

POLITECNICO DI TORINO

I Facoltà di Ingegneria

Corso di Laurea in Ingegneria Civile



TESI DI LAUREA

# **Confronto tra metodi costruttivi tradizionali e innovativi**

**Nella realizzazione di un abitazione singola**

*Relatore*

Prof. Alessandro Pasquale FANTILLI

*Candidato*

Giuseppe BARBIERI

Luglio 2013

Quest'opera è soggetta alla Creative Commons Public License versione 3.0 o posteriori. L'enunciato integrale della licenza in versione 3.0 è reperibile all'indirizzo internet <http://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/3.0/it/deed.it> .

① Si è liberi di riprodurre, distribuire, comunicare in pubblico, esporre, in pubblico, rappresentare, eseguire quest'opera alle seguenti condizioni:

**Attribuzione** Bisogna attribuire la paternità dell'opera nei modi indicati dall'autore o da colui al quale è stata data quest'opera in licenza.

**Non commerciale** Non si può utilizzare quest'opera per fini commerciali.

**Non opere derivate** Non si può alterare o trasformare quest'opera, né usarla per crearne un'altra.

② Ogni volta che si usa o si distribuisce quest'opera, lo si deve fare secondo i termini di questa licenza, che va comunicata con chiarezza.

③ In ogni caso si possono concordare con il titolare dei diritti d'autore (Giuseppe Barbieri in questo caso ) utilizzi di quest'opera non consentiti da questa licenza



*A volte succedono cose strane,  
un incontro, un sospiro,  
un alito di vento che suggerisce nuove avventure  
della mente e del cuore.*

*Il resto arriva da solo,  
Nell'intimità dei misteri del mondo*

*Alda Merini (L'anima innamorata)*

*Dedicata a mia moglie Maria  
e al ricordo di mio fratello Antonio*

# Indice

Introduzione generale.....	9
<b>1 Definizione e sviluppo storico dell’abitazione singola.....</b>	<b>11</b>
1.1 Definizione di casa singola.....	11
1.2 Cenni storici.....	11
1.2.1 Domus.....	12
1.2.2 Tecnica costruttiva e materiali.....	13
1.2.3 Medioevo ed età moderna.....	13
1.2.4 La villa contemporanea.....	13
<b>2 Tecnologia costruttiva tradizionale: materiali e le loro caratteristiche.....</b>	<b>15</b>
2.1 Leganti- Cenni storici.....	15
2.2 Caratteristiche tecnologiche del calcestruzzo.....	16
2.2.1 Curva caratteristica tensioni deformazioni.....	18
2.2.2 Comportamento viscoelastico del calcestruzzo.....	20
2.2.3 Ritiro del calcestruzzo.....	22
2.2.4 Conclusioni relativi ai ritiri e al comportamento viscoso nel calcestruzzo.....	22
2.3 Acciaio cenni storici.....	23
2.3.1 Caratteristiche acciaio.....	24
2.4 Duttilità.....	26
2.5 Tecnologia costruttiva e realizzativa.....	27
<b>3 Tecnologia costruttiva innovativa: Xlam.....</b>	<b>28</b>
3.1 Caratteristiche generali del legno.....	28

## Indice

3.2 Aspetti tecnologici XLAM.....	29
3.2.1 Peculiarità strutturali XLAM.....	30
3.2.2 Elementi lastra.....	31
3.2.3 Elementi piastra.....	32
3.3 Caratterizzazione del materiale Xlam e analisi strutturale.....	33
3.3.1 Verifica a flessione.....	34
3.3.2 Verifica a taglio.....	38
3.3.3 Verifica dello stato di servizio e calcolo delle eformazioni.....	40
3.3.4 Vibrazioni.....	43
3.3.5 Instabilità di colonna, elementi compressi.....	43
3.4 Tecnologia della parete e del solaio.....	44
3.4.1 Parete.....	44
3.4.2 Solaio.....	45
3.5 Tecnologia costruttiva Xlam.....	46
<b>4 Azioni agenti sulla struttura.....</b>	<b>50</b>
4.1 Metodo semiprobabilistico.....	50
4.2 Azioni variabili vento e neve.....	51
4.2.1 Neve.....	51
4.2.2 Vento.....	52
4.3 Combinazione delle azioni.....	54
4.4 Azione sismica .....	56
4.4.1 Valutazione dell'azione sismica.....	57
<b>Parte II .....</b>	<b>58</b>

<b>5 Realizzazione in calcestruzzo armato.....</b>	<b>59</b>
5.1 Progettazione basata sul ciclo di vita.....	59
5.2 Materiali.....	60
5.2.1 Calcestruzzo.....	60
5.2.2 Acciaio .....	60
5.3 Azioni permanenti.....	61
5.4 Pre dimensionamento dei pilastri e delle travi.....	65
5.4.1 Calcolo del momento sollecitante.....	65
5.4.2 Stato limite ultimo per flessione.....	67
5.4.3 Verifiche allo stato limite di esercizio.....	71
5.4.4 Verifiche allo stato limite di esercizio alla fessurazione.....	72
5.4.5 Stato limite ultimo a taglio.....	74
5.5 Modello per l'analisi numerica e conclusioni.....	76
5.5.1 Analisi sismica.....	80
<b>6 Progettazione casa singola con Xlam.....</b>	<b>91</b>
6.1 La struttura portante dell'edificio.....	91
6.1.1 Progetto solette di legno massiccio XLAM.....	92
6.1.2 Pareti XLAM.....	93
6.2 Studio del comportamento statico Xlam tramite Nolian.....	94
6.3 Definizione materiali da costruzione.....	100
6.4 Azioni permanenti.....	101
6.5 Analisi numerica dell'edificio.....	102

## Indice

6.5.1 Analisi dinamica.....	106
<b>7 Conclusioni.....</b>	<b>108</b>
7.1 Valori di energia primaria ridotti.....	108
7.1.1 Risparmio energetico.....	109
7.1.2 Riduzione delle emissioni di CO2.....	109
7.2 Analisi dinamica e statica.....	109
7.2.1 Analisi dinamica.....	109
7.2.2 Analisi statica.....	110
7.3 Valutazioni conclusive.....	110
7.3.1 Involucro esterno e divisioni architettoniche.....	110
7.3.2 Vantaggi di una struttura leggera.....	111
7.3.3 Efficienza ed economicità.....	111
7.4 Aspetti che meriterebbero ulteriore approfondimento.....	112
Bibliografia e Webgrafia.....	113

## Introduzione Generale

La casa rappresenta ancora nell'immaginario italiano il luogo di rifugio dove poter staccare la spina, dove vive la famiglia. Non poteva essere diversamente visto che il nostro è tra i Paesi con la più alta percentuale (l'80%) di persone con un appartamento di proprietà[1]. In questo contesto la casa uni (bi) (tri)familiare rappresenta la tipologia edilizia più ambita, per le caratteristiche di indipendenza da altre abitazioni e la libertà da vincoli condominiali, unita a maggiore privacy e alla presenza di funzioni accessorie come il giardino. La casa singola ancor più dell'abitazione pluri familiare ha profonde radici storiche antropologiche e simboliche: uno dei più antichi manufatti dell'uomo, il luogo dell'auto rappresentazione, della memoria e dell'identità sociale e personale.

Il costo sempre maggiore delle materie prime, ed energetici sta spingendo il mercato a studiare soluzioni alternative che sappiano coniugare sia l'economicità dei materiali e la loro disponibilità in loco. La questione dell'eco sostenibilità, del riciclo o smaltimento dei materiali a fine vita pone sempre più l'accento sull'utilizzo di materiali di origine naturale quali il legno, canapa, sughero.

Accanto ai metodi tradizionali consolidati e quindi maggiormente rassicuranti verso il committente finale, trovano sempre più spazio metodi innovativi i quali pur conservando o migliorando le prestazioni della realizzazione finale; presentano indubbi vantaggi: quali la produzione industriale e in serie, l'assemblaggio in sito con collegamenti a secco delle parti dell'edificio con risparmio nei tempi di realizzazione, la possibilità di personalizzare l'involucro esterno in accordo con i gusti del committente.

XLAM, pannelli multistrato con funzione portante, è appunto un metodo e un materiale costruttivo che racchiude in se tutte queste caratteristiche: ovvero l'utilizzo di materiale biodegradabile e accessibile quale il legno, la possibilità di prefabbricare parti dell'edificio industrialmente, con un maggior controllo sulla qualità e le prestazioni finali, migliori performance in termini di isolamento acustico e termico a parità di costi.

Al tempo stesso il cliente non deve rinunciare ai propri gusti architettonici ed estetici, contrariamente a quanto lascerebbe presumere il concetto di prefabbricazione; visto che Xlam dovrebbe offrire un'indubbia flessibilità sia nella realizzazione architettonica quanto di personalizzare l'involucro esterno dell'edificio. Quest'ultimo aspetto verrà argomentato nella prima parte della tesi in relazione ad Xlam; dove verranno illustrate delle tecnologie di chiusura e come queste si prestino ad una personalizzazione evidente.

Lo scopo di questa tesi è di analizzare e comparare dal punto di vista dell'efficacia, efficienza ed economicità tra modalità costruttiva tradizionale in cemento armato e innovativa X-LAM. L'analisi verrà svolta limitatamente ad alcuni degli aspetti strutturali e tecnologici di un edificio.

La tesi nasce da una richiesta presso lo studio Cioffi&Degasperi di Garbagnate. Il committente finale richiedeva informazioni relative alla realizzazione in Xlam e una serie di valutazioni anche tecniche, rispetto alla classica realizzazione in cemento armato.

La metodologia seguita per realizzare il confronto si articola in due parti. Nella prima parte verranno analizzate le caratteristiche proprie di ogni materiale, saranno prese in considerazione le equazioni costitutive che definiscono i materiali, quanto i modelli proposti dalla normativa e norme tecniche più attuali nella definizione dei materiali in questione, utile per il calcolo strutturale. A questo proposito non esistendo delle norme tecniche per Xlam si farà ricorso a pubblicazioni specialistiche dei produttori, si mutuerà ampiamente dalla normativa tecnica sulle costruzioni del 2008 nei capitoli relativi al legno. Nella seconda parte una volta definita la modellazione statica e cinematica, la tipologia di vincoli da utilizzare nella tecnica delle costruzioni, si procederà al pre-dimensionamento e alla progettazione delle strutture portanti di un'abitazione singola utilizzando un software commerciale agli elementi finiti Nolian™. Anche in quest'ultimo caso per Xlam si procederà alla "modellizzazione" nel rispetto delle norme NTC 2008, facendo esplicito riferimento alle parti inerenti al legno per le costruzioni e al legno lamellare. Tutt'oggi non esistono riferimenti normativi e prescrittivi ideati per Xlam. Si valuterà quindi il comportamento statico di entrambi le costruzioni quanto dinamico facendo dei brevi cenni teorici di ingegneria sismica.

Vorrei concludere questa breve introduzione richiamando il titolo della tesi, ovvero confronto tra metodi tradizionali e innovativi, il concetto di confronto implica una dialettica tra le parti, la dialettica si svolge nella contrapposizione di due tesi o principi contrapposti nella ricerca della verità. L'ambizione di questa tesi è di offrire un approccio metodologico appropriato nello svolgimento di quest'analisi in maniera tale che a prescindere dall'oggetto del confronto, essa possa costituire un valido strumento per la valutazione sia dei metodi e materiali innovativi quanto di quelli tradizionali.

# CAPITOLO 1

## Definizione e sviluppo storico dell'abitazione singola

### 1.1 Definizione

Nella definizione di “case isolate” rientrano le unità abitative non aggregate che si sviluppano da cielo a terra e hanno un giardino privato più o meno consistente. Ne consegue che questa tipologia edilizia, spesso ma non necessariamente unifamiliare, occupa notevoli estensioni di terreno. Esistono diverse tipologie di case singole, che le distinguono in funzione della destinazione:

- case agricole
- insediamenti turistici
- residenze urbane

del grado di individualità:

- abitazione unifamiliari
- plurifamiliari [2]

La presente tesi di laurea si incentrerà sulla tipologia trifamiliare tipica dei centri urbani del nord Italia.

### 1.2 Cenni storici

L'antisignana dell'abitazione singola è la domus romana che seppur con le sue differenze ha definito il concetto di villa singola. Delimitandola dal punto di vista architettonico quanto percorrendo alcuni aspetti attuali della bioarchitettura quali la raccolta delle acque meteoriche e l'esposizione corretta al sole, senza menzionare il tipico utilizzo per l'epoca di materiali naturali quali legno, pietra, mattoni.

### 1.2.1 Domus

La domus era la casa cittadina di maggior prestigio e ricchezza. Questo tipo di edificio presentava una pianta a forma rettangolare. L'ingresso della domus romana, che dall'esterno conduceva all'atrium, nella maggior parte dei casi non immetteva direttamente sulla strada, ma era leggermente arretrato nel corridoio. L'atrium era il luogo più importante della casa, a forma quadrangolare o rettangolare, situato al centro dell'edificio. Il corridoio si presentava diviso in due parti: il vestibulum e le fauces. Le domus più ricche presentavano nell'atrio una vasca rettangolare, l'impluvium, che aveva la funzione di raccogliere l'acqua piovana attraverso un'apertura centrale sovrastante detta compluvium. Le acque dei tetti fluivano entro il compluvium per mezzo di un sapiente sistema di canali di scolo detto displuviatum. L'acqua raccolta veniva utilizzata per irrigare l'hortus, o per scopi domestici. Oltre l'atrio era possibile trovare come variante all'hortus il cosiddetto peristylum. Al centro del peristylum era ubicata una seconda vasca, la piscina, che aveva, a differenza dell'impluvium solo funzioni decorative (veniva usata come fontana o come vasca per allevare pesci di piccole dimensioni). Sul peristilio si affacciavano gli ambienti più intimi della casa. Tanto nella sua forma primitiva (etrusco-romana), quanto in quella posteriore, nella quale l'impiego del laterizio nelle murature fu sostituito dall'impiego della pietra, lo schema planimetrico della domus romana si presenta sempre uguale. Nel complesso la pianta di una ricca domus romana si presentava come in figura 1.1.

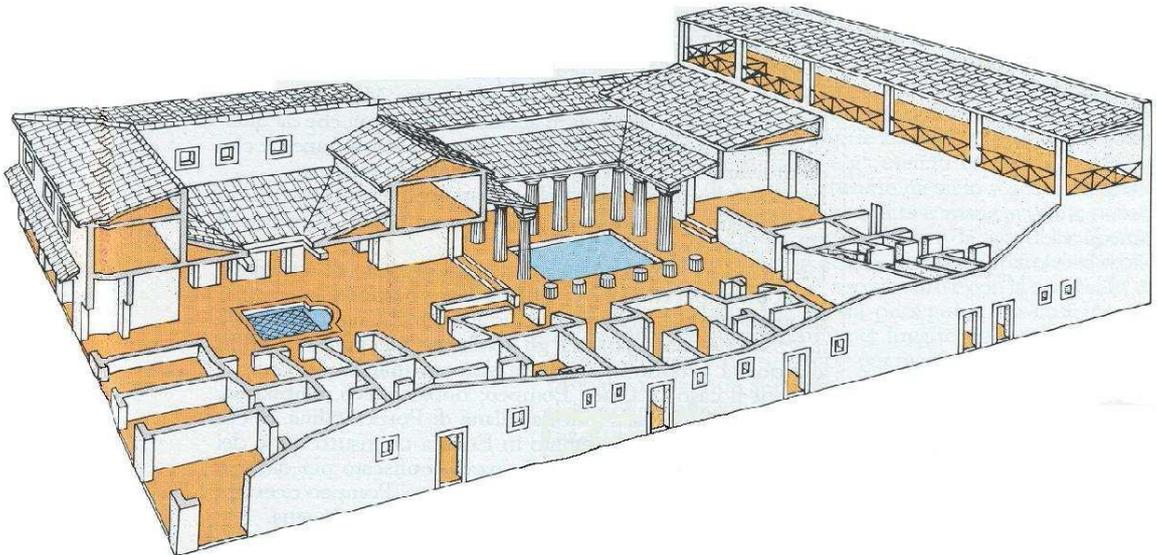


Figura 1.1-L'interno di una domus [3]

### **1.2.2 Tecnica costruttiva e materiali**

Per quanto riguarda i materiali utilizzati per la costruzione della domus romana, i muri esterni perimetrali erano costituiti da una giustapposizione regolare di pietre e mattoni, accostati tra di loro sfruttando l'invenzione della malta da presa (o cemento). Questo impasto, scriveva lo scrittore ed ingegnere M. Pollione Vitruvio, contemporaneo di Augusto, poteva essere ottenuto o con una parte di calce e due di sabbia oppure con una di calce e due di pozzolana. Le mura perimetrali risultavano così sicure e solide. Esistevano vari metodi di accostamento delle pietre e dei mattoni. Nelle domus romane era molto usato l'arco a tutto sesto perché permetteva di scaricare la forza peso della struttura equamente sui due lati. In una prima parte della storia romana le porte, le finestre e generalmente tutti i tipi di infissi, erano molto scarsi. In seguito si iniziò ad adoperare il legno che veniva ricavato da piante robuste quali il pioppo e l'abete.[4] [5]

### **1.2.3 Medioevo ed età moderna**

Il concetto che della villa avevano i Romani si perde dopo la fine dell'Impero e quelle meravigliose costruzioni create dalla civiltà di Roma cadono in abbandono. Perciò nell'età media, per diversi secoli, non si hanno esempi di ville e giardini. Approfondimenti esulano dagli scopi di questa trattazione.

### **1.2.4 La villa contemporanea**

Dopo la prima metà del sec. XIX, coi profondi mutamenti economici e sociali che l'Europa subisce, anche la villa risente dello smarrimento dell'architettura. Spuntano dappertutto le ville, ma il gusto è malfermo ne si decide tra il moresco e il neogotico, il neorinascimento. In tempi più recenti la villa cede il posto a un altro genere di costruzione più rispondente alle aspirazioni dell'attuale borghesia: il villino. Nell'epoca contemporanea vi sono numerosi e buoni esempi di ville. Come in ogni abitazione moderna, anche nella villa si rivela, rispetto al passato, una più diligente utilizzazione dello spazio, una maggior cura nel disimpegno dei locali, una più netta differenziazione tra i vari tipi di stanze, a seconda dello scopo cui devono servire; e anche una notevole diminuzione sia degli ambienti detti di rappresentanza (vestiboli, anticamera, saloni), sia di quelli destinati all'ospitalità. Nel settore in cui si svolge la vita intima hanno larga diffusione i servizi personali; inoltre sono oggetto di accurata organizzazione, e largamente sviluppati, i servizi e gli impianti generali.[5]

La villa contemporanea riflette la mentalità dominante della borghesia dove i concetti di funzionalità, prestigio ed economicità trovano il giusto equilibrio in accordo con le disponibilità

del committente. L'abitazione diventa il paradigma dell'autorappresentazione sociale quanto dell'identità personale.

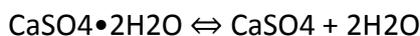
# Capitolo 2

## Materiali e le loro caratteristiche

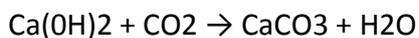
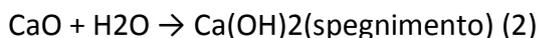
Il calcestruzzo armato o comunemente definito cemento armato è una miscela di acqua, sabbia, cemento (legante idraulico) ed elementi lapidei di diversa granulometria. La struttura è completata da un'armatura in acciaio opportunamente intelaiata. Dopo una breve digressione sull'evoluzione storica di questi materiali, verranno esaminati gli aspetti caratterizzanti per l'acciaio e il calcestruzzo ai fini dell'ingegneria strutturale, la modellizzazione che la norma propone per la tecnica delle costruzioni e si concluderà il capitolo con un breve cenno sulla tecnologia costruttiva e realizzativa per le strutture in cemento armato.

