90	m

Tabella A.3 Parametri per il calcolo della posizione del centro di massa al piano 2

La tabella A.4 riporta i parametri per il calcolo delle rigidezze traslazionali nelle due direzioni principali (equazioni (4.22) e (4.23)) e di quella rotazionale (equazione (4.24)). Tali parametri si sono utilizzati per il calcolo delle sollecitazioni agenti sulla parete in analisi secondo le equazioni (4.25), (4.26), (4.27) e (4.28) ottenendo quanto riportato in tabella 4.14.

Parametri per il calcolo delle rigidezze traslazionali e rotazionali						
Parete	$X_i - X_{CR}$	$Y_i - Y_{CR}$	$K_x$	$K_y$	$K_x (Y_i - Y_{CR})^2$	$K_y (X_i - X_{CR})^2$
	m	m	kN/m	kN/m	kNm	kNm
1X	-	-3,88	76007	-	1145986	-
2X	-	-0,38	46462	-	6814	-
3X	-	4,12	76007	-	1288329	-
1Y	-2,87	-	-	20972	-	172825
2Y	-2,87	-	-	38055	-	313600
3Y	-2,87	-	-	20972	-	172825
4Y	0,13	-	-	46462	-	777
5Y	2,23	-	-	30351	-	150845
6Y	2,23	-	-	69966	-	347732
			198477	226779	2441128	1158604
Rigidezza traslazionale in x				$K_{x,TOT}$	198477	kN/m
Rigidezza traslazionale in y				$K_{y,TOT}$	226779	kN/m
Rigidezza rotazionale				$J_{P,TOT}$	3599733	KNm

Tabella A.4 Parametri per la redistribuzione in pianta degli sforzi sismici

## A.2 Dettagli di calcolo

Si riportano di seguito le formule utilizzate per il calcolo dei parametri utilizzati per definire le azioni di progetto agenti sulla parete oggetto di analisi secondo quanto riportato al paragrafo 4.4 e nello specifico in tabella 4.14.

$$M_{x,i} = F_{piano,i} \cdot e_y \quad (A. 1)$$

$$M_{y,i} = F_{piano,i} \cdot e_x \quad (A. 2)$$

$$M_{TOT,i} = M_{y,i} + 0,3 \cdot M_{x,i} \quad (A. 3)$$

$$F_{y,i} = \frac{F_{piano,2} \cdot k_y}{k_{y,TOT}} + \frac{|M_{TOT,i} \cdot (y_i - y_{CR} \cdot k_y)|}{J_{p,TOT}} \quad (A. 4)$$



## RIFERIMENTI

- [1] T. Paulay e M. Priestley, in *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons, Inc., 1992, pp. 95-157.
- [2] A. Jorissen e M. Frangiaco, «General notes on ductility in timber structures,» *Engineering structures*, vol. 33, n. 11, pp. 2987-2997, 2011.
- [3] A. Elghazouli, «Assessment of capacity design approaches for steel framed structures,» *Journal of steel structures*, vol. 5, n. 5, pp. 465-475, 2005.
- [4] I. Gavric e M. Popovski, «Design Models for CLT Shearwalls and Assemblies Based on Connection Properties,» in *INTER meeting 47*, Bath, United Kingdom, 2014.
- [5] V. Nolet, D. Casagrande e G. Doudak, « Multipanel CLT shearwalls: an analytical methodology to predict the elastic–plastic behavior,» *Eng Struct*, n. 179, pp. 640-655, 2019.
- [6] M. Popovski, J. Schneider e M. Schweinsteiger, «Lateral Load Resistance of Cross-Laminated Wood Panels,» in *11th World Conference on Timber Engineering*, 2010.
- [7] G. Di Gangi, C. Demartino, G. Quaranta e G. Monti, «Dissipation in sheathing-to-framing connections of light-frame timber shear T walls under seismic loads,» *Engineering Structures*, vol. 208, n. 110246, 2020.
- [8] L. Marchi, *Innovative Connection Systems For Timber Structures*, Tesi di Dottorato, Università degli studi di Padova, 2018.
- [9] D. Trutalli, L. Marchi, R. Scotta e L. Pozza, «Capacity design of traditional and innovative ductile connections for earthquake- resistant CLT structures,» *Bull. Earthq. Eng*, vol. 17, pp. 2115-2136, 2019.
- [10] H. Asgari, T. Tannaret, M. Ebadi, C. Loss e M. Popovski, «Hyperelastic hold-down solution for CLT shear walls,» *Construction and Building Materials*, vol. 289, n. 123173, 2021.

- [11] D. Wrzesniak, G. Rodgers, M. Fragiaco e J. Chase, «Experimental testing of damage-resistant rocking glulam walls with lead extrusion dampers.,» *Construction and Building Materials*, vol. 102, pp. 1145-1153, 2016.
- [12] J. Schneider, T. Tannert, S. Tesfamariam e S. Stiemer, «Experimental assessment of a novel steel tube connector in cross-laminated timber,» *Engineering Structures*, vol. 177, pp. 283-290, 2018.
- [13] A. Baird, T. Smith, A. Palermo e S. Pampain, «Experimental and numerical Study of U-shape Flexural Plate (UFP) dissipators,» in *New Zealand Society for Earthquake Engineering (NZSEE) Conference*, Auckland, New Zealand, 2014.
- [14] M. Latour e G. Rizzano, «Cyclic Behavior and Modeling of a Dissipative Connector for Cross-Laminated Timber Panel Buildings,» *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 19, pp. 137-171, 2015.
- [15] A. Hashemi, P. Zarnani e P. Quenneville, «Seismic assessment of rocking timber walls with energy dissipation devices,» *Engineering Structures*, vol. 221, n. 111053, 220.
- [16] *EN 26891 Timber structures - Joints made with mechanical fasteners - General principles for the determination of strength and deformation characteristics*, CEN, European Committee for Standardization, 1991.
- [17] *EN 12512 Timber structures - Test methods - Cyclic testing of joints made with mechanical fasteners*, CEN, European Committee for Standardization, 2001.
- [18] D. Casgrande e A. Polastri, «Mechanical behaviour of multi-panel cross laminated timber shear-walls with stiff connectors,» *Construction and Building Materials*, vol. 332, 2022.
- [19] R. Scotta, L. Marchi, D. Trutalli e L. Pozza, «A dissipative connector for CLT buildings: concept, design and testing,» *Materials (BASEL)*, 2016.
- [20] L. Pozza e D. Trutalli, «An analytical formulation of q-factor for mid-rise CLT buildings based on parametric numerical analyses,» *Bull Earthquake Eng*, vol. 15, pp. 2015-2033, 2017.

- [21] A. Ceccotti, *Il manuale del legno strutturale Vol. II*, Roma: Mancosu Editore, 2003.
- [22] D. Trutalli, L. Marchi, L. Pozza e R. Scotta, «Capacity design of traditional and innovative ductile connections for earthquake-resistant CLT structures,» *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 17, pp. 2115-2136, 2019.
- [23] D. Trutalli, L. Marchi, L. Pozza e R. Scotta, «Capacity design of typical earthquake-resistant connections for CLT structures,» in *ANIDIS*, Ascoli Piceno, 2019.