### 2.1 Leganti - Cenni storici

I leganti sono materiali pulvirenti che impastati con acqua assumono una consistenza fluida viscosa, caratterizzati da un processo di presa, rapprendimento della pasta fluida, indurimento acquisizione di resistenza meccanica che prosegue con il tempo. I leganti si distinguono in leganti aerei e idraulici. Leganti aerei: sono quei leganti la cui presa e indurimento avvengono solo in aria. Uno dei leganti più conosciuti è il gesso ottenuto secondo la seguente reazione:



Il solfato bi idrato è privato per riscaldamento dell'acqua di idratazione. La forma anidra macinata e commercializzata come gesso. La reazione dell'acqua con il gesso dà luogo ad una massa plastica con proprietà leganti utilizzata come elemento di decorazione e finitura. L'altro legante aereo molto conosciuto è la calce spenta, ottenuta secondo le seguenti reazioni:



La calce viva (reazione 1) per essere utilizzata deve essere spenta secondo la reazione 2, per reagire con la  $\text{CO}_2$  presente in aria e trasformarsi in carbonato di calcio, il quale darà le finali proprietà lapidee del legante. La calce oltre che come elemento decorativo è utilizzata in combinazione con sabbia per dare un collante, malta, per la realizzazione di muri portanti. I leganti aerei presentano scarse proprietà meccaniche, al più qualche decina di  $\text{kg/cm}^2$  e furono probabilmente i primi leganti utilizzati in edilizia; si hanno testimonianze dell'impiego di malta di calce nel 12000 a.C. in Turchia in murature per edifici pubblici o di culto.

I leganti idraulici sono quei leganti in cui la presa e l'indurimento possono avvenire anche in acqua. Si ottengono impastando con acqua calce aerea e materiali con silice reattiva (es.: polvere di laterizio, pozzolana) si formano silicati idrati capaci di sviluppare elevate resistenze meccaniche (oltre  $100 \text{ kg/cm}^2$ ). Il cemento è ottenuto per macinazione del clincker ovvero calcare ed argilla nel rapporto di uno a tre. Le proprietà idrauliche del cemento furono scoperte casualmente dai fenici, che per alcune realizzazioni di tipo civile si trovarono ad impastare calce aerea e sabbia dell'isola vulcanica di Santorini nel 1000 a.C. La sabbia ricca di silice conferiva all'impasta ottime resistenze al dilavamento con acqua e notevoli resistenze meccaniche.

I romani fecero largo uso di malte cementizie per la realizzazioni delle opere idrauliche, canali, cisterne dove appunto la tenuta idraulica era realizzate attraverso queste malte. La malta era realizzata con sabbia pozzolanica di origine vulcanica ricca di ossido di silice, decretando la fortuna di cittadine come Pozzuoli, particolarmente ricche di questo tipo di sabbia.

I romani utilizzarono anche la resistenza notevole di queste malte realizzando il precursore dell'attuale calcestruzzo con la miscelazione di elementilapidei. La cupola del Pantheon a Roma (Adriano, 115-125 d.C.) è un' esempio particolarmente rilevante dell'utilizzo di calcestruzzo da parte dei romani.

La cupola del Pantheon con i suoi 44 m di diametro di base fu realizzata con anelli concentrici sovrapposti a spessore variabile, che conferivano una buona resistenza statica. Negli anelli superiori furono utilizzati inerti sempre più leggeri per l'impasto della malta idraulica: pomice e tufo. Le nicchie alleggeriscono ulteriormente la cupola, realizzando un piacevole effetto architettonico.

## **2.2 Caratteristiche tecnologiche del calcestruzzo**

Il calcestruzzo si è andato ad affermare quale materiale da costruzione per indubbi vantaggi quali l'economicità, la flessibilità, quanto la possibilità di essere prodotto nel luogo di utilizzo. D'altra parte lo stesso presenta una bassa resistenza a trazione, bassa duttilità (comportamento elasto-fragile), ritiri (a seguito dell'evaporazione dell'acqua di idratazione), fenomeni viscoelastici rilevanti che rendono particolarmente complessa e delicata la modellizzazione e l'utilizzo.

Il calcestruzzo può essere definito un materiale non omogeneo le cui caratteristiche meccaniche dipendono dai suoi componenti e dalle quantità relative in termini di volume e peso, con cui ciascuno d'essi entra nella miscela. Nonostante questa disomogeneità a livello macroscopico, nelle applicazioni può essere schematizzato come un materiale isotropo e omogeneo. Quando il calcestruzzo è sottoposto a compressione anche per livelli tensionali molto bassi si verifica un fenomeno di microfessurazione dovute a sforzi di trazione all'interfaccia matrice inerte. Attualmente è possibile formulare calcestruzzi che non

manifestano questa tipo di fenomeno, avendo resistenza a trazione tipica degli inerti, presentandosi come un materiale omogeneo da un punto di vista meccanico anche a livello microscopico.

Le prove di compressione monoassiale mostrano un andamento del legame sforzi, deformazioni pressochè lineare fino a valori del 30-40% della resistenza a compressione massima. Il modulo elastico del calcestruzzo è stimato attraverso apposite prove sperimentali considerando valori inferiori al 40% della resistenza. La normativa Italiana propone la seguente formula per la valutazione del modulo elastico.

$$E_{cm} = 22000 \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \text{ [MPa]} \quad 2.1$$

Il coefficiente di Poisson si assume pari 0,15-0,2 fase in cui il comportamento è elastico lineare.

Nella progettazione strutturale in cemento armato si fa riferimento ai valori caratteristici di resistenza cubica o cilindrica ottenuti dopo 28 giorni di maturazione. Il rapporto tra la resistenza cubica e cilindrica è pari 0,83 come suggerito dalla letteratura tecnica e dalle norme.

Per resistenza caratteristica si intende il frattile 5% ovvero la probabilità che il suddetto valore sia superato è del 95%. Qualora non fosse possibile effettuare un numero di prove statisticamente significative, la norma tecnica propone la seguente relazione:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ [MPa]} \quad 2.2$$

La norma tecnica 2008 stabilisce per ogni applicazione la classe minima di resistenza, come indicato in tabella 2.1

**Tabella 2.1 – Impiego delle diverse classi di resistenza**

<b>STRUTTURE DI DESTINAZIONE</b>	<b>Classe di resistenza minima</b>
<b>Per strutture non armate o a bassa percentuale di armatura</b>	C8/10
<b>Per strutture semplicemente armate</b>	C16/20
<b>Per strutture precomprese</b>	C28/35

La definizione del legame costitutivo, tensioni deformazioni è di fondamentale importanza per valutare il comportamento del materiale nell'ambito dell'ingegneria strutturale.

### 2.2.1 Curva caratteristica tensioni deformazioni

Il comportamento del calcestruzzo è tutt'altro che lineare e tantomeno elastico, pur presentando un tratto iniziale in compressione lineare.

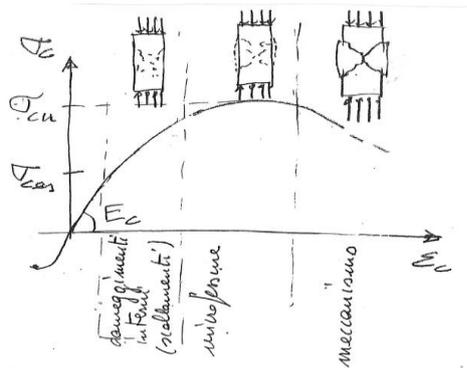


Figura 2.1-Curva qualitativa tensioni deformazioni nel calcestruzzo

Esaminando più approfonditamente l'andamento della curva deformazioni, tensioni come in figura 2.1 possiamo identificare tre aree.

- Fino a 40% della resistenza caratteristica ( $R_{ck}$ ) comportamento lineare (assenza microfessure)
- Fino a 85%  $R_{ck}$  comportamento non lineare (microfessure stabili)
- oltre 85%  $R_{ck}$  microfessure instabili: rottura nel tempo (la resistenza è maggiore per carichi di

breve durata).

È utile sottolineare come in presenza di uno stato tensionale monoassiale si determina uno stato deformativo biassiale: sia lungo l'asse longitudinale di sollecitazione, quanto perpendicolarmente a quest'ultimo. L'insorgere di deformazioni trasversali determinate da tensioni di compressione monossili è una delle ragioni per cui i pilastri degli edifici storici sono cerchiati con appositi anelli di acciaio. Lo stato deformativo impedito farà sorgere uno stato tensionale di confinamento. Uno stato tensionale biassiale, una tensione di confinamento del provino in senso trasversale durante la prova di compressione produce una variazione del legame tensione deformazione. Sia in termini di resistenza a compressione quanto di sforzo finale che il calcestruzzo è in grado di sostenere; soprattutto una tendenza a mostrare un tratto tipicamente plastico. Quest'estensione del diagramma tenso deformativo del

calcestruzzo si traduce in una maggiore duttilità, quindi una maggiore capacità di assorbire energia durante il processo deformativo. Quest'aspetto riveste notevole importanza per le strutture in zona sismica, i materiali devono essere in grado di dissipare notevoli quantità di energia. Questa è la ragione per cui la norma richiede opportuna armatura di confinamento del calcestruzzo.

NTC2008 propone diversi modelli di legame costitutivo per essere utilizzati nella progettazione di elementi strutturali in calcestruzzo, risulta evidente che il diagramma (a) della figura 2.2 rispecchia maggiormente la reale non linearità del legame costitutivo.

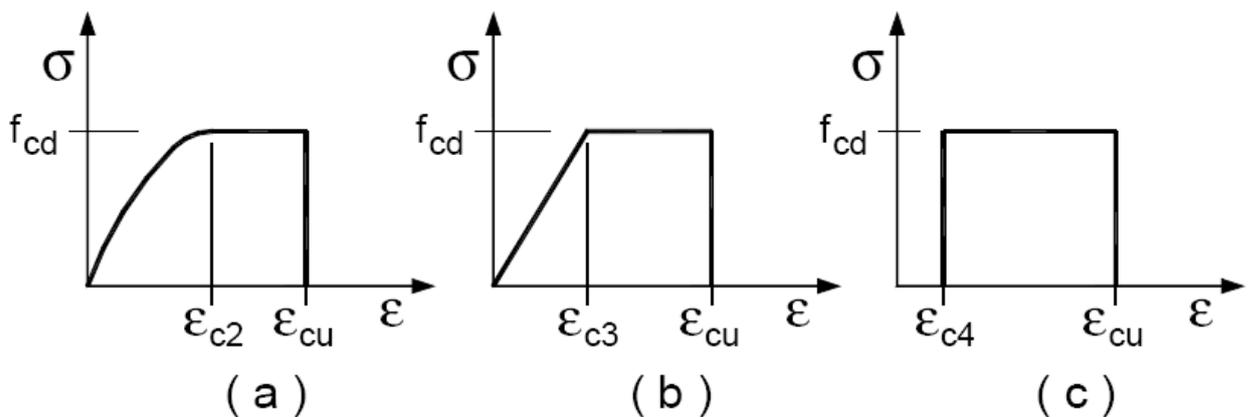


Figura 2.2– Legame tensioni deformazioni come suggerito da NTC 2008[6]

Per le classi di resistenza pari o inferiore a C50/60 la norma suggerisce le seguenti deformazioni ultime e di snervamento:

- $\epsilon_{c2} = 0,20\%$      $\epsilon_{cu} = 0,35\%$
- $\epsilon_{c3} = 0,175\%$      $\epsilon_{cu} = 0,35\%$
- $\epsilon_{c4} = 0,07\%$      $\epsilon_{cu} = 0,35\%$

Per classi di resistenza superiori a C50/60

$$\epsilon_{c2} = 0,20\% + 0,0085\%(f_{ck} - 50)^{0,53}$$

$$\epsilon_{cu} = 0,26\% + 3,5\%[(90-f_{ck})/100]^4$$

Nel calcestruzzo è immediato dimostrare, per classi di resistenza non superiori a C50/60 che l'area al di sotto della curva del diagramma (a) risulta

$$A(\epsilon-f_{cd}) = \frac{17}{21} \epsilon f_{cd} \cong 0.8094 \epsilon f_{cd}$$

Mentre per il diagramma (b) l'area sarà uguale

$$\epsilon f_{cd} \left( \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \right) = 0,75 \epsilon f_{cd}$$

Nel caso di stress block rettangolare (C) l'area sarà uguale a 0,8 moltiplicato per la deformazione ultima e la tensione  $f_{cd}$ . Tali aree non sono altro che l'energia che un cubo di calcestruzzo unitario è in grado di immagazzinare in un problema monodimensionale.

### 2.2.2 Comportamento viscoelastico del calcestruzzo

Dopo una prima deformazione elastica istantanea, a seguito dell'applicazione di un carico; la maggior parte dei materiali continuano a deformarsi nel tempo. Quando il carico è costante la deformazione tende verso un valore asintotico che si raggiunge, idealmente, dopo un tempo infinito dall'istante di applicazione dello stesso. Questo tipo di comportamento è detto viscoso.

La deformazione viscosa del calcestruzzo è particolarmente rilevante quando i carichi vengono applicati prima che esso abbia raggiunto una sufficiente maturazione. Tale deformazione può raggiungere in particolari condizioni quattro cinque volte quella corrispondente alla deformazione elastica. Lo studio del fenomeno ha portato alla conclusione che la deformazione è direttamente proporzionale al carico, permettendo la modellazione tramite la legge di Hook opportunamente corretta. Qui di seguito esaminiamo come poter opportunamente correggere la legge di Hook

La deformazione elastica impressa da un carico normale su un pilastro può essere descritta tramite la legge di Hook al tempo  $t_0$ :

$$\epsilon_{el,0} = \frac{N}{EA} \quad 2.4$$

Dove:

$\epsilon_{el,0}$  deformazione elastica al tempo zero

N è lo sforzo normale applicato

E è il modulo elastico del calcestruzzo

A è l'area della sezione

Alla deformazione elastica si può sommare quella viscosa funzione del tempo.

$$\epsilon_{vs,t} = \varphi_t \epsilon_{el,0} \quad 2.5$$

Dove  $\varphi_t$  è un opportuno coefficiente dipendente dal tempo. L'andamento può essere descritto dall'equazione 2.6.

$$\varphi_t = \varphi_\infty (1 - e^{-t}) \quad 2.6$$

Dove il valore del coefficiente  $\varphi_\infty$  può essere stabilito per via sperimentale osservando il valore a cui tende il rapporto tra la deformazione viscosa e quella elastica iniziale dedotta dall'equazione 2.5, ovvero ricavando i due valori di deformazione viscosa ed elastica

$$\frac{\varepsilon_{vs,t}}{\varepsilon_{el,t}} = \varphi_{t\infty}$$

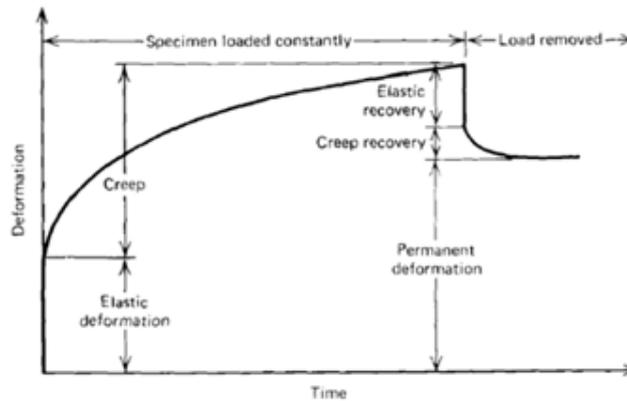


Figura 2.3 – Andamento qualitativo della deformazione viscosa

La deformazione elastica e viscosa è il risultato del contributo elastico al tempo  $t_0$  più quello viscoso al tempo  $t$  come nella 2.7

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_{el,0} + \varepsilon_{vs,t} \quad 2.7$$

Applicando quanto fino a qui discusso possiamo scrivere la 2.8

$$\Delta l = \Delta l_{el,0} + \Delta l_{v,t} = \Delta l_{el,0} + \varphi_t \Delta l_{el,0} = \frac{Nl}{(E_{c,0}A)(1+\varphi_t)} \quad 2.8$$

Combinando opportunamente la 2.8 sarà possibile ottenere la formula per lo sforzo normale di Navier-Stokes con un modulo elastico fittizio il cui valore terrà opportunamente in conto le deformazioni viscosi così rappresentate

$$E_{\text{fittizio}} = \frac{E_{c,0}}{(1+\varphi_t)} \quad 2.9$$

### 2.2.3 Ritiro del calcestruzzo

Il calcestruzzo subirà oltre che le deformazioni viscosse anche i ritiri dovuti all'evaporazione dell'acqua di impasto.

La deformazione dovuta al ritiro è isotropa e segue un andamento simile a quello della deformazioni viscosse, ovvero un andamento parabolico che tende asintoticamente al tempo infinito al valore  $\varepsilon_{t_\infty}$ .

$$\varepsilon_{r,t} = \varphi_{r,\infty} (1 - e^{-t})$$

$$\varepsilon_{r,t} = \frac{\varepsilon_{r,\infty}}{\varphi_\infty} \varphi_\infty (1 - e^{-t}) = \frac{\varepsilon_{r,\infty}}{\varphi_\infty} \varphi_t = c \varphi_t$$

Dove  $c$  è un coefficiente di facile determinazione una volta nota la curva deformativa.

Anche in questo caso la deformazione da ritiro può essere pensato come una deformazione elastica causata da forza statica baricentrica applicata al tempo  $t_0$  ad un pilastro di altezza unitaria avente la seguente definizione

$$N_{rit} = \varepsilon_{r,t} E_{c,0} A_c = N_{rit} \varphi_t \quad 2.10$$

$N_{rit}$  è l'equivalente statico del ritiro.

### 2.2.4 Conclusioni relativi ai ritiri e al comportamento viscoso nel calcestruzzo

Il fenomeno del ritiro e viscoso presentano diverse similitudini per quanto concerne gli effetti, pur essendo profondamente diversi: i primi sono indipendenti dal carico i secondi sono correlati al carico permanente a cui è soggetta la struttura. Il comportamento della struttura varia a secondo dello schema statico: nel caso di una struttura isostatica i ritiri e lo scorrimento viscoso quanto gli effetti termici daranno luogo ad uno stato deformativo; mentre per strutture iperstatiche essendo tale stato deformativo impedito dai vincoli, si determinerà uno stato tensionale aggiuntivo sulla struttura; la cui entità dipenderà dalla geometria della stessa. L'esempio di uno stato tensionale indotto dai ritiri è quello che si osserva nelle travi di calcestruzzo armato. Dove il ritiro impedito del calcestruzzo da parte dell'acciaio determina l'insorgere di uno stato tensionale di compressione nell'acciaio e di trazione nel calcestruzzo. Le forze mutualmente scambiate sono trasmesse dalle tensioni tangenziali che si creano in virtù dell'adesione tra acciaio e calcestruzzo.

La normativa tiene conto di questo comportamento nel calcestruzzo introducendo appositi coefficienti

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} \quad [\text{MPa}] \quad 2.11$$

dove:

$\alpha_{cc}$  è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata. Il suo valore è pari a 0,85. Esso include sia il comportamento viscoso quanto i ritiri, i cui aspetti tecnologici verranno approfonditi nel prossimo capitolo

$\gamma_c$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo pari 1,50 che potrà essere ridotto in caso di elementi prodotti industrialmente con un sistema qualità

$f_{ck}$  è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni

### 2.3 Acciaio cenni storici

Anticamente il processo per l'ottenimento dell'acciaio o quantomeno del ferro metallico consisteva nel porre in crogiuoli ossido di ferro, ferrina dal colore rosso vivo, procedere alla sua riduzione attraverso riscaldamento e opportuna alimentazione con corrente d'aria.

Le reazioni che avevano luogo sono le seguenti

- $3\text{Fe}_2\text{O}_3 + 11\text{C} \rightarrow 2\text{Fe}_2\text{C} + 9\text{CO}$
- $\text{Fe}_2\text{O}_3 + 3\text{C} \rightarrow 2\text{Fe} + 3\text{CO}$

Il tenore di carbonio ed altre impurezze era relativamente alto, per migliorare le prestazioni finali si eseguiva un processo di riscaldamento e "martellatura" del manufatto, fucinatura. Durante il medioevo l'introduzione di mantici aveva notevolmente migliorato il processo di riduzione, altro passo avanti si ha nell'introduzione di energia meccanica per azionare i mantici che cominciano ad avere dimensioni maggiori. Le temperature dei forni di produzione aumenta progressivamente con l'introduzione di mantici meccanici, permettendo la produzione di ghisa in modo semi industriale nel XV e XVI secolo. Durante il XVII e il XIX secolo l'introduzione di carbon coke nel processo e l'apparizione dei primi alti forni consente l'abbattimento dei costi e la possibilità di una produzione industriale. La ghisa è il primo materiale utilizzato per le costruzioni: la ghisa presenta una buona resistenza a compressione, ma una scarsa resistenza a trazione e un comportamento fragile.

La prima realizzazione rilevante in ingegneria civile è il ponte sul Severn ad Ironbridge presso Coalbrookdale (Darby, 1779), il ponte è sostanzialmente una struttura ad arco in ghisa con nervature principali in getti fusi da 21 m, trasportati in sito e uniti in chiave. Le sollecitazioni sulla struttura sono prevalentemente di compressione. Nel 1801 viene realizzato a Manchester un primo edificio in ghisa di 7 piani. Nel 1836 vengono prodotte le prime travi a T in sostituzione del legno per le coperture.

I brevetti Bessemer e Mushet permettono la produzione di acciaio tramite soffiaggio di aria in un bagno di ghisa fusa, con conseguente eliminazione di carbonio in eccesso nella seconda metà del XIX secolo. L'acciaio ormai divenuto una realtà permette la realizzazione dei primi grattacieli e altre strutture prima impensabili come le Torre Eiffel.



Figura 2.4- Ponte sul Severn [7]

### 2.3.1 Caratteristiche acciaio

La caratterizzazione meccanica dell'acciaio si realizza come per il calcestruzzo nel definire il rapporto sigma/ epsilon, ovvero l'andamento tensioni deformazioni e la legge matematica che lega le due variabili.

Tale caratterizzazione è realizzata sottoponendo dei provini di acciaio a prove di trazione compressione utilizzando un dinamometro. Il diagramma tensione, deformazione così ottenuto può essere suddiviso in quattro parti. La prima parte lineare elastica, una seconda parte in cui raggiunta la tensione di snervamento si osserva una strizione delle sezioni, si verificano a parità di tensione notevoli deformazioni plastiche. La terza parte detta di incrudimento dove l'acciaio ad ulteriori deformazioni vede un incremento delle tensioni, che culmina con la tensione ultima di rottura.

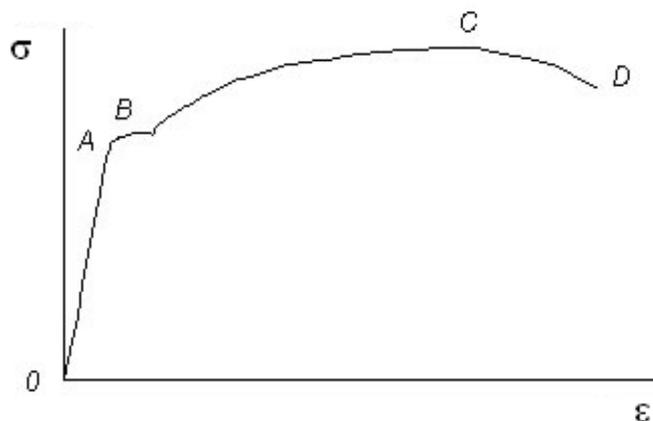


Figura 2.5 andamento sollecitazioni deformazioni in un acciaio generico [8]

Nella Figura 2.5 si evince come l'acciaio mostra un comportamento elastico fino al punto A (la deformazione torna a zero una volta scaricato il provino), lo sforzo al punto A è definito limite elastico del materiale. Nel tratto da A a B le dislocazioni si sbloccano iniziano le deformazioni plastiche. Nel tratto successivo al punto B si ha la strizione della sezione del materiale, il carico sale apparentemente perché la sezione si riduce raggiungendo un massimo in C. Il materiale arriva a rottura in D.

Il legame costitutivo è uguale sia in trazione che in compressione, anche se in quest'ultimo caso i fenomeni di instabilità impediscono di percorrere il legame costitutivo.

Nel calcolo strutturale il diagramma sforzo deformazioni viene come nel caso del calcestruzzo idealizzato in perfettamente elasto-plastico ed elasto- incrudente. Qui di seguito due possibili andamenti di tali diagrammi.

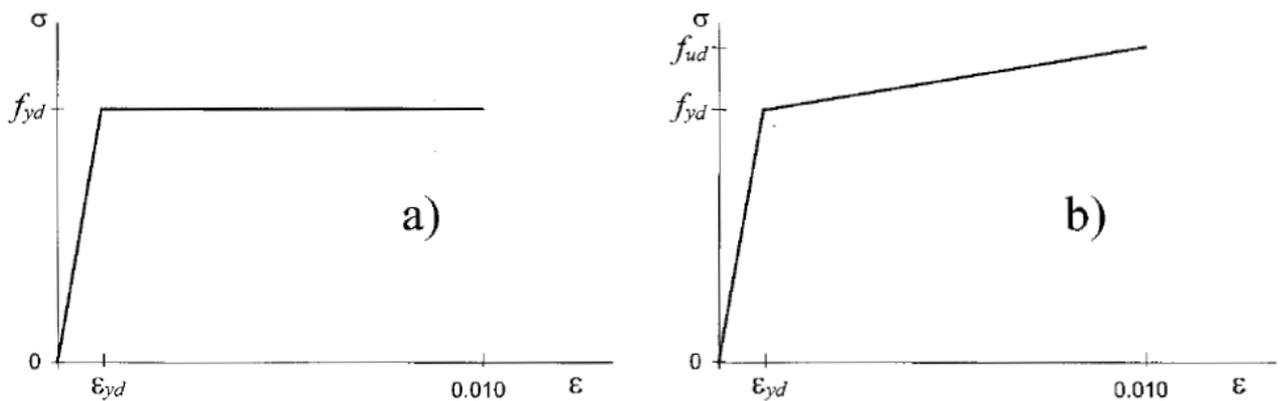


Figura 2.6- Legame elastico-perfettamente plastico (a), il legame incrudente (b). [9]

I due tipi di acciaio utilizzati prevalentemente in Italia sono il B450 A e il B450C, il modulo elastico del materiale è  $E_s = 206000$  (200000 EC2) MPa; mentre per la resistenza di progetto si fa riferimento alla seguente formula come proposta dalla norma:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \text{ [MPa]} \quad 2.12$$

Dove:

$f_{yk}$  è la tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio frattile 5%

$\gamma_s$  è il coefficiente di sicurezza pare ad 1,15

La deformazione ultima sarà data dalla seguente equazione

$$\varepsilon_{su} = 0,9\varepsilon_{su_k}$$

dove

$\varepsilon_{su_k}$  è la deformazione ultima caratteristica frattile 5%.

## 2.4 Duttilità

Il concetto di duttilità quanto le implicazioni in ingegneria strutturale merita un paragrafo a parte. La sopravvivenza di una costruzione, un edificio sottoposto ad azioni eccezionali come avviene con le azioni sismiche non può essere affidata solo alla sua resistenza in campo elastico; questo si tradurrebbe in costi insostenibili per la committenza. Si deve prevedere che la struttura entri in campo plastico con deformazioni importanti senza però che si abbia il collasso. Quest'ultimo punto implica che i materiali di cui è costituita la costruzione posseggano una certa duttilità. Come si è analizzato nel caso del calcestruzzo questa "duttilità" può essere raggiunta con un opportuno confinamento dello stesso all'interno delle armature. La duttilità può essere posta in relazione all'energia che un materiale è in grado di immagazzinare oltrepassata la soglia di deformazione elastica. Mentre la resilienza è l'energia che il materiale è in grado di assorbire al di sotto delle deformazioni plastiche. La resilienza è un'energia che verrà restituita interamente dal corpo una volta cessata l'azione sollecitante, mentre l'energia assorbita in una trasformazione duttile verrà in parte restituita e in parte dissipata plasticamente, ovvero con deformazioni permanenti e irreversibili.

Osservando il legame costitutivo per entrambi i materiali oggetto della nostra analisi l'area definita dal legame costitutivo definisce l'energia assorbita dal corpo sia in campo elastico (fino alla tensione di snervamento appunto la resilienza) che quella plastica, dalla tensione di snervamento fino alla deformazione ultima. Questo è coerente anche da un punto di vista dimensionale dove il prodotto  $\sigma\varepsilon$  ha le dimensioni di una forza su una superficie ovvero forza per spostamento (lavoro) diviso un volume. L'energia che un volume unitario di materia ha immagazzinato fino a un definito stato tensionale deformativo. Confrontando la figura 2.3 con la 2.6 si giunge all'immediata conclusione che l'acciaio ha una capacità di assorbire energia maggiore in fase duttile rispetto al calcestruzzo. La duttilità  $\mu$  può essere definita come rapporto fra la deformazione ultima diviso la tensione di snervamento di un materiale  $\varepsilon_u/\varepsilon_y$ . Si giunge alla conclusione che la duttilità per l'acciaio può avere valori di 36 quando per il calcestruzzo di poco superiori a 2,5. Da un punto di vista dell'ingegneria dei materiali l'utilizzo di materiali duttili è fondamentale oltre che per le ragioni sopraesposte, per evitare rotture di tipo catastrofico improvvise. Infatti una delle peculiarità dei materiali fragili è che pur presentando talvolta valori interessanti di resilienza, una volta che si innescano delle cricche microscopiche in punti di maggiore fragilità, queste si diffondono (senza alcun dispendio

energetico) su tutto il materiale senza alcun preavviso o segno macroscopico di incipiente collasso. Mentre le deformazioni plastiche dei materiali duttili permettono di valutare con maggiore affidabilità lo stato in cui versa il manufatto, evitando rotture improvvise e catastrofiche.

## **2.5 Tecnologia costruttiva e realizzativa**

La tecnologia costruttiva tradizionale per la realizzazione della casa singola mono o plurifamiliare prevede la realizzazione di un frame portante di travi e colonne realizzate in cemento armato, al quale sarà delegata la funzione strutturale. L'involucro esterno, quanto le partizioni interne orizzontali e verticali, sono quelle unità tecnologiche prive di funzioni strutturali che circoscriveranno gli spazi interni e non dell'edificio. Questa disgiunzione tra la parte portante e non portante permette un alto grado di personalizzazione dell'involucro esterno sia in termini funzionali, tecnologici che estetici. La presenza di travi e pilastri impongono comunque vincoli planimetrici dovuti alla presenza delle travi, vincoli morfologici alla presenza dei pilastri.

La costruzione dell'abitazione in cemento armato presenta le seguenti fasi una volta allestito il cantiere. Si procede con lo sbancamento, si rimuove il terreno per far posto alle fondazioni e alla parte interrata dell'edificio. A questo punto si gettano le fondazioni: sono le strutture portanti indispensabili per distribuire i carichi dell'edificio sul terreno. Il tipo di fondazione dipende dalla natura del terreno e quindi dalla sua capacità portante.

Terminate le fondazioni si preparano i pilastri: ai ferri che sporgono dai plinti sono collegate le armature dei pilastri, delle travi, si ordiscono i solai. Il tipo di solaio più diffuso, leggero e resistente è quello misto in laterizio-calcestruzzo in cui travetti in C.A. appoggiati alle travi, sorreggono elementi forati in laterizio detti pignatte. Una volta improntate le casseforme per le travi opportunamente collegate ai pilastri e al solaio, con una sola gettata, si forma un'unica superficie orizzontale. Terminata la struttura portante si procede con l'involucro esterno che potrà essere personalizzato a seconda delle esigenze tecnologiche e dei gusti del committente.

# Capitolo 3

## Tecnologia costruttiva innovativa: Xlam

L'Xlam rappresenta una soluzione innovativa nell'ingegneria delle strutture civili, come lo fu a suo tempo il lammellare; soluzioni che hanno aperto nuove possibilità e orizzonti nel settore delle realizzazioni edili. In un prossimo futuro si prevede che ulteriori soluzioni e materiali siano proposti sul mercato, diventa importante stabilire una metodologia con cui poter concretamente schematizzare tali materiali per la loro applicazione nel campo dell'ingegneria strutturale. L'obiettivo di questa sezione ma anche di questa tesi è di fornire spunti utili per condurre questa valutazione in maniera logica e scientifica. La metodologia seguita è del tutto simile a quella del capitolo precedente: dopo un'introduzione sul legno e le sue caratteristiche si faranno degli accenni sull'origine di Xlam e quindi si procederà alla caratterizzazione del materiale. Si concluderà illustrando alcune soluzioni per la finitura delle solette e pareti e la tecnica realizzativa proposta dalle aziende in Italia.

### 3.1 Caratteristiche generali del legno

Il materiale principalmente utilizzato per Xlam è il legno. Il legno viene ricavato dal fusto delle piante è costituito da fibre di cellulosa trattenuta da una matrice detta lignina. Proprio la peculiare funzione del fusto nell'albero, che deve resistere a sforzo normale e momento flettente, definisce le caratteristiche del legno che presenta massima resistenza e rigidità in senso longitudinale alle fibre. E' quindi un materiale che ha un comportamento spiccatamente anisotropo dal punto di vista meccanico. Volendo riassumere le caratteristiche del legno, questo materiale possiede rigidità e resistenza notevolmente più elevate nella direzione parallela alle fibre rispetto alle direzioni trasversali; superato il limite elastico, il comportamento può essere considerato duttile in compressione mentre non vi è praticamente capacità di deformazione plastica prima della frattura in trazione. Nelle direzioni ortogonali il materiale si plasticizza a livelli molto bassi di sforzo in compressione con grandi deformazioni anelastiche: questo fatto influisce significativamente sul comportamento sismico. Nel caso di eccitazione sismica, che ha carattere oscillatorio con frequenti inversioni di segno, occorre far riferimento al comportamento del materiale a fatica oligociclica. Al contrario del normale fenomeno di fatica, relativo a situazioni che in genere prevedono un numero di cicli di carico elevatissimo con escursione limitata al campo elastico, questo caso riguarda un numero di cicli ridotto a qualche unità, ma con estensione della risposta al campo plastico (cicli di isteresi). È, questa, una situazione molto gravosa per ogni tipo di materiale, per il degrado che subiscono i parametri meccanici e in particolare per la progressiva riduzione della duttilità. Tuttavia, alla possibilità di sviluppo di cicli di isteresi e alla loro "qualità" è legata la capacità della struttura di dissipare energia, una caratteristica fondamentale in regime sismico. Infatti, alla fase anelastica del comportamento è associata una notevole capacità di dissipazione.

Considerandone le caratteristiche meccaniche, il legno in condizioni originali non può rispondere a questo tipo di sollecitazione in modo soddisfacente. Per dissipare energia, si fa dunque affidamento sull'associazione del legno con altri materiali, in particolare l'acciaio, e quindi alle zone di collaborazione dei due materiali, cioè alle connessioni, alle quali è, in definitiva, attribuito il compito di fornire la risposta post-elastica della struttura. [10]

Il legno è un materiale igroscopico, questo significa che a variazioni di umidità corrispondono variazioni dimensionali rilevanti. Essendo un materiale naturale il legno è biodegradabile. La sua durabilità è influenzata sia della tecnica costruttiva quanto dall'esposizione ambientale. Esistono esempi di costruzioni in legno ben riparate dall'umidità e dagli agenti atmosferici la cui durata è ultra millenaria.

L'XLAM nasce alla fine degli anni '90, in Austria e in Germania. XLAM ha origine da un progetto di sviluppo e ricerca, realizzato presso l'Università di Graz, che portasse ad aprire nuove vie per un migliore sfruttamento delle risorse messe a disposizione dalla lavorazione del legno in segheria, realizzando elementi piani di grande dimensione. A questo progetto ne sono seguiti diversi altri, che, insieme ad altri lavori di sviluppo e ricerca in diversi paesi europei, hanno portato allo stato della tecnica attuale. In questa sezione non approfondiremo la tecnica realizzativa delle tavole di Xlam perché esula dagli scopi di questa trattazione e ne appesantirebbe i contenuti.

### **3.2 Aspetti tecnologici Xlam**

Xlam è un pannello formato dalla sovrapposizione di strati di tavole di legno massiccio disposti ortogonalmente fra loro e collegati mediante incollaggio. Le tavole che compongono il pannello sono tavole di legno massiccio generalmente di abete, di spessore variabile dai 15 ai 40 mm, che vengono giuntate in lunghezza, assemblate in strati disposti ortogonalmente fra loro in numero dispari (3,5,7 strati) e incollati a freddo con colle poliuretatiche (senza rilascio di formaldeide) o colle a base di melammina-urea-formaldeide. I pannelli così composti, con spessori variabili dai 50 ai circa 500 mm, risultano degli elementi costruttivi molto rigidi e resistenti che possono essere utilizzati come elementi parete o solaio e dotati di elevata stabilità dimensionale. E' possibile realizzare pannelli con altre specie legnose, ma generalmente sempre legno di conifera (abete bianco, douglasia, larice, pino); in particolare, nel caso di pannelli utilizzati a vista è possibile prevedere la realizzazione dei soli strati esterni con specie legnose maggiormente durabili (larice, douglasia). I pannelli vengono tagliati a seconda delle esigenze architettoniche completi di aperture per porte, finestre e vani scala, e collegati tra loro in opera con angolari metallici, chiodi a rilievi tronco-conici e viti autoforanti.

La colla svolge in questa tipologia di pannello composito un ruolo rilevante che vogliamo approfondire qui di seguito dal punto di vista strutturale, perché permetterà di comprendere meglio la tecnologia di Xlam nel suo insieme.

L'efficacia nella risposta strutturale di Xlam dipenderà dal fatto che sia presente un effettivo collegamento tra le tavole poste in maniera trasversale rispetto la direzione delle fibre che impedisce lo scorrimento relativo determinando una sorta di "coazione".

Il collante deve presentare una certa resistenza a taglio, che risulta massima nella zona centrale della sezione, come si può evincere dall'applicazione della formula di Jourawsky.

L'importanza del taglio può essere messa in luce analizzando un esempio: si vanno a confrontare le rigidezze di due travi con stesse dimensioni e stesso materiale appoggiate alle estremità e caricate in mezzeria (flessione a tre punti); nel primo caso la trave è costituita da due elementi semplicemente appoggiati, nel secondo da due elementi perfettamente solidali.

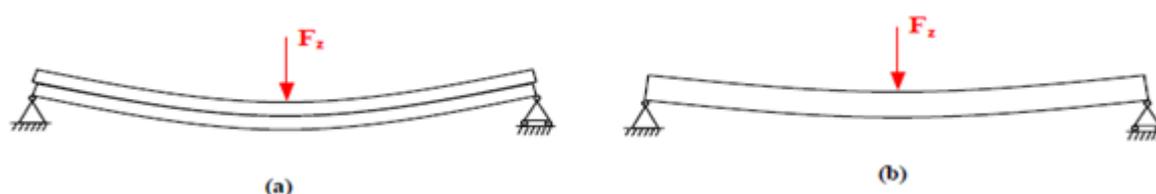


Figura 3.1- (a) travi semplicemente appoggiate; (b) travi incollate.

Nel caso (a) le due travi lavorano in parallelo quindi la rigidezza flessionale complessiva sarà pari alla somma delle singole rigidezze, mentre nel caso (b) sarà possibile procedere come se fosse un'unica trave il cui spessore sarà la somma di ogni singola trave:

$$(EI) = 2E \frac{1}{12} b \left( \frac{h^3}{2^3} \right) = \frac{1}{48} E b h^3 \quad (a)$$

$$(EI) = \frac{1}{12} E b h^3 \quad (b)$$

Come si osserva la resistenza di due travi incollate è quattro volte superiore rispetto a quanto si realizza semplicemente appoggiando le travi.

Nel secondo caso si può dimostrare che le tensioni  $\tau$  tangenziali poste all'interfaccia tra le due travi assumono valore massimo. Queste tensioni dovranno essere assorbite interamente dalla colla: quindi il sistema colla e tavolato giocano un ruolo sinergico per ottenere una migliore performance del pannello finito in termini di caratteristiche meccaniche. Sarà sempre la colla a consentire come si approfondirà in seguito la migrazione delle tensioni tra le fibre poste ortogonalmente tra loro nei diversi strati.

### 3.2.1 Peculiarità strutturali XLAM

Gli strati incrociati disposti ortogonalmente tra di loro ed incollati con PU conferiscono al pannello un interessante comportamento alle sollecitazioni meccaniche, in quanto massimizza

la risposta a sollecitazioni agenti nelle diverse direzioni per esempio momenti biassiali (su entrambi gli assi).

Il comportamento dell'elemento inflesso e pressoinflesso con la sezione composta da un numero di strati variabili può essere definito in modo piuttosto semplice, applicando le regole della scienza delle costruzioni, e più precisamente determinando le distribuzioni delle tensioni sui singoli strati in funzione delle rispettive caratteristiche meccaniche.

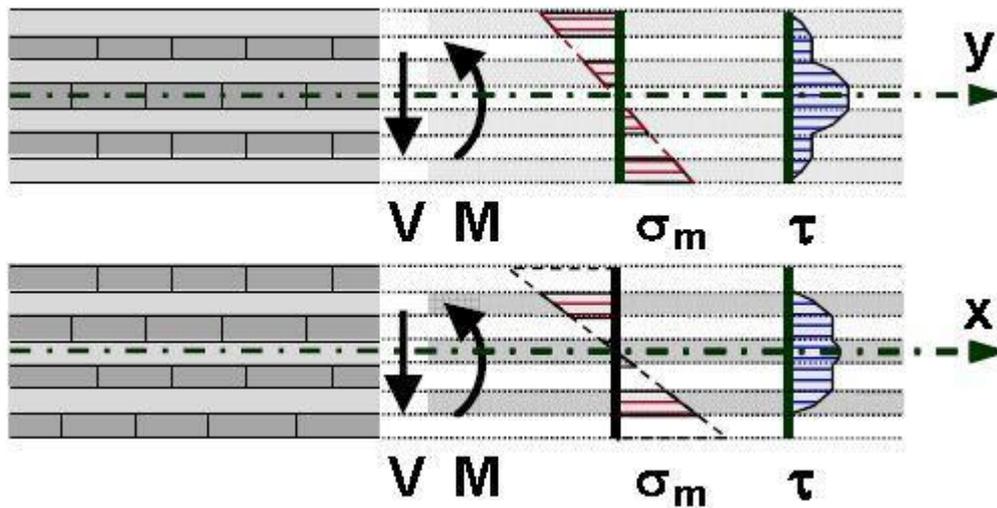


Figura 3.2- Distribuzione delle tensioni di flessione e taglio sulla sezione per i due casi[11]

### 3.2.2 Elementi lastra

Nei pannelli parete le fibre longitudinali degli strati dispari ottimizzeranno la risposta agli sforzi verticali, mentre i pannelli degli strati pari offriranno una resistenza a quelli orizzontali, nel contempo in questo ultimo caso i pannelli dispari agiranno con la colla come uno strato di collegamento rigido. La rigidità e la resistenza sono anche in questo caso definite dalla composizione dei diversi strati del pannello, dove lo spessore del pannello è la dimensione di riferimento.



Figura 3.3- Sezione di pannello di Xlam a 5 strati. [12]

### 3.2.3 Elementi piastra

Il comportamento è ancora più rilevante nel pannello solaio, elemento piastra in cui, avendo il legno un comportamento marcatamente anisotropo produce effetti localizzati di accumulo di tensioni mentre il pannello Xlam distribuirà le sollecitazioni di taglio, momento flettente, sforzo normale nella direzione propria delle fibre dove la resistenza è massima ottimizzando la risposta del materiale. Ne deriverà come mostrato nella figura 3.4 una distribuzione omogenea dei carichi su tutto il perimetro della piastra.

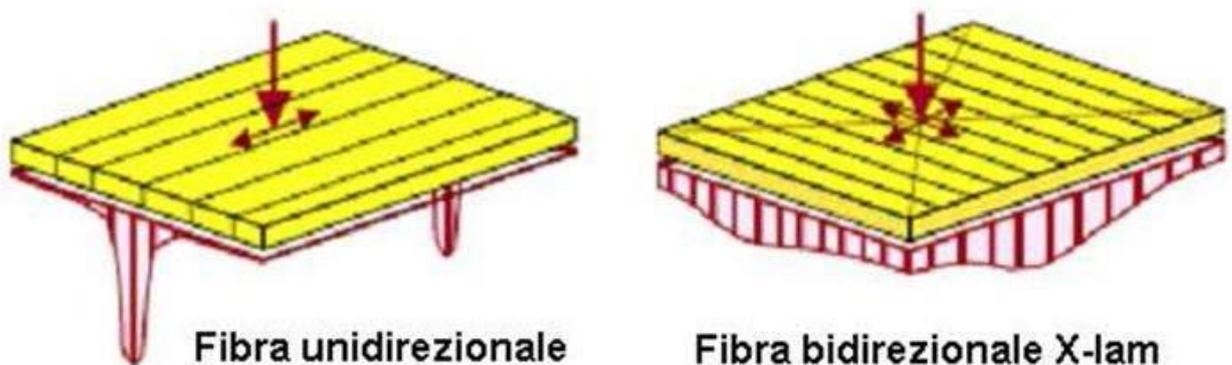


Figura 3.4- pannello solaio risposta sollecitazioni su due direzioni[12]

L'instabilità igrometrica tipica del legno che è sempre perpendicolare alle fibre, è minimizzata in Xlam, proprio perché i vari strati perpendicolari tra loro ridurranno il ritiro nelle due dimensioni: il ritiro dei pannelli dispari sarà assorbito dai pannelli pari la cui fibra è posta perpendicolarmente ad essi massimizzando la resistenza in tale direzione e viceversa. Il ritiro impedito genererà uno stato di auto-tensione di trazione nei pannelli dispari e di compressione in quelli pari, mentre la colla assorbirà le tensioni tangenziali nella trasmissione di tali sollecitazioni nel sistema composito.

### **3.3 Caratterizzazione del materiale Xlam e analisi strutturale**

Xlam rappresenta come già menzionato precedentemente un materiale unico nella progettazione strutturale per due ragioni principali: l'utilizzo di elementi piani con funzioni strutturali e in seconda istanza, seppur assimilabile al legno lamellare presenta sue peculiarità come si vedrà in seguito, che lo distinguono dal punto di vista strutturale da quest'ultimo.

Le indicazioni che seguono vogliono dare la guida necessaria per poter procedere in modo tecnicamente e formalmente corretto al calcolo delle strutture progettate con l'XLAM.

La base normativa italiana per il calcolo degli elementi strutturali è data dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, così come pubblicate in GU (Gazzetta ufficiale) il 14.01.2008 e come entrate in vigore, dopo diverse vicissitudini in particolar modo per quanto concerne il legno, per tutte le strutture nuove a partire dal 1 luglio 2009.

In questo documento sono contenute tutte le basi e i principi per il calcolo delle strutture di legno, e più precisamente in 3 parti distinte:

- Nel capitolo "4. Costruzioni civili e industriali" si trova un sottocapitolo "4.4 Costruzioni di legno" che contiene in 12 pagine le indicazioni sui principi di calcolo da applicare e da seguire per gli elementi strutturali di legno;
- Nel capitolo "7. Progettazione per azioni sismiche" un sottocapitolo di 5 pagine "7.7 Costruzioni di legno" contiene le indicazioni essenziali e specifiche alle strutture di legno in zona sismica;
- Nel capitolo "11. Materiali e prodotti per uso strutturale" è contenuto un sottocapitolo "11.7 Materiali e prodotti a base di legno", che in 8 pagine descrive le prestazioni legate all'omologazione e alla certificazione dei materiali di legno per uso strutturale.

Le prescrizioni contenute nel capitolo 4.4 sono molto succinte e contengono solo alcune indicazioni concrete sui modelli di calcolo che permettono di determinare la resistenza e la rigidità degli elementi strutturali. Le indicazioni dettagliate si trovano nel CNR-DT 206/2007, dal titolo "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle strutture di Legno", che è quindi, di fatto, il complemento applicativo delle NTC.

Le indicazioni contenute nel capitolo 7.7 riguardano l'aspetto particolare della sicurezza sismica delle costruzioni di legno, cui si aggiungono alcune considerazioni generali in relazione alle costruzioni di legno in zona sismica, contenute nel capitolo 7.2.

Il capitolo 11.7 descrive le caratteristiche dei materiali e prodotti a base di legno. In esso sono descritti in modo esplicito il legno massiccio (capitolo 11.7.2), il legno con giunti a dita (capitolo 11.7.3) e il legno lamellare incollato (capitolo 11.7.4). Appare evidente come l'XLAM non rientri in nessuna di queste tre categorie e non sia quindi oggetto di questi capitoli o di un altro capitolo specifico delle NTC. L'XLAM è oggetto del capitolo "11.7.6 Altri prodotti derivati dal legno per uso strutturale", che rimanda alle procedure di qualificazione del capitolo 11.7.10.

Il valore di calcolo della resistenza può essere stabilito in accordo con NTC 2008 (art.4.4.6) come segue

$$X_d = \frac{K_{mod} \cdot X_k}{\gamma_m} \quad 3.1$$

Dove:

$X_k$  è il valore caratteristico della proprietà del materiale.

$\gamma_m$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale, i cui valori sono riportati nella Tab.4.4.III NTC 2008 (dove per il legno massiccio è definito il valore di 1,50 e lamellare 1,45).

$K_{mod}$  è un coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura. I valori di  $k_{mod}$  sono forniti nella Tab. 4.4.IV NTC 2008. Se una combinazione di carico comprende azioni appartenenti a differenti classi di durata del carico si dovrà scegliere un valore di  $k_{mod}$  che corrisponde all'azione di minor durata.[9]

### 3.3.1 Verifica a flessione

La distribuzione delle sollecitazioni a flessione deve tenere conto della struttura a strati dell'elemento e delle differenti caratteristiche meccaniche dei singoli strati. Il calcolo della rigidità flessionale della sezione di XLAM deve prendere in considerazione la differenza del modulo E fra i diversi strati di tavole; vista la grande differenza fra  $E_{90}$  e  $E_0$  è senz'altro indicato trascurare gli strati disposti trasversalmente. Considerando la sezione parzializzata e tenendo conto che il momento d'inerzia della sezione così modellizzata è diverso rispetto a quello originale.

La rigidità flessionale della sezione dell'elemento XLAM, per una larghezza unitaria b dell'elemento stesso, è data dalla relazione

$$K = EJ = \sum E_i J_i + \sum A_i a_i^2 E_i \quad 3.2$$

K = rigidezza flessionale nella direzione considerata

$J_i$  = inerzia del singolo strato

$E_i$  = modulo elastico del singolo strato

$A_i$  = superficie del singolo strato

$a_i$  = distanza dal baricentro della sezione

La distribuzione delle tensioni di flessione è indicata nella figura, e può essere determinata con la 3.3

$$\sigma = \frac{M}{K} a E_i \quad 3.3$$

dove:

M = momento flettente

a = distanza dal baricentro della fibra considerata.

Nel caso di una sezione con strati di materiale della medesima classe di resistenza, il valore massimo della tensione di flessione è dato dalle 3.4

$$\sigma = \left( \frac{M}{W^*} \right) \quad 3.4$$

Dove  $W^* = \frac{K}{h} \frac{1}{E_0}$

h = altezza dell'elemento XLAM considerato

$E_0$  = modulo E degli strati esterni considerati

Nel caso della flessione nell'altra direzione del pannello XLAM (spesso definita come la direzione debole), i due strati esterni possono essere trascurati, e lo stesso principio di calcolo sopra esposto potrà essere applicato.

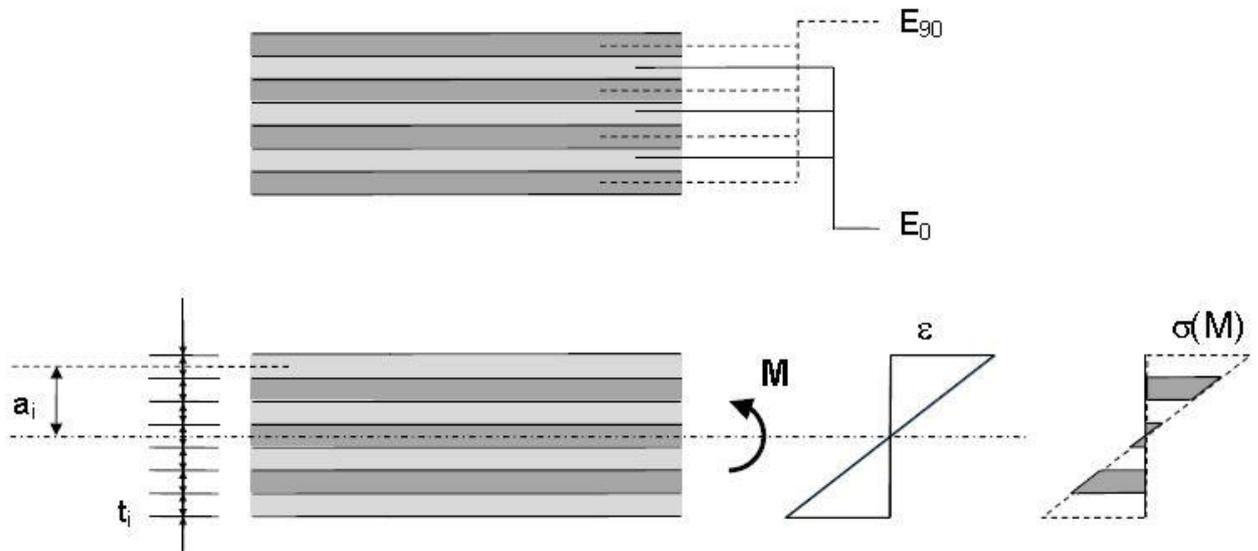


Figura 3.5- Direzione debole del pannello: distribuzione delle sollecitazioni dovute al momento M –Riferimenti geometrici [11]

Verifica dello stato limite ultimo, a flessione, dell'XLAM può avvenire nella forma comune a tutte le verifiche con la 3.5

$$\sigma_{md} < f_{md} \quad \text{con} \quad f_{md,xlam} < f_{md,BSH} K_{sys} \quad 3.5$$

Dove:

$f_{md,xlam}$  = valore di calcolo della resistenza a flessione dell'XLAM

$f_{md,BSH}$  = valore di calcolo della resistenza a flessione del lamellare della classe di resistenza relativa alle lamelle considerate

$K_{sys}$  = coefficiente del sistema

Il coefficiente di sistema permette di aumentare la resistenza di un elemento strutturale composto da più componenti sollecitati in parallelo, cioè in modo da poter ridistribuire le sollecitazioni sui componenti più resistenti, alleviando quindi i più deboli. Il coefficiente di sistema è definito, negli Eurocodici nella forma:

$$K_{sys} = 1 + 0,025n \quad 3.6$$

$$K_{sys,max} = 1,1 \quad 3.7$$

$n$  = numero di lamelle sollecitate in parallelo,  $n > 1$

Di regola si può ammettere che con elementi di larghezza di almeno 1 metro, le condizioni sono date per ammettere  $K_{sys} = 1,1$ . In caso di sollecitazioni non costanti su almeno questa larghezza, come per esempio il caso di sollecitazioni non omogenee o localmente più elevate, il coefficiente di sistema non può essere applicato.

Nel caso di flessione biassiale, la verifica deve essere eseguita per le due direzioni del piano in modo indipendente, considerando in entrambi i casi la tensione flessionale massima nelle tavole con la fibratura orientata nella direzione della sollecitazione considerata. Sarà possibile applicare il principio di sovrapposizione degli effetti, come enunciato nelle scienze delle costruzioni, nel caso di sforzo assiale a trazione compressione in combinazione con momento flettente come in figura 3.5.

La verifica a flessione ha la seguente forma in accordo al NTC2008 art.4.4.8.6.1 :

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,x,d}}{f_{m,x,d}} \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} k_m + \frac{\sigma_{m,x,d}}{f_{m,x,d}} \leq 1$$

Dove

$\sigma_{m,y,d}$  e  $\sigma_{m,x,d}$  sono le tensioni massime di calcolo per flessione sul piano xz e yz determinate assumendo una distribuzione elastico lineare delle tensioni sulla sezione

$f_{m,y,d}$  e  $f_{m,x,d}$  sono le corrispondenti resistenze di calcolo per la sezione in esame determinate tenendo conto anche della dimensione della sezione trasversale mediante  $K_h$

$K_m$  tiene conto della redistribuzione delle tensioni sulla sezione è per le sezioni rettangolari il suo valore di riferimento è 0,7

La pressoflessione sarà verificata in accordo alla norma aggiungendo il termine dovuto allo sforzo normale:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,x,d}}{f_{m,x,d}} + \frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} k_m + \frac{\sigma_{m,x,d}}{f_{m,x,d}} + \frac{\sigma_{c,o,d}}{f_{c,o,d}} \leq 1$$

Oltre le verifiche di resistenza si dovrà procedere alle verifiche di stabilità degli elementi pressoinflessi.

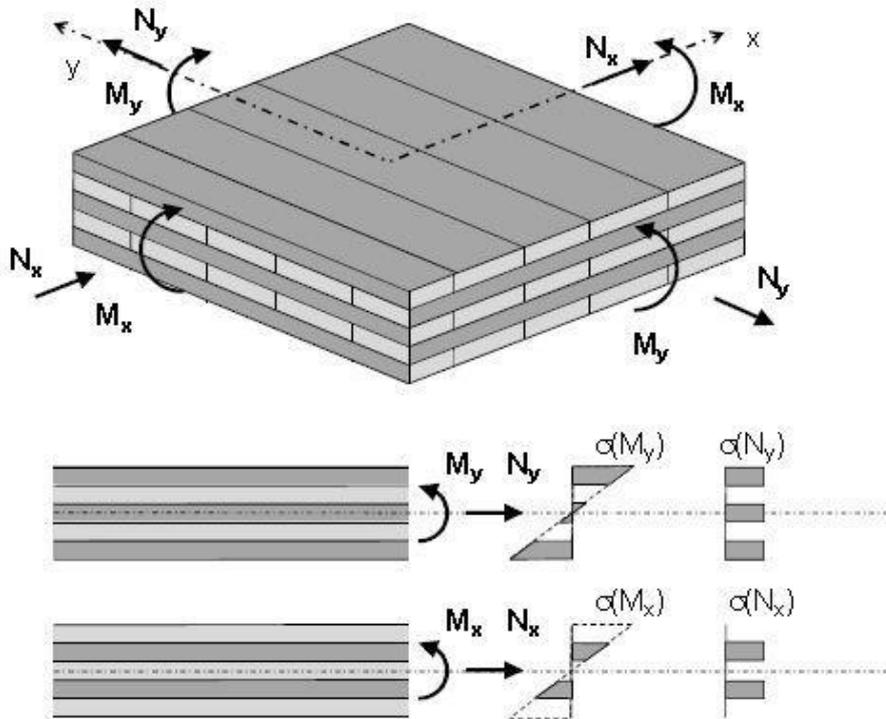


Figura 3.6- Flessione biassiale e forze normali [11]

### 3.3.2 Verifica a taglio

La verifica a taglio trasversale al piano della lastra (taglio dovuto a flessione) avviene seguendo il medesimo principio indicato per la verifica a flessione. La determinazione delle tensioni di taglio sulla sezione considerata deve tener conto delle caratteristiche diverse dei singoli strati. In questo caso non sarebbe ragionevole definire come trascurabili gli strati con la fibratura trasversale rispetto alla direzione considerata, in quanto questi strati sono essenziali per la trasmissione della sollecitazione di taglio fra gli strati disposti parallelamente alla direzione considerata.

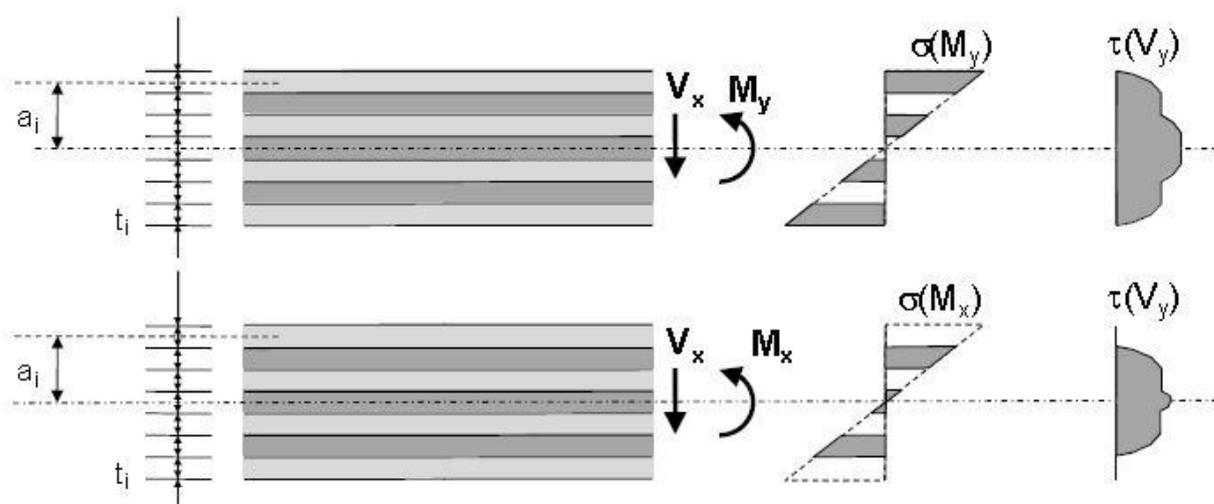


Figura 3.7- Flessione e taglio trasversale al piano con la rispettiva distribuzione delle tensioni sulla sezione [11]

Il calcolo della distribuzione delle tensioni di taglio è dato dalla relazione:

$$\tau = \frac{V \cdot \int EadA}{Kb}$$

Dove

a = distanza dal baricentro

b = larghezza dell'elemento considerato

S = momento statico della parte di sezione espresso come  $\int EadA$ , dove E può essere portato fuori dal segno di integrazione in caso di materiale omogeneo

K= EJ (in caso di sezione che presenta diverse tipologie di legno si farà ricorso alla 3.2)

La sezione come nel caso della flessione risulta “parzializzata” e la risposta diversa a secondo dell’orientazione degli strati e del momento statico della sezione in questione, questo risulta evidente dalla figura 3.5. La valutazione della tensione tangenziale come espressa nell’equazione 3.6 tiene conto sia del modulo elastico dei vari strati, che può assumere un valore diverso a seconda della tipologia di legno utilizzata, che della rigidità flessionale come espressa dalla 3.2.

Le curve con la distribuzione delle tensioni tangenziali mostra come le stesse possano raggiungere il loro valore massimo negli strati trasversali della sezione considerata. La verifica dello stato limite ultimo deve tenere conto del fatto che la resistenza a taglio dipende dalla direzione dell'orientazione della fibratura dell'elemento considerato. Quindi, oltre alla verifica

a taglio sulla base della resistenza a taglio usuale, occorre comunque verificare la resistenza a taglio negli strati trasversali, dove tale resistenza risulta essere molto più ridotta.

La verifica a taglio assume quindi la doppia forma della 3.8 e 3.9 (art.4.4.8.1.9 DM2008):

$$\tau \leq f_{vd} \quad 3.8 \quad \text{per gli strati nella direzione considerata}$$

$$\tau \leq f_{vrd} \quad 3.9 \quad \text{per gli strati trasversali rispetto alla direzione considerata}$$

La resistenza a taglio  $f_{vd}$  deve, secondo il modello di calcolo già citato, essere definita identica a quella del legno lamellare incollato della classe di resistenza corrispondente alla classe di resistenza delle lamelle che compongono l'XLAM. Il medesimo principio vale per la determinazione della resistenza a taglio rotatorio, il cui valore è pari al doppio della resistenza a trazione ortogonale alla fibratura secondo gli Eurocodici, mentre assume un valore simile, ma definito in modo assoluto e specifico secondo altre fonti. Lo stesso modello permette di aumentare del 25% questo valore della resistenza a taglio rotatorio, in modo da considerare anche in questo caso il già citato effetto di sistema.

I valori di calcolo della resistenza si ottengono, come di consueto, partendo dai valori caratteristici e applicando i coefficienti di correzione e sicurezza appositi:

$$f_{vd} = \frac{k_{mod} f_{vk}}{\gamma}$$

$$f_{vrd} = \frac{k_{mod} f_{vrk}}{\gamma}$$

A dipendenza della composizione dell'XLAM e della direzione considerata, una delle due verifiche risulterà essere quella determinante. Di regola, visto il valore decisamente molto basso della resistenza a taglio rotatorio, questa verifica risulta determinante rispetto alla verifica a taglio longitudinale.

### 3.3.3 Verifica dello stato di servizio e calcolo delle deformazioni

Per il calcolo dello stato di servizio del caso semplice di un carico distribuito su tutta la superficie dell'elemento è sufficiente definire i valori della rigidità a flessione e taglio dell'XLAM in funzione della sua stratigrafia.

La rigidità flessionale è stata già definita dalla 3.2 e può essere utilizzata per la verifica dello stato di servizio. La rigidità a taglio dell'XLAM deve considerare l'effetto dei singoli strati e della loro diversa rigidità a taglio. Il modulo G varia infatti a dipendenza dell'orientazione

della sollecitazione; si definisce quindi un modulo  $G_0$  per la sollecitazione a taglio longitudinale e un modulo  $G_{90}$  per la sollecitazione a taglio trasversale.

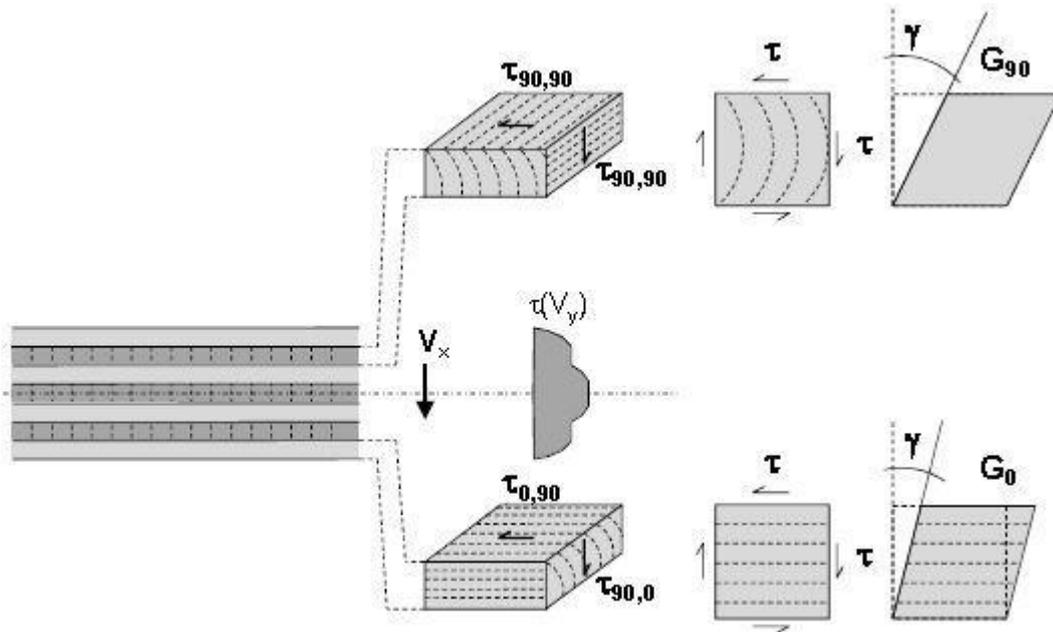


Figura 3.8- Sollecitazioni a taglio e definizione del taglio rotatorio, con i moduli  $G_0$  e  $G_{90}$  [11]

La rigidezza a taglio della sezione si ottiene con la 3.10

$$S_v = GA' = C \sum_{i=1}^n G_i b_i t_i = C \sum_{i=1}^n G_i A_i \quad 3.10$$

Dove

$S_v$  = rigidezza a taglio nella direzione considerata

$G_i$  = modulo di taglio del singolo strato

$A_i$  = superficie del singolo strato

$b_i$  = larghezza dell'elemento considerato

$t_i$  = spessore del singolo strato

$C$  = coefficiente di correzione

Il coefficiente di correzione  $C$  permette di considerare le caratteristiche non uniformi su tutto lo spessore del materiale e dipende dalla geometria e dalle caratteristiche dei singoli strati.

Considerando una composizione dell'XLAM con strati di spessore diverso, e con un numero di strati più importante in una direzione rispetto all'altra, si può constatare come il valore di C, per le stratigrafie di rilevanza effettiva nelle applicazioni pratiche, assuma sempre valori fra 0,20 e 0,30. Sulla base della constatazione che le deformazioni dovute all'effetto delle forze di taglio trasversali al pannello non superano di regola il 20% delle deformazioni totali, si può ammettere l'uso di un valore costante per il calcolo delle deformazioni effettive degli elementi strutturali. L'errore commesso è sufficientemente piccolo, da poter giustificare questo modo di procedere.

I valori caratteristici della rigidezza del materiale sono definiti dai profili prestazionali del materiale, compresi i valori di G<sub>0</sub> (modulo di taglio "normale") e di G<sub>90</sub>. Anche in questo caso, in modo generale valgono i valori relativi al legno lamellare composto da lamelle della corrispondente classe di resistenza. In alcune normative europee il valore di G<sub>90</sub> è definito nel modo seguente:

$$G_{90} = G_0 / 10$$

Anche in questo caso, spesso le omologazioni dei singoli prodotti contengono indicazioni dettagliate al riguardo; possono quindi essere applicati i valori di calcolo (o caratteristici) della rigidezza relativi al singolo prodotto, come indicati nelle omologazioni o nei profili prestazionali ad essi riferiti.

Le caratteristiche reologiche del legno giocano un ruolo essenziale nel comportamento deformativo globale dell'elemento, caratterizzato infatti da un andamento solo inizialmente elastico, che diventa ben presto di tipo visco – elastico (fluage), causando un progredire della deformazione nel tempo sotto carico costante. Oltre determinati valori tensionali, inoltre, il recupero elastico al cessare dei carichi accidentali (per esempio stagionali) non è più completo, generando un accumulo di deformazioni irreversibili. Non ci si può, dunque, limitare a prendere in considerazione la sola freccia istantanea (carichi di breve durata), ma va controllata anche quella differita (carichi prolungati nel tempo), soprattutto nel caso in cui le azioni che agiscono sull'elemento strutturale in modo permanente (pesi propri e permanenti, carico neve in alcune località di montagna) risultino percentualmente elevate rispetto al carico totale.

Il DM 2008 sulle costruzioni prevede per il legno (art 4.4.7) un opportuno coefficiente che verrà moltiplicato per il modulo elastico medio delle membrature, lo stesso varrà per gli organi di collegamento.

$$E_f = E_m \frac{1}{(1+k_{def})} \quad 3.11$$

Dove  $k_{def}$  tiene conto dell'aumento della deformabilità causata dall'effetto combinato della viscosità e dall'umidità del materiale.

La norma prevede per la classe di servizio 2 un  $k_{def}$  di 0,80 riferita al legno lamellare e massiccio (Tab 4.4.V NTC 2008) che per estensione applicheremo anche ad Xlam.

### 3.3.4 Vibrazioni

La verifica delle vibrazioni è un aspetto abbastanza delicato non ampiamente discusso e trattato in sede di normativa italiana. L'unica indicazione che si trova di fatto è il punto 6.4.4 del documento DT 206:2007, il quale cita "Nel progetto devono essere tenuti opportunamente in conto gli effetti prodotti da urti e vibrazioni, ecc., anche al fine di ridurre i disagi per gli utenti, in particolare per strutture aperte al pubblico. Nel caso di solai sui quali è previsto un intenso calpestio, salvo ulteriori esigenze specifiche, la frequenza naturale più bassa non dovrà essere inferiore a 6 Hz." Facendo invece riferimento all'Eurocodice 5 i solai residenziali devono avere frequenza fondamentale maggiore di 8 Hz, proponendo, per il calcolo di  $f_1$ , per un solaio rettangolare avente dimensioni globali  $l \times b$  semplicemente appoggiato su tutti e quattro i bordi e con travi di legno avente luce  $l$ , la seguente espressione:

$$F_1 = \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{EI}{m}}$$

Dove

$m$  massa in  $\text{kg}/\text{m}^2$  relativa alla combinazione quasi permanente

$l$  è la luce del solaio, in m

$EI$  è il contributo della rigidità del solaio nel senso parallelo all'asse principale d'inflessione

Nella seconda parte per la progettazione non si effettueranno calcoli rigorosi ma ci si limiterà come suggerito da diversi produttori a sovra-dimensionare i pannelli, cercando indipendentemente dagli aspetti statici di avere spessori per le pareti maggiori di 110 mm e per i solai di 150 mm.

### 3.3.5 Instabilità di colonna, elementi compressi

La NTC 2008 al punto 4.4.8.2.2 propone la seguente formula per la valutazione della stabilità degli elementi soggetti a sforzo normale, che verrà utilizzata per il pre dimensionamento degli elementi lastra.

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{K_{cri,c} f_{c,0,d}} \leq 1$$

Dove:

$\sigma_{c,0,d}$  è la tensione di compressione di calcolo per sforzo normale

$K_{cri,c}$  coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità di colonna; valutato per il piano in cui assume valore minimo

$f_{c,0,d}$  resistenza caratteristica frattile 5% per sforzo normale

### **3.4 Tecnologia della parete e del solaio**

La finitura delle pareti e del solaio consentono di realizzare effetti estetici finali dell'abitazione del tutto simili a quanto si realizza con le murature di tamponamento per gli edifici in cemento armato, in questi successivi due capitoli verranno esaminate due delle molte possibilità di finitura, in questo caso favorendo quelle tipologie più ecologiche o con minor impatto ambientale.

#### **3.4.1 Parete**

Alla struttura portante esterna viene applicato un rivestimento termico in fibra di legno naturale compressa dallo spessore minimo di 120 mm sempre in doppio strato, per una migliore tenuta all'aria.

Internamente alla parete abbiamo un'intercapedine di 27 mm creata appositamente per dare la corretta traspirabilità al legno e per ospitare il passaggio delle predisposizioni elettriche ed idrauliche. Una volta predisposti i vari impianti, si riempirà l'intercapedine con fibra di canapa o lana minerale per aumentare il valore termico ed acustico della parete. La parte interna verrà finita con doppia pannellatura in gesso (o fibro-gesso rivestito) da 12+12 mm quindi stuccata, la sarà perfettamente liscia e pronta per la successiva rifinitura con pittura. L'effetto sarà di avere una parete con intonaco a base minerale. È interessante notare che l'abbattimento acustico può raggiungere i 57 db/Rw contro i 40 db richiesti dalla legge italiana.

Alle pareti interne sarà applicata, con la stessa tecnica delle pareti portanti esterne, una doppia pannellatura in gesso rivestito (o fibro-gesso) sostenuta da un'intelaiatura in alluminio, si procederà quindi similmente alla rifinitura. Mentre nei bagni e nei locali umidi viene applicata una speciale pannellatura in idro-lastra, idrorepellente ed anti-umidità. Le pareti non portanti possono essere sostituite da divisori in carton-gesso rivestito a quattro lastre (12+12+70 struttura con isolante fonoassorbente) o mediante doppia parete nel caso di divisione per due unità abitative.

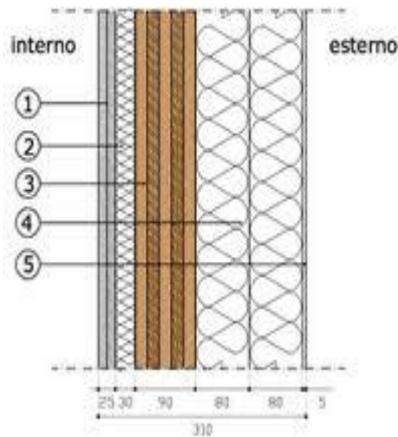


Figura 3.9- Esempio di tecnologia parete ( 1-Cartongesso 2-Isolante 3-Parete X-Lam 4-Isolante per cappotto 5-Intonaco [13]

### 3.4.2 Solaio

I solai sono di diverso spessore a seconda della luce degli appoggi sottostanti (min. spessore 100 mm, max. spessore 220 mm) calcolando un sovraccarico accidentale di  $400 \text{ kg/m}^2$  ( la NCT 2008 nella tabella 3.1. Il i carichi di esercizio previsti per ambienti ad uso residenziale sono di  $200 \text{ kg/m}^2$  ). Un sovraccarico così alto viene considerato per interromperne quanto più possibile l'effetto elastico e di vibrazione, caratteristico dei solai in legno comunemente in commercio. Essi sono appoggiati sulle pareti perimetrali (o su travatura di sostegno) con uno speciale giunto di divisione per interrompere l'onda di frequenza sonora, data dal calpestio sugli stessi e dalle pareti superiori, per garantire così un perfetto taglio acustico vedi figura 3.9. Dell'intradosso del solaio è posta una intercapedine d'aria per permettere il passaggio dei punti luce a soffitto, successivamente è riempita con materiale fonoassorbente, quindi applicata una lastra in gesso da 12 mm.

Nell'estradosso viene posto un massetto fonoassorbente per calpestio e rumore aereo. Una volta realizzato il massetto porta impianti si può realizzare un pacchetto fonoassorbente così composto: una lastra in fibra di legno da 4 cm (molla), una lastra in fibra-gesso con impianto radiante incorporato , guaina impermeabilizzante e getto di 5 cm in calcio silicato anidro naturale (massa); il tutto pronto per essere successivamente piastrellato. Questa finitura permette di ottenere notevole isolamento acustico.

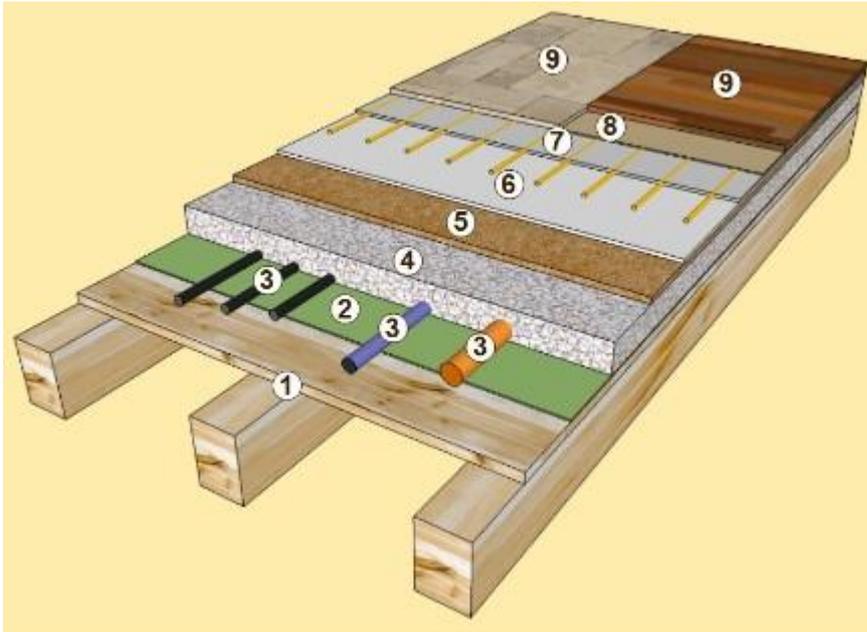


Figura 3.10- Esempio di tecnologia solaio (1- pannello massiccio Xlam, 2- manto antipolvere 3- impianti, 4- sottofondo di riempimento a secco (perlite o graniglia di marmo) 5- pannello in fibra di legno antirumore, 6- lastra in fibragesso 7- lastra in fibragesso con tubo radiante integrato 8- materassino sotto pavimento (solo per pavimenti in legno flottante) 9- pavimento in legno flottante o ceramica [14]

### 3.5 Tecnologia costruttiva Xlam

Le fondazioni sono generalmente realizzate con platea in c.a. (cemento armato), oppure con piani interrati composti da setti in c.a. La costruzione procede per piani. I telai del primo piano vengono fissati al basamento, dopo di che viene realizzato il primo solaio. A questo punto si procede fissando ad esso il telaio del secondo piano e così via.

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

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

Le pareti sono realizzate o con un unico elemento dotato di tutte le aperture per porte e finestre con l' unica limitazione sulla lunghezza è data dalle esigenze di trasporto

(normalmente sotto gli 11 m o talvolta anche fino a 16 m). Le pareti possono essere realizzate in alternativa con l'assemblaggio di più pannelli (normalmente di larghezza uguale o inferiore ai 3m) collegati fra di loro mediante collegamenti meccanici. Tali collegamenti sono realizzati con l'utilizzo di strisce di pannello multistrato (o con giunti a mezzo-legno fra i pannelli) e viti o chiodi.

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

La parete svolge la funzione portante rispetto ai seguenti carichi:

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

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

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

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

Una volta posate le pareti del piano terra vengono posati i pannelli del solaio. Questi per esigenze produttive e di trasporto hanno larghezze comprese tra 125 e 260 cm e vengono collegati fra loro con giunti meccanici realizzati con le stesse modalità utilizzate per il collegamento verticale dei pannelli parete. Anche in questo caso il collegamento viene

realizzato mediante l'inserimento di viti autoforanti e chiodi disposti ad interasse ravvicinato in modo da realizzare un collegamento rigido nel rispetto della gerarchia delle resistenze. Il collegamento alle pareti sottostanti è realizzato sempre con viti autoforanti inserite inclinate rispetto al piano verticale della parete, in modo da intercettare più strati possibile e sempre ad interasse ravvicinato in modo da assicurare la realizzazione di un giunto sufficientemente rigido.

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

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

La realizzazione delle strutture di copertura segue sostanzialmente le stesse possibilità applicative utilizzate per le coperture tradizionali in legno lamellare, con l'unica variante che in questo caso è possibile realizzare una struttura di copertura con gli stessi pannelli, con l'inserimento di una trave di colmo o anche eventualmente di travetti secondari come rompi tratta per le luci dei pannelli, e con le stesse modalità di collegamento viste per i solai. Il pacchetto di copertura è composto da barriera vapore, di tenuta all'aria e antipolvere, isolante in fibra di legno, guaina traspirante, doppio listello per la ventilazione e manto di copertura.

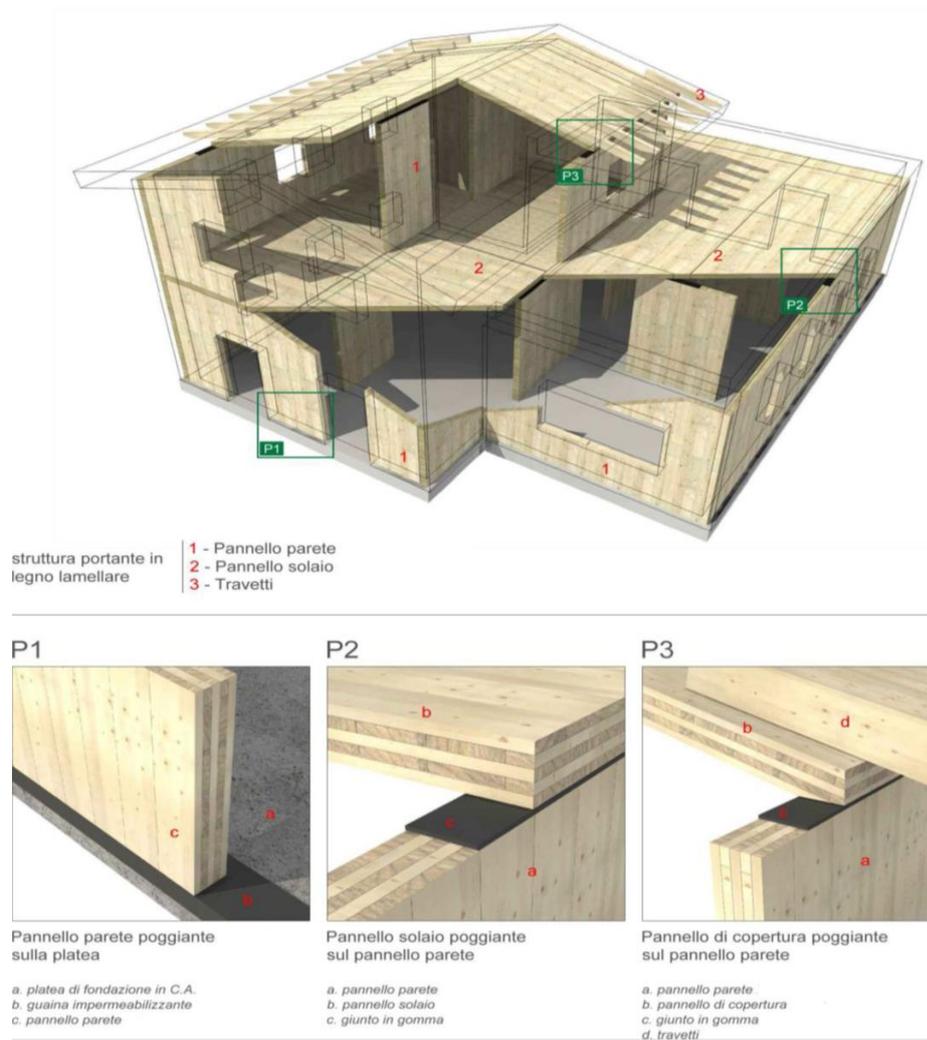


Figura 3.11- Particolari costruttivi nella realizzazione di abitazione con Xlam

# Capitolo 4

## Azioni agenti sulla struttura

Nella prima parte di questa trattazione abbiamo definito le resistenze dei materiali tenendo conto opportunamente dei dettami della norma NTC 2008 e degli Eurocodici, nel definire come tali resistenze con un valore caratteristico sono collegate ad un valore probabilistico, appunto il frattile 5% ovvero la probabilità di essere minorate uguale al 5%. Nel presente capitolo si vorrà approfondire il concetto di metodo semiprobabilistico e quindi definire le azioni con un approccio del tutto simile in termini probabilistici. La trattazione si limiterà alle azioni di interesse per la progettazione dell'abitazione oggetto di questa tesi, ovvero vento e neve quanto l'azione sismica. Le azioni permanenti verranno trattate nei capitoli relativi alla progettazione con le singole tecnologie.

### 4.1 Metodo semiprobabilistico

Precedentemente all'implementazione della normativa europea sulle costruzioni, la sicurezza strutturale era fondata sul concetto di tensioni ammissibili e che le strutture si comportassero elasticamente, (quantunque questo non fosse vero) fino al collasso della struttura stessa. Le incertezze erano prese in carico da coefficienti sufficientemente ampi, maggiori di uno, in modo tale da conservare un margine di sicurezza che garantisse la strutture sia da eventuali azioni variabili, che da inconsistenze nelle performance dei materiali da costruzioni e nell'esecuzione del lavoro. Questo approccio evidenziava dei limiti sia rispetto alla premessa del comportamento della struttura, quanto dal fatto che il coefficiente di sicurezza non teneva in considerazione tutte le variabili aleatorie con il loro giusto peso, rispetto alla sicurezza dell'edificio per tutto il suo tempo di vita.

L'applicazione di metodi probabilistici diretti nella valutazione del rischio di collasso era ritenuto particolarmente oneroso per i professionisti del settore; il normatore ha pensato di introdurre un metodo semiprobabilistico agli stati limite. Esso rappresenta una verifica tra scalari in cui la resistenza nominale  $R$ , ridotta da un coefficiente, è confrontata con le azioni  $Q$  amplificate da opportuni coefficienti.

La verifica è positiva se risulta verificata la 4.1

$$\sum \gamma Q_i \leq R_n / \gamma \quad 4.1$$

Il metodo è operativamente del tutto simile al vecchio approccio deterministico se non fosse che i valori delle azioni e resistenze derivano da una caratterizzazione di tipo probabilistico.

Il legame tra questo approccio e una valutazione probabilistica diviene evidente se si considera che tali valori rappresentano dei frattili, nel caso delle resistenze (frattile 5%) nel caso delle azioni (frattile 95% o più): questo significa che la probabilità che tali valori siano superati corrisponde al 95% nel caso delle resistenze caratteristiche e del 5% delle azioni caratteristiche.

Utilizzando tale sistema e avendo il legislatore stabilito a priori i criteri minimi di affidabilità, in relazione con le conseguenze che un eventuale superamento dello stato limite ultimo (collasso della struttura) possa provocare in termini di vite e danni alle cose. La probabilità di collasso per un edificio di tipo residenziale in 50 anni di vita è di circa  $7 \cdot 10^{-5}$ , ovviamente rispettando le prescrizioni della norma.

## 4.2 Azioni variabili vento e neve

L'abitazione oggetto della progettazione è sita nel comune di Lainate in zona sismica soggetta sia all'azione della neve che del vento. Il calcolo della probabilità con cui queste azioni possono intervenire in termini di magnitudo e frequenza è di fondamentale importanza per il progettista strutturale, affinché egli possa dimensionare gli organi portanti della struttura in maniera adeguata.

### 4.2.1 Neve

La norma tecnica costruzioni del 2008 nel capitolo 3.4 classifica tutte le località del Nord Italia (esclusa quelle della regione Liguria) a quota minore di 1500 m nella zona geografica I.

Il carico di neve caratteristico nella suddetta zona ( $q_{sk}$ ) è il frattile 99,5% della distribuzione dei massimi annuali dei carichi di neve al suolo. Tale valore ha probabilità di superamento, in qualsiasi anno, pari a  $p = (1 - 0,995) = 0,005$  dunque periodo di ritorno  $TR = 1/0,005 = 200$  anni. Per tale zona abbiamo un  $q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$  ( $150 \text{ kg/m}^2$ ) se la località in cui è localizzato il fabbricato è ad altezza  $as \leq 200 \text{ m s.l.m.}$

Il carico  $q_{sk}$  va modificato in funzione del periodo di ritorno  $TR$  del fenomeno, variabile in base alla classe strutturale dell'opera, secondo la relazione:

$$q_{ref}(TR) = \alpha R(TR) q_{sk} \quad 4.2$$

Il coefficiente  $\alpha R$  dipende dal periodo di ritorno  $TR$  che viene assunto pari a 10 volte la vita di progetto convenzionale dell'opera  $Td$ . Per strutture con vita di progetto  $Td = 50$  anni (classe 1) sono pertanto.

$$T = 10 \times 50 = 500 \text{ anni e } \alpha R(500 \text{ anni}) = 1,12 (+12\%).$$

$$q_{ref}(500) = \alpha R(500) q_{sk} = 1,12 \times 150 = 168 \text{ kg/m}^2$$

Una volta determinata l'azione nella sua dimensione caratteristica la norma propone dei coefficienti che tengono dovutamente conto della geometria, collocazione e altri aspetti tecnologici dell'abitazione.

Il carico di neve agente  $q_s$  assumerà la seguente espressione

$$q_s = \mu_i q_{ref} c_e c_t \quad 4.3$$

dove

$\mu_i$  coefficiente di forma della copertura, variabile per copertura a una falda da 0,80 a 0 in funzione dell'inclinazione  $\alpha$  sull'orizzontale (delle inclinazioni  $\alpha_i$  delle falde, se diverse, per coperture a due falde) nell'ipotesi che non risulti impedito lo scivolamento della neve. La presenza di un parapetto e/o di elementi ferma neve impongono il valore  $\mu_i = 0,80$ .

$c_e$  coefficiente di esposizione, variabile tra 0,8 e 1,2, che tiene conto che la neve può essere asportata dal vento in misura variabile in funzione delle caratteristiche topografiche del sito ove è localizzato l'opera. In zona aperta senza ostacoli all'effetto del vento  $c_e = 0,80$ ; in zona in cui non si ha rimozione significativa  $c_e = 1,0$ ; in zona riparata dall'effetto del vento (edifici bassi contornati da edifici alti e/o da alberi alti)  $c_e = 1,20$ . In assenza di indicazioni specifiche assume  $c_e = 1,0$ .

$c_t$  coefficiente termico, che tiene conto della possibilità che la neve venga sciolta per effetto di dispersioni termiche della struttura di copertura. In assenza di dati specifici o in presenza di sottotetto non riscaldato si assume  $c_t = 1,0$ .

L'edificio ha copertura a due falde di uguale inclinazione con cornicione ed elementi ferma neve ( $\mu_i = 0,80$ ), è in condizioni normali di esposizione e realizzato in zona edificata in cui non si ha rimozione della neve ( $c_e = 0,9$ ) e in assenza di dati specifici si assume ( $c_t = 1,0$ ). Pertanto applicando la 4.3 otteniamo un valore dell'azione neve di  $120 \text{ kg/m}^2$  frattile 95%.

#### 4.2.2 Vento

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici. La velocità di riferimento  $v_b$  è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni. In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche  $v_b$  è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_s(197m) < a_0(1000m) \quad 4.4$$

dove:

$v_{b,0}$   $a_0$  sono parametri legati alla regione in cui sorge la costruzione

$a_s$  è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione

Essendo la costruzione posta ad un livello sul mare inferiore ai 1000 m come evidenziato  $v_b$  coincide con  $v_{b,0}$  ovvero il suo valore è 25 m/s.

L'equivalente statico dell'azioni dinamiche del vento è costituito da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione. L'azione del vento sul singolo elemento viene determinata considerando la combinazione più gravosa della pressione agente sulla superficie esterna e della pressione agente sulla superficie interna dell'elemento. Nel caso di costruzioni o elementi di grande estensione, si deve inoltre tenere conto delle azioni tangenti esercitate dal vento. L'azione d'insieme esercitata dal vento su una costruzione è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi; considerando come direzione del vento, quella corrispondente ad uno degli assi principali della pianta della costruzione; in casi particolari, come ad esempio per le torri a base quadrata o rettangolare, si deve considerare anche l'ipotesi di vento spirante secondo la direzione di una delle diagonali.

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d \quad 4.5$$

dove

$q_b$  la pressione cinetica di riferimento  $q_b$  (in N/m<sup>2</sup>) è data dall'espressione:  $q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$

$v_b$  è la velocità di riferimento del vento ovvero 25 in m/s;

$\rho$  è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m<sup>3</sup>.

Utilizzando la formula sopraripotata si ottiene 382,8 N/m<sup>2</sup>.

$c_e$  è il coefficiente di esposizione, tale coefficiente di esposizione dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di 200 m come nel caso in esame  $c_e=1,63$  ricavato attraverso la formula  $c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7+ c_t \ln(z/z_0)]$  dove la categoria di esposizione è la IV è il valore si  $z_{\min}$  è 8.

$c_p$  è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento; il suo valore si assume 0,8 per sopravvento e 0,4 sottovento.

$c_d$  è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità. [6]

La pressione del vento è pari  $640 \text{ N/m}^2$  per l'abitazione oggetto di questa trattazione, azione caratteristica, avendo seguito i dettami della norma nella sua valutazione

### 4.3 Combinazione delle azioni

Come già accennato valore caratteristico  $Q_k$  di un'azione variabile è il valore corrispondente ad un frattile pari al 95 % della popolazione dei massimi, in relazione al periodo di riferimento dell'azione variabile stessa.

Nella definizione delle combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente, i termini  $Q_{kj}$  rappresentano le azioni variabili della combinazione, con  $Q_{k1}$  azione variabile dominante e  $Q_{k2}, Q_{k3}, Q_{kj}$  azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Le azioni variabili  $Q_{kj}$  vengono combinate con i coefficienti di combinazione  $\psi_{0j}, \psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$ , i cui valori sono forniti nella tabella 4.2, per edifici civili e industriali correnti.

Con riferimento alla durata percentuale relativa ai livelli di intensità dell'azione variabile, si definiscono:

- valore quasi permanente  $\psi_{2j} \times Q_{kj}$ : la media della distribuzione temporale dell'intensità;
- valore frequente  $\psi_{1j} \times Q_{kj}$ : il valore corrispondente al frattile 95 % della distribuzione temporale dell'intensità e cioè che è superato per una limitata frazione del periodo di riferimento;
- valore raro (o di combinazione)  $\psi_{0j} \times Q_{kj}$ : il valore di durata breve ma ancora significativa nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili.

Nel caso in cui la caratterizzazione stocastica dell'azione considerata non sia disponibile, si può assumere il valore nominale. Nel seguito sono indicati con pedice k i valori caratteristici; senza pedice k i valori nominali. [6]

Tabella 4.1 Valori dei coefficienti di combinazione [6]

Categoria		combinazione azioni variabili		
		$\psi_{0j}$	$\psi_{1j}$	$\psi_{2j}$
Categoria A	Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B	Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C	Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D	Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1	0,9	0,8
Categoria F	Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G	Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	Coperture	0	0	0
Vento		0,6	0,2	0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)		0,5	0,2	0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)		0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche		0,6	0,5	0

I coefficienti per la verifica allo stato limite ultimo per la 4.1 sono riportati qui di seguito.

Tabella 4.2 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU [6]

Coefficiente  
 $\gamma_F$  STR

Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0.9
	sfavorevoli		1.1
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0.0
	sfavorevoli		1.5
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0.0
	sfavorevoli		1.5

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Il significato dei simboli:

$\gamma_{G1}$  coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti

$\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali

$\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili

#### 4.4 Azione sismica

L'azione del terremoto può essere considerata un'azione orizzontale che, a differenza delle azioni verticali, coinvolge l'intera struttura e non solo parte di essa.

La forza orizzontale agente può essere descritta efficacemente dalla legge fondamentale della dinamica

$$0 = F - m\ddot{x} \quad 4.6$$

Dove  $m$  corrisponde alla massa inerziale dell'intero edificio,  $\ddot{x}$  è l'accelerazione inerziale, mentre  $F$  racchiude le forze totali agenti. Quest'ultimo termine può quindi essere scomposto come segue

$$F = m\ddot{y} + Kx + c\dot{x} \quad 4.7$$

Combinando la 4.7 e la 4.6 si ottiene l'equazione differenziale per la descrizione del moto della struttura sotto eccitazione sismica, supposta assimilabile ad un oscillatore semplice.

Risolvendo l'omogenea associata si ricava il periodo proprio di oscillazione della struttura che opportunamente inserito nello spettro di risposta permette di ricavare l'accelerazione al suolo esercitata dall'azione sismica. Lo spettro di risposta rappresenta il massimo effetto in termini di spostamenti, accelerazioni e velocità provocati da un terremoto in relazione con il periodo proprio e del coefficiente di smorzamento della struttura.

La forzante sismica ( $m\ddot{y}$  della 4.7) agente sulla struttura, in accordo con le leggi della meccanica del corpo rigido avrà come punto di applicazione il baricentro delle masse di ogni singolo piano dell'edificio supponendo i solai infinitamente rigidi, mentre la forza di richiamo elastico espressa dal termine  $Kx$  della 4.7 avrà punto di applicazione il centro delle rigidezze della struttura. Quest'ultimo punto si traduce nell'importanza di far coincidere i due centri per evitare pericolosi effetti torsionali sull'edificio.

Il termine  $c\dot{x}$  invece è collegato tramite la costante  $c$  agli smorzamenti viscosi a cui la struttura è soggetta per gli attriti che si generano proporzionalmente alla velocità della struttura. Se non ci fosse lo smorzamento la struttura continuerebbe ad oscillare all'infinito.

Quanto accennato sopra porta alle seguenti conclusioni in termini pratici: la struttura deve presentarsi il più possibile simmetrica quanto garantire la continuità del legame tra i diversi elementi e la sua efficacia sia a trazione che a compressione è particolarmente importante. Tutti i componenti devono essere adeguatamente collegati fra loro in modo tale che la struttura agisca come un insieme unitario. Si deve porre una grande attenzione al pericolo di insorgenza di tensioni di trazione perpendicolare alla fibratura, essendo la resistenza in questa direzione molto debole per il legno. I collegamenti devono ovviamente essere efficaci in entrambe le direzioni essendo l'azione di un terremoto un'azione bi-direzionale. Per questa ragione i semplici giunti di contatto devono avere possibilità di reagire anche in direzione opposta. Le fondazioni devono essere collegate fra loro allo scopo di minimizzare gli effetti di eventuali movimenti differenziali del terreno, allo scopo di realizzare un funzionamento a "zattera".

#### 4.4.1 Valutazione dell'azione sismica

L'effetto del sisma viene valutato attraverso l'accelerazione al suolo stabilita tramite lo spettro di risposta, agente nelle tre direzioni  $x,y,z$  ortogonali tra di loro. L'azione verticale non viene usualmente considerata perché le sollecitazioni che si generano rientrano nei coefficienti di sicurezza applicati alla struttura in accordo alle norme. Lo spettro elastico è utilizzato per la valutazione allo stato limite di danno. Lo spettro elastico ridotto è utilizzato per lo stato limite ultimo di vita, ovvero ridotto del termine  $q$  che tiene opportunamente in conto la capacità di una struttura di deformarsi e di assorbire energia.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati considerando per intero i carichi permanenti ed una quota parte degli accidentali secondo la seguente espressione:

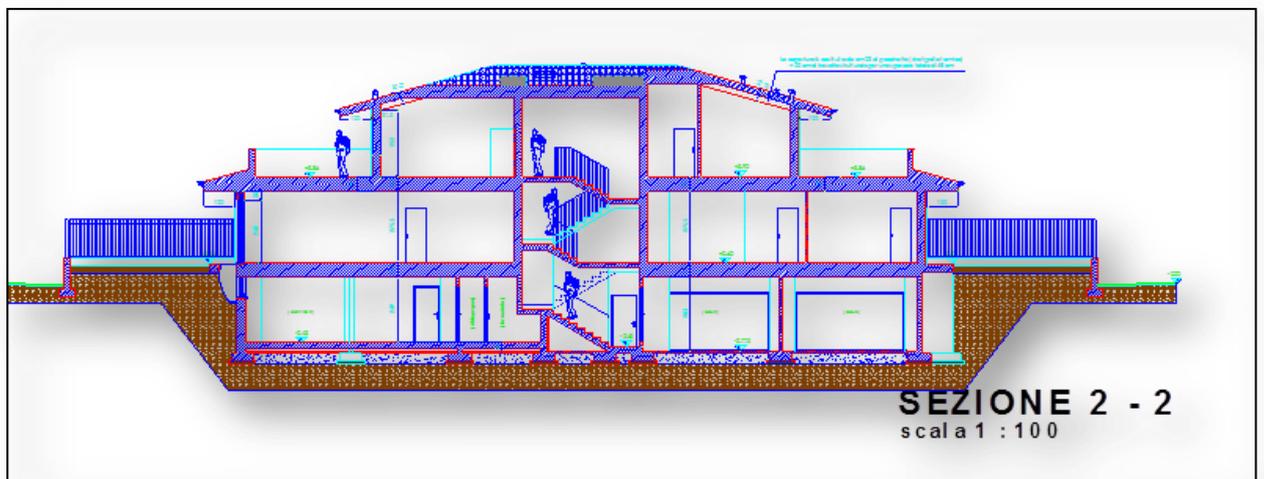
$$G_k + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

Nel caso di civile abitazione  $\psi_2$  è uguale a 0.3.

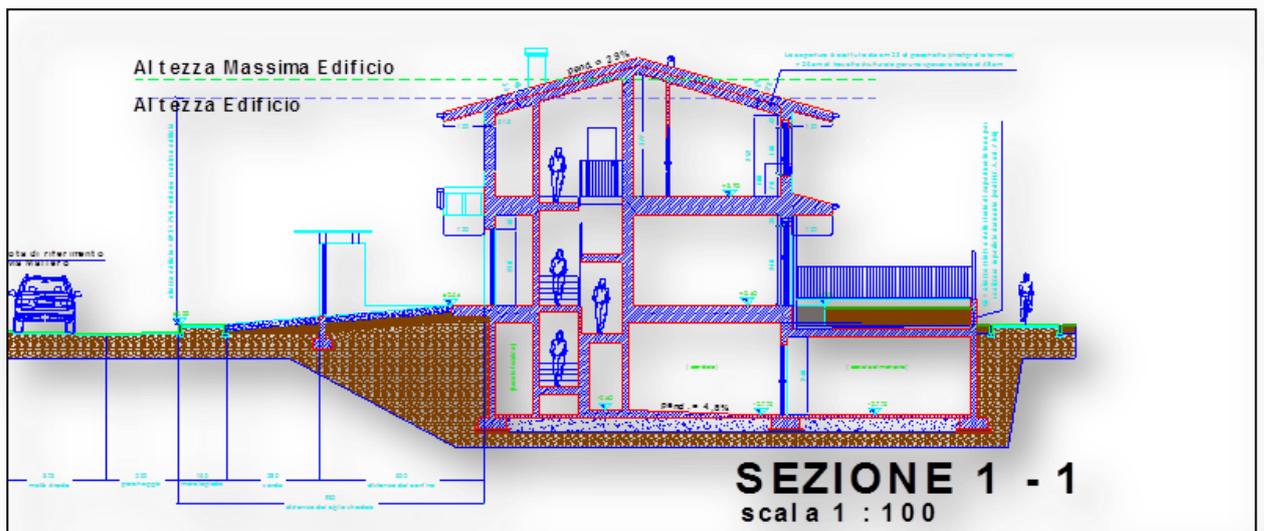
## Parte II

L'abitazione oggetto della progettazione strutturale in cemento armato e in Xlam™ sarà realizzata nel comune di Lainate ad un'altitudine di 176 m sul livello del mare. Il manufatto presenta forma rettangolare e si sviluppa su due piani più una mansarda abitabile: piano interrato, piano fuori terra e mansarda. Il calcolo della struttura verrà realizzato tramite un programma commerciale di calcolo agli elementi finiti Nolian™.

Il committente richiedeva la valutazione di Xlam quale metodo alternativo rispetto al cemento armato, questa parte di tesi nasce da questa esigenza e dalla necessità di sviluppare un know how inerente ad Xlam quale metodo di costruzione ma ancor più in termini di progettazione. Un aspetto originale di questa tesi è di aver elaborato una procedura chiara ed efficace per poter modellare Xlam con il programma ad elementi finiti Nolian come si esaminerà nella parte dedicata alla progettazione in Xlam.



sezioni edificio oggetto della progettazione strutturale con Nolian



# Capitolo 5

## Realizzazione in calcestruzzo armato

Dopo aver definito i materiali da utilizzare nella realizzazione della casa singola si procederà all'analisi delle azioni permanenti, quindi al pre-dimensionamento della struttura. Il predimensionamento della struttura verrà svolto in accordo con le premesse teoriche delle scienze delle costruzioni calate nel contesto dei materiali utilizzati e modellizzati nella prima parte della trattazione. Si introdurranno i concetti di sezione parzializzata e omogenizzata che ricalca maggiormente il reale comportamento del calcestruzzo. Una volta svolto il pre-dimensionamento, l'intera struttura tridimensionale verrà modellizzata con un programma agli elementi finiti Nolian™ quindi si evidenzieranno alcune prestazioni e caratteristiche, frutto dell'analisi numerica svolta con il programma.

### 5.1 Progettazione basata sul ciclo di vita

La progettazione basata su un approccio probabilistico non può prescindere dal concetto di vita utile nominale della struttura con cui abbiamo avuto occasione di discutere trattando delle azioni nel capitolo 4. Diviene importante definire i parametri che permettano di salvaguardare l'integrità dei materiali per tutto il tempo di vita utile dell'edificio.

La durabilità di una struttura di calcestruzzo dipende dall'interazione tra le caratteristiche del materiale con cui la struttura è costruita e le azioni di tipo chimico – fisico, legate alle condizioni dell'ambiente in cui essa si trova e alle quali è soggetta nell'arco della sua vita utile. Tali azioni, non prese in conto nell'analisi strutturale, comportano un'opportuna scelta del tipo di calcestruzzo, adeguate disposizioni costruttive delle armature e un'esecuzione curata. Il requisito di durabilità si ritiene soddisfatto se la struttura, sottoposta alle azioni tipiche dell'ambiente e soggetta a ordinaria manutenzione, è in grado di continuare a fornire per tutta la vita utile di progetto le prestazioni per la quale è stata progettata e realizzata.

Per le diverse classi di esposizione e una durata di vita di 50 anni, secondo l'EC2 classe strutturale S4, e la norma UNI 11104 per il copriferro e la classe di resistenza del calcestruzzo minimi vale la seguente prescrizione: classe  $XC3_{cmin,dur} = 25$  mm, calcestruzzo classe C30/35 rapporto a/c max 0,55, dosaggio minimo cemento 320 kg/m<sup>3</sup> diametro massimo aggregato 32 mm.

## 5.2 Materiali

### 5.2.1 Calcestruzzo

La classe del calcestruzzo è identificata mediante la resistenza caratteristica a compressione ( $\text{N/mm}^2$ ) misurata dopo 28 gg di maturazione. Qui di seguito nella tabella 4.3 le caratteristiche del materiale utilizzato per la progettazione

Tabella 5.1 Caratteristiche calcestruzzo

Calcestruzzo		
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}$	35 [MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	30 [MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	$\gamma_c$	1,6
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	$\alpha_{cc}$	0,85
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	$f_{cd}$	15,94 [MPa]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	$f_{cm}$	38 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	$f_{ctm}$	2,9 [MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	$E_{cm}$	32837 [MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione $f_c$	$\varepsilon_{c1}$	0,0020
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	$\varepsilon_{cU}$	0,0035

### 5.2.2 Acciaio

Gli acciai per armatura sono definiti dai valori caratteristici delle tensioni di snervamento  $f_{yk}$  e di rottura  $f_{tk}$ , del rapporto  $(f_t/f_y)_k$  e dal valore caratteristico della deformazione  $\varepsilon_{uk}$  corrispondente alla tensione massima sotto carico. Qui di seguito l'acciaio definito per la progettazione dell'abitazione.

Tabella 5.2

Resistenza a snervamento dell'acciaio	$f_{yk}$	450 [MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	$\gamma_s$	1,15
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	$E_s$	200000 [MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	$\epsilon_{yd}$	0,001957
Deformazione ultima dell'acciaio	$\epsilon_{su}$	0,01
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	$f_{yd}$	391,3 [MPa]

### 5.3 Azioni permanenti

Per le parti strutturali e non strutturali le azioni permanenti sono valutate in base alle masse volumiche dei materiali di cui è composta la costruzione e/o alle loro caratteristiche geometriche. Per elementi strutturali e di finitura per edifici si possono applicare i seguenti valori.

#### A) SOLAI E SOLETTE

a) solaio tipo predalles spessore (H=4+27+4= 35 cm )( gk0)	460	kg/m <sup>2</sup>	4,51	kN/m <sup>2</sup>
b) sottofondo	120	kg/m <sup>2</sup>	1,28	kN/m <sup>2</sup>
c) pavimento in ceramica 1 cm (0,01·25)	25	kg/m <sup>2</sup>	0,25	kN/m <sup>2</sup>
Tot.	605	kg/m <sup>2</sup>	6,038	kN/m <sup>2</sup>

a) solaio tipo predalles spessore (H=5+15+5= 25 cm )( gk0)	410	kg/m <sup>2</sup>	4,02	kN/m <sup>2</sup>
b) pendenze dreno acqua	100	kg/m <sup>2</sup>	1,28	kN/m <sup>2</sup>
c) terra 50 cm	800	kg/m <sup>2</sup>	0,25	kN/m <sup>2</sup>
Tot	1310	kg/m <sup>2</sup>	5,55	kN/m <sup>2</sup>

## Capitolo 5 Realizzazione in calcestruzzo armato

a) solaio tipo latero cemento spessore ( 20+4=24 cm)( gk0)	300	kg/m <sup>2</sup>	2,94	kN/m <sup>2</sup>
b) sottofondo	130	kg/m <sup>2</sup>	1,27	kN/m <sup>2</sup>
c) pavimento in ceramica 1 cm (0,01·25)	25	kg/m <sup>2</sup>	0,25	kN/m <sup>2</sup>
d) intonaco d'intradosso 1 cm (0,01·20)	20	kg/m <sup>2</sup>	0,20	kN/m <sup>2</sup>
Tot.	475	kg/m <sup>2</sup>	4,664	kN/m <sup>2</sup>

### B) SOLETTA SCALE- H = 15 cm

a) soletta in calcestruzzo h = 15 cm ( gk0)	382	kg/m <sup>2</sup>	3,75	kN/m <sup>2</sup>
b) sottofondo gradini spessore medio 5 cm (0,05·18)	918	kg/m <sup>2</sup>	90	kN/m <sup>2</sup>
c) pedata in ceramica s = 1 cm	22	kg/m <sup>2</sup>	0,25	kN/m <sup>2</sup>
d) intonaco di intradosso s = 1 cm	20	kg/m <sup>2</sup>	0,2	kN/m <sup>2</sup>
Tot.	1342	kg/m <sup>2</sup>	94,2	kN/m <sup>2</sup>

### C) MURATURA DI TAMPONAMENTO ESTERNA SP. CM 35

a) muratura interna in mattoni forati s = 12 cm (0,12·11)	135	kg/m <sup>2</sup>	1,32	kN/m <sup>2</sup>
b) muratura interna in mattoni semipieni s = 12 cm ( 0,12·16)	196	kg/m <sup>2</sup>	1,92	kN/m <sup>2</sup>
c) intonaco interno s =1 cm	20	kg/m <sup>2</sup>	0,2	kN/m <sup>2</sup>
d) intonaco in cassavuota rustico s =1 cm	20	kg/m <sup>2</sup>	0,2	kN/m <sup>2</sup>
e) isolamento termico s = 8 cm	6	kg/m <sup>2</sup>	0,06	kN/m <sup>2</sup>
Tot.	377	kg/m <sup>2</sup>	3,7	kN/m <sup>2</sup>

a1) perimetro totale edificio piano terra (26,5 + 9,5) ·2	72	m
b1) altezza interpiano al rustico	2,8	m
c1) superficie muratura lorda totale edificio	201,6	m <sup>2</sup>
superficie aperture		
d1) porte-finestre n. 6 (6·1,20·2,20)	15,84	m <sup>2</sup>

## Capitolo 5 Realizzazione in calcestruzzo armato

e1) finestre n. (13·1,20·1,50)	23,4 m <sup>2</sup>			
Totale	39,24 m <sup>2</sup>			
f1)incidenza aperture su totale muratura (40/202) ·100	19			
g1)peso medio lineare muratura lorda 3,70·2,80 =	1055,6 kg/m <sup>2</sup>	10,34	kN/m <sup>2</sup>	
h1)peso medio lineare muratura netta (1-0,32)·10,36	850 kg/m <sup>2</sup>	8,33	kN/m <sup>2</sup>	
a2) perimetro totale edificio piano primo (16 + 9,5) ·2	51 m			
b2) altezza interpiano al rustico	2,8			
c2) superficie muratura lorda totale edificio 51·2,80	142,8 m <sup>2</sup>			
superficie aperture				
d2) porte-finestre n. 4 ((4·1,20·2,20)+6,6)	17,16 m <sup>2</sup>			
e2) finestre n. (3·1,20·1,50)	5,4 m <sup>2</sup>			
Totale aperture	22,56			
F2) incidenza aperture su totale muratura (22/51) ·100	16			
G2)peso medio lineare muratura lorda 3,70·2,80 =	1055,6 kg/m	10,34	kN/m	
H2)peso medio lineare muratura netta (1-0,23·10,36 (Gk2)	889 kg/m	8,71	kN/m	
<b>D) MURATURA DI PARTIZIONE INTERNA SP. CM 10</b>				
a) muratura interna in mattori forati s = 8 cm 0,08·11	90 kg/m <sup>2</sup>	0,88	kN/m <sup>2</sup>	
intonaco interno ed esterno s =(1+1) cm 0,02·20	40 kg/m <sup>2</sup>	0,4	kN/m <sup>2</sup>	
c)sviluppo totale muratura interna piano terra	60 m			
d)altezza interpiano al rustico	2,8 m			
e)superficie muratura lorda totale edificio 60·2,80	168 m <sup>2</sup>			
f)superficie aperture: porte n. 11( 11·0,80·2,20)	19,36 m <sup>2</sup>			
g)incidenza aperture su totale muratura (19/168) ·100	12			
e)peso totale muratura lorda	21840 kg	214,03	kN	
f)peso totale muratura netta (1-0,115)·211	19323,2 kg	189,37	kN	

## Capitolo 5 Realizzazione in calcestruzzo armato

Peso della muratura per unità di superficie di solaio piano terra	81 kg/m <sup>2</sup>	0,79	kN/m <sup>2</sup>
---	----------------------	------	-------------------

### E) PESO COPERTURA

a)copertura di tegole	70 kg/m <sup>2</sup>	0,69	kN/m <sup>2</sup>
b listelli e contro listelli	3 kg/m <sup>2</sup>	0,03	kN/m <sup>2</sup>
c)telo traspirante	0,5 kg/m <sup>2</sup>	0,00	kN/m <sup>2</sup>
d)perline in abete 20 mm	12 kg/m <sup>2</sup>	0,12	kN/m <sup>2</sup>
e)isolante	24 kg/m <sup>2</sup>	0,24	kN/m <sup>2</sup>
f)assito	30 kg/m <sup>2</sup>	0,29	kN/m <sup>2</sup>

Tot.	139,5 kg/m <sup>2</sup>	1,37	kN/m <sup>2</sup>
------	-------------------------	------	-------------------

### F) PESO TRAVI

Il peso a metro lineare delle travi in spessore aventi dimensioni (b·h) è calcolato come differenza tra i pesi propri di una trave piena di altezza h e larghezza b e quello di una striscia di solaio di larghezza b. Esprimendo b e h in metri, assumendo come massa volumica del calcestruzzo il valore per elementi armati (25 kN/m<sup>3</sup>) e come peso proprio quello del solaio (3,08 kN/m<sup>2</sup>) risulta:

$$\text{per trave di spina } g_{k_0} = (25 b h - 3,08 b) = b (25 h - 3,08) \text{ kN/m}$$

$$\text{per travi di bordo o cordoli } g_{k_0} = (25 b h - 3,08 b/2) = b (25 h - 1,54) \text{ kN/m}$$

Per solaio di spessore h = 0,23 m porta

$$g_{k_0} = 272 b \text{ kg/m per trave di spina;}$$

$$g_{k_0} = 429 b \text{ kg/m per trave di bordo o cordoli}$$

## 5.4 Pre dimensionamento dei pilastri e delle travi

La struttura portante di un edificio in cemento armato è costituito da travi e pilastri, l'opera di pre-dimensionamento consiste nella valutazione delle azioni statiche rispetto alla resistenza che è in grado di offrire la sezione in esame; il processo è iterativo ovvero il progetto di una sezione e la sua verifica dovranno essere svolti diverse volte fintanto che la 4.1 e le altre prestazioni richieste dalla norma siano soddisfatte. Nel seguito verrà pre-dimensionata la trave di spina posta al piano terra dell'edificio.

### 5.4.1 Calcolo del momento sollecitante

La trave in questione è una trave di spina con 4 campate evidenziata in verde nella figura 5.1. Si procederà alla valutazione del momento massimo agente e delle altre sollecitazioni. Nella tabella 5.1 sono indicate le azioni statiche che insistono sull'edificio le quali saranno combinate per ottenere un momento sollecitante ultimo e di esercizio.

			Gk0	GK0	GK0	GK1	Qk1	Qk2		$\gamma G_0 \cdot G_{k0} + \gamma G_1 \cdot G_{k1} + \gamma Q_1 \cdot Q_{k1}$	GK0+GK1+Qk1	GOK0+GK1+ $\psi_1 \times Q_1$
			Peso solaio	Peso travi netto	Carico tramezzi esterni	Peso tramezzi	carico accidentale 0,02 kg/cm2	Carico neve	carichi propri strutturali e non strutturali (Gk0+Gk1)	SLU	SLE (rara)	SLE (permanente)
<b>Campata 1</b>												
	cm	cm										
	Lunghezza	535	kg/cm	28301,5	461,43	5644,25	1118,15	2942,5	1797,6			
	LACS	275										
	h	74										
	b	25										
<b>Campata 2</b>												
	cm	cm										
	Lunghezza	552	kg/cm	27544,8	461,43	5823,60	943,92	2484	1854,72			
	LACS	225										
	h	74										
	b	25										
<b>Campata 3</b>												
	cm	cm										
	Lunghezza	700	kg/cm	35980	461,43	7385,00	1330	3500	2352			
	LACS	250										
	h	74										
	b	25										
<b>Campata 4</b>												
	cm	cm										
	Lunghezza	190	kg/cm	9139	461,43	2004,50	281,58	741	638,4			
	LACS	195										
	h	74										
	b	25										

Tabella 5.3 Carichi gravanti sulla trave di spina (Larghezza Area di Competenza della parte di Solaio portato dalla trave)

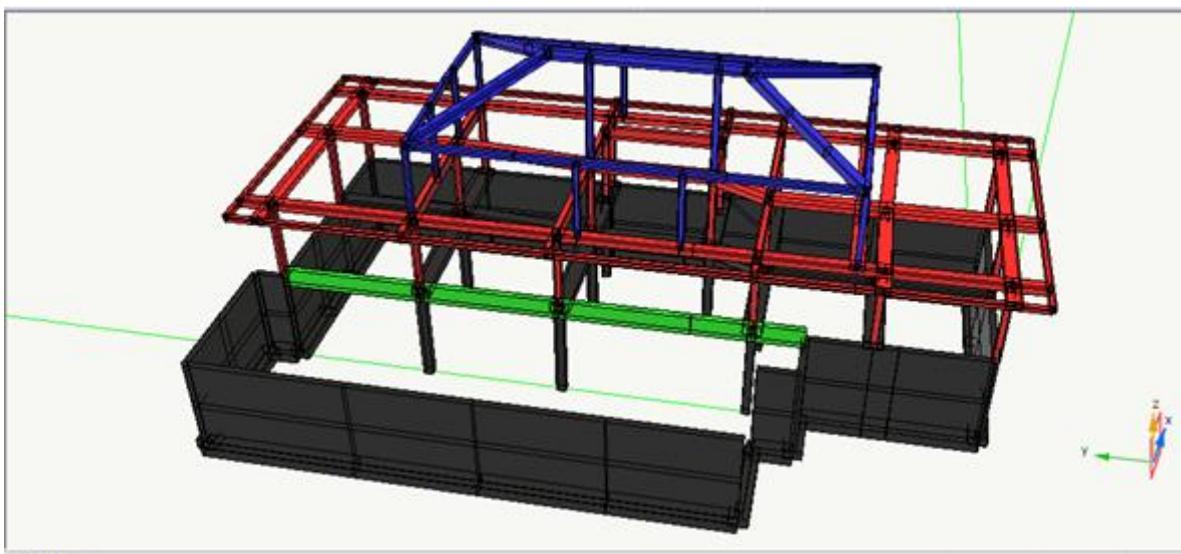


Figura 5.1- trave di spina oggetto del predimensionamento in verde

Come accennato nella prima parte, il metodo semiprobabilistico agli stati limite si basa su un confronto tra scalari: avendo determinato il momento sollecitante e definito i valori di progetto dei materiali si procederà a definire il momento resistente ultimo e di esercizio della trave, per poter concludere la verifica.

La trave in questione può essere modellizzata come una trave su più appoggi e risolvibile con i classici metodi delle scienze delle costruzioni.

I momenti sollecitanti massimi negativi risultano come segue: tra gli appoggi della campata 1-2 273280 Nm, appoggio 2-3 333291 Nm, appoggio 3-4 345179 Nm. Mentre il massimo momento positivo con il valore di 254000 Nm a 14 metri dalla prima cerniera.

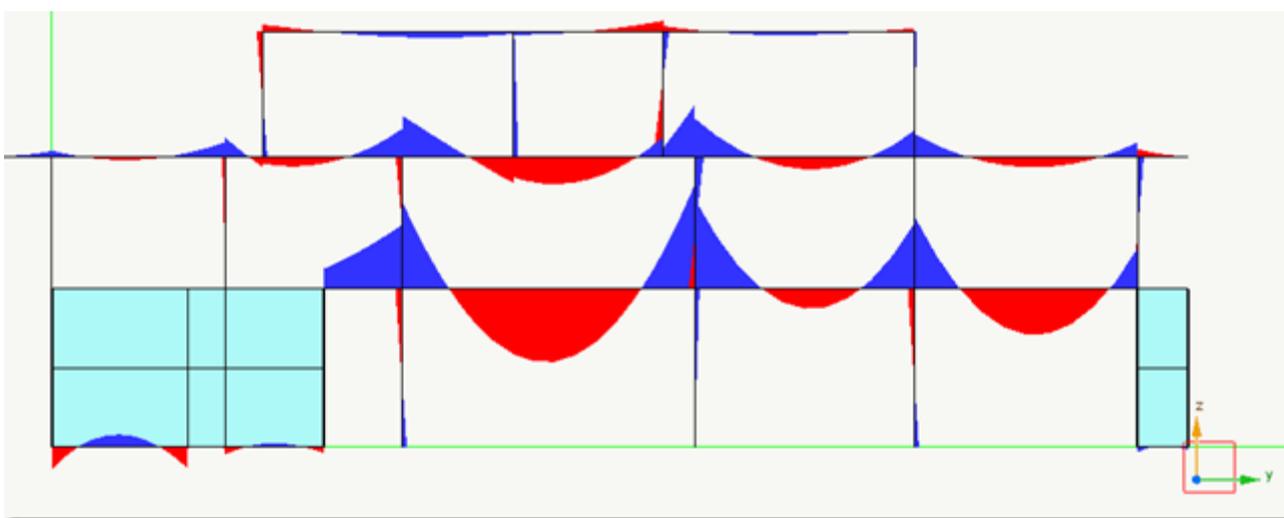


Figura 5.2- Andamento del momento sollecitante ultimo trave di spina

### 5.4.2 Stato limite ultimo per flessione

La trave è prevalentemente soggetta a flessione, le ipotesi di calcolo sono le seguenti:

- conservazione delle sezioni piane
- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo
- calcestruzzo non reagente a trazione
- acciaio alla SLU snervato

Il momento resistente dovrà essere uguale al momento ultimo della coppia interna alla sezione reagente: definita dalla risultante delle tensioni di compressione e trazione. La definizione di un'equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale che sarà costituita dalla risultante delle forze di compressione nel calcestruzzo e quelle di trazione nell'acciaio permetterà di stabilire i valori di tali forze.

$$T = f_{yd}A_s = C = \sigma_{cd}by \quad 5.1$$

Dove  $b$  definisce la larghezza della sezione e  $y$  l'altezza della sezione compressa, in accordo con le ipotesi: la tensione dell'acciaio sarà quella di snervamento e quella del calcestruzzo quella ultima di progetto.

L'equazione risulta definita eccetto per il valore dell'altezza della sezione soggetta a compressione  $y$ , la sua determinazione è immediata come:

$$y = \frac{A_s f_{yd}}{b \sigma_{cd}} \quad 5.2$$

Il punto di applicazione della risultante delle forze di compressione risulterà pari al baricentro dell'aria del rettangolo delle sollecitazioni avente altezza uguale  $y$ . Definendo l'altezza utile  $d$  tra il bordo compresso e le armature tese si perviene immediatamente all'equazione dell'altezza del braccio della coppia interna alla sezione come

$$d' = d - 0,5y \quad 5.2$$

Dove  $d'$  è il braccio della coppia interna.

L'incognita del problema risultano definite e conseguentemente il momento resistente determinato semplicemente come:

$$M_{rd} = T d' \quad 5.3$$

La presenza di armatura in zona compressa non varia di molto la 5.3 per la ragione che in accordo alla 5.1 la risultante delle tensioni di trazione rimane  $T$  costante, l'effetto rispetto al momento resistente sarà irrilevante: il braccio della coppia interna rimane equivalente a quello con solo armatura in zona tesa. Si riconosce subito la coppia come il prodotto tra il braccio (che vale all'incirca  $0,9-0,85d$ ) per la forza di trazione  $T$  o quella di compressione  $C$ . Ovviamente le forze di compressione e le forze di trazione sono tra di loro in equilibrio e quindi si può procedere al dimensionamento della trave utilizzando la 5.4.

$$A_s \cong \frac{M_{rd}}{0,9f_{yd} d} \quad 5.4$$

Possiamo procedere alla valutazione dell'armatura tesa e con la 5.1 al calcolo della base della trave per il pre-dimensionamento.

Qui di seguito il calcolo analitico per la trave in questione.

Utilizzando la 5.4 si determina la quantità di armatura a trazione  $A_s = 1326 \text{ mm}^2$  per il momento agente massimo al valore assoluto  $345 \text{ kNm}$  e un'altezza della trave stabilita in  $740 \text{ mm}$  (copriferro  $25 \text{ mm}$ ). L'armatura necessaria è di 7 barre  $\Phi 16$ , che dovranno essere opportunamente disposte in modo da seguire l'andamento del momento flettente sulla trave. La base della trave per il pre dimensionamento è di  $25/30 \text{ cm}$  circa, questo è il valore utilizzato nel programma Nolian.

Svolgendo i calcoli rigorosi per la sezione con armatura in zona compressa al 50% rispetto a quella tesa per garantire un comportamento duttili alla trave, troviamo un momento resistente di  $372 \text{ kNm}$ . Trascurando l'armatura in zona compressa troviamo un momento flettente di  $354 \text{ kNm}$ . Giungiamo alla conclusione che la 5.4 costituisce un ottimo strumento per il pre dimensionamento: l'errore è inferiore al 7% a favore di sicurezza, mentre trascurare l'armatura tesa porta ad un errore ancora inferiore 3% in favore di sicurezza.

In alternativa si può procedere utilizzando l'equazione di equilibrio intorno al baricentro dell'armatura tesa la 5.5.

$$0.8f_{cd}bx(d - 0.4x) = M_{rd} \geq M_{sd} \quad 5.5$$

Il calcolo della base della sezione deve essere svolto con la 5.6

$$b \geq \frac{1}{0.8f_{cd}\xi(1-0.4\xi)} \frac{M_{sd}}{d^2} \quad 5.6$$

Dove  $\xi = \frac{x}{d}$  ovvero il rapporto tra sezione compressa e altezza utile della sezione

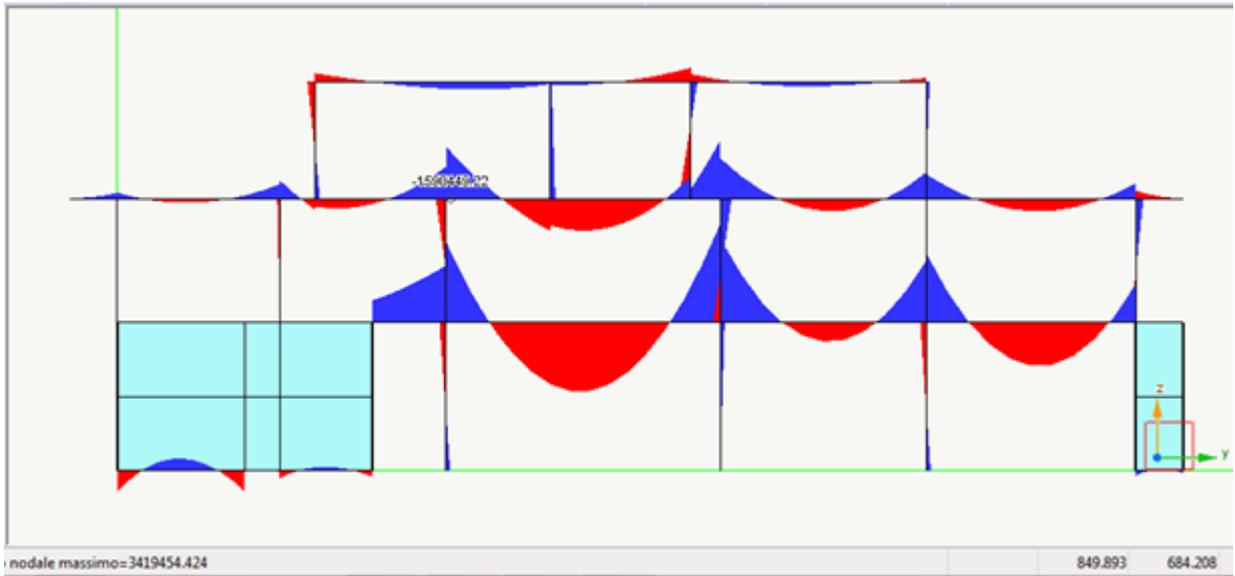


Figura 5.4 Momento flettente massimo sulla trave posta al primo piano come ricavato dal programma

Qui di seguito si è calcolato il predimensionamento delle travi in figura 5.4. Essendo la trave al primo piano a scomparsa nella soletta in laterocemento si è provveduto al calcolo della base. Il  $\xi$  di calcolo prevede che l'acciaio abbia una deformazione non superiore al 1%, calcolato con la 5.7

$$\frac{x}{d} = \frac{0,0035}{0,0035+0,01} \quad 5.7$$

Tabella 5.4 Pre-dimensionamento travi

		trave a scomparsa piano primo	trave sottotetto	trave di spina verde fig.5.1
<i>h</i>	mm	240	240	740
<i>c</i>	mm	25	25	25
<i>d</i>	mm	215	215	715
$M_{sd}$	Nmm	156023047	108661152	335448437
$f_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	16,00	16,00	16,00
$\xi_{1\%}$		0,2593	0,2593	0,2593
<i>x</i>	mm	55,75	55,75	185,40
<i>b</i>	mm	1135	790	221
$f_{yd}$	N/mm <sup>2</sup>	391,30	391,30	391,30
$A_s$	mm <sup>2</sup>	2069,17	1441,06	1337,72
n Ø16	mm <sup>2</sup>	10	7	7

E' interessante notare come i valori di momento per la trave di spina nella tabella 5.2, che sono ricavati con il programma Nolian; coincidano con quelli elaborati "manualmente" nella tabella 5.1. E' come il calcolo dell'area di acciaio in zona tesa effettuata con la 5.4 coincide con quanto ricavato con la 5.6

$$A_s \geq \frac{M_{rd}}{d(1-0.4x)f_{yd}} \quad 5.6$$

### 5.4.3 Verifiche allo stato limite di esercizio

Le verifiche allo stato limite di esercizio sono più elaborate; non potendo conoscere preventivamente le tensioni di trazione nell'acciaio, di compressione nel calcestruzzo e acciaio in area compressa. La modellizzazione che si utilizzerà è quella di dividere la sezione reagente in un'area soggetta a compressione completamente reagente e di un'area soggetta a trazione parzializzata. L'area di acciaio verrà omogenizzata attraverso l'indice  $n$  che corrisponde al rapporto tra il modulo elastico dell'acciaio rispetto al modulo elastico del calcestruzzo. L'asse neutro della sezione così ridefinita, risulterà univocamente determinato ponendo il momento statico delle aree omogenizzate e reagenti rispetto all'asse neutro uguale a zero in accordo con il teorema di Varignon. La distanza dell'asse neutro dal bordo superiore potrà essere così definito risolvendo l'equazione di secondo grado 6.5.

$$S_n = \frac{bx^2}{2} + nA'_s(x - c) - nA_s(d - x) \quad 5.5$$

Determinata la distanza dell'asse neutro risulta abbastanza agevole verificare le tensioni di esercizio presenti sia nel calcestruzzo che nell'acciaio teso, determinando il momento di inerzia della sezione.

$$I_n = \frac{bx^3}{3} + nA'_s(x - c)^2 + nA_s(d - c)^2 \quad 5.6$$

$$\sigma_{s,i} = n \frac{M}{I_n} y_{s,i} \quad 5.7$$

$$\sigma_c = \frac{M}{I_n} x \quad 5.8$$

Dove

$x$  distanza asse neutro dal bordo compresso

$d$  altezza utile della sezione

$c$  copriferro

Le tensioni massime per la combinazione di carico caratteristica e permanente nel calcestruzzo deve rispettare i seguenti limiti, in accordo alla norma.

$$\sigma_{cmax} \leq 0.60f_{ck} \quad 5.9$$

$$\sigma_{cmax} \leq 0.45f_{ck} \quad 5.10$$

La tensione massima nell'acciaio invece è la seguente allo SLE:

$$\sigma_{smax} \leq 0.80f_{ck} \quad 5.11$$

Queste limitazione sono imposte per contenere fenomeni di viscosità e fessurazione nel calcestruzzo e snervamento nell'acciaio allo stato limite di esercizio.

Qui di seguito per la sezione in questione verifichiamo i seguenti valori per la combinazione caratteristica e quasi permanente, che rispetta ampiamente i limiti della norma.

Tabella 5.5- tensioni di esercizio acciaio e calcestruzzo

Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	11,83	Combinazione caratteristica
Tensione nell'armatura tesa	$\sigma_s$	286,96	
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	11,03	Combinazione permanente
Tensione nell'armatura tesa	$\sigma_s$	267,61	

#### 5.4.4 Verifiche allo stato limite di esercizio alla fessurazione

La norma tecnica suggerisce un approccio semplificato per il calcolo dell'ampiezza delle fessure, rispetto ad analisi più sofisticate che risulterebbero particolarmente onerose per i professionisti.

Qui di seguito il metodo seguito per il calcolo delle fessure per la trave oggetto del predimensionamento. La differenza tra la deformazione media tra la barra di acciaio e il calcestruzzo nel tratto tra due fessure viene calcolato secondo quest'espressione

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t(f_{ct,eff}/\rho_{p,eff})(1 + \alpha_e\rho_{p,eff})]/E_s \geq 0,6 \sigma_s/E_s \quad 5.12$$

Dove:

$\rho_{p,eff}$  è la percentuale di armatura rispetto l'area in trazione. L'area efficace calcolata come  $A_{c,eff} = b h_{c,eff}$  dove  $h_{c,eff} = \min[2,5(h-d) ; (h-x)/3 ; h/2]$  essendo  $b, h, d$ , rispettivamente larghezza, altezza, altezza utile della sezione (ovvero tra bordo compresso e baricentro dell'armatura tesa).

$E_s$  modulo elastico acciaio

$f_{ct,eff}$  valore medio resistenza effettiva a trazione

$k_t$  coefficiente effettivo della durata dei carichi: 0,6 carichi breve durata e 0,4 carichi lunga durata

La distanza massima tra le fessure è definita dalla seguente equazione:

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff} \quad 5.13$$

dove:

$k_1 k_2 k_4 k_3$  sono dei coefficienti che tengono conto dell'aderenza, della distribuzione delle tensioni e di altri fattori correttivi.

$c$  è il copriferro armature

L'ampiezza delle fessure è calcolato combinando la 5.12 con la 5.13.

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad 5.14$$

Qui di seguito i valori per la trave in questione.

Tabella 5.6- Ampiezza delle fessure

Ampiezza delle fessure	$w_k$	0,1427	Combinazione permanente e caratteristici
Ampiezza massima delle fessure	$w_{max}$	0,2	
Ampiezza delle fessure	$w_k$	0,1538	Combinazione e caratteristici
Ampiezza massima delle fessure	$w_{max}$	0,4	

### 5.4.5 Stato limite ultimo a taglio

La sollecitazione tagliante che generalmente è accoppiata alla sollecitazione flessionale, riveste particolare importanza in elementi tozzi ovvero in cui il rapporto tra le dimensioni della sezione e la lunghezza della trave presenta valori significativi, in contrapposizione a strutture snelle in cui la dimensione prevalente è quella della lunghezza della trave.

I meccanismi di resistenza al taglio coinvolgono soprattutto il calcestruzzo sia in compressione che in trazione, pertanto in accordo con quanto detto precedentemente la crisi per taglio soprattutto per elementi non armati, è di tipo fragile e dunque particolarmente pericolosa in termini di ingegneria strutturale.

La trattazione del taglio si basa sulla teoria approssimata di Jourawski (vedi 5.15) dove l'assunto teorico è che la tensione  $\tau_{zy}$  dovuta ad un'azione tagliante ( $V_y$ ) è costante sul tutta la corda (b della 5.15) pari ad un valore medio, assunzione che si può intendere tanto più precisa tanto la sezione si presenta sottile.

$$\tau_{zy} = \frac{V_y S_x}{I_x b} \quad 5.15$$

Le tensioni seguono per una sezione rettangolare una caratteristica curva a campana ovvero seguono il profilo del valore del momento statico per la sezione ( $S_x$ ).

Come per il momento flettente introducendo il concetto di sezione parzializzata ovvero con calcestruzzo non reagente a trazione; la tensione  $\tau_{zy}$  presenterà un andamento tipico a campana ma una volta superato l'asse neutro della sezione il momento statico rimarrà costante per tutta la sezione; ma anche il momento di inerzia assumerà un valore diverso rispetto alla sezione geometrica non omogenizzata rispetto al calcestruzzo. Queste due considerazioni ci portano alla conclusione che l'intero elemento avrà un comportamento diverso nel caso di sezione parzializzata, infatti le isostatiche di trazione e compressione al di sotto dell'asse neutro non essendo presente sollecitazione di trazione ma solo tangenziali  $\tau_{zy}$ ,

saranno quelle tipiche che si hanno in caso di taglio puro; con inclinazione di dette isostatiche di trazione e compressione di 45°. Quest'ultimo modello meglio descrive la nostra sezione una volta raggiunta la tensione massima di trazione del calcestruzzo  $f_t$  e quindi l'insorgere delle prime fessure nel calcestruzzo teso.

I meccanismi resistenti della sezione a taglio risultano particolarmente ostici ad una modellizzazione teorica e la letteratura tecnica propone dei modelli di tipo semisperimentale. La ragione risiede nel fatto che l'insorgere delle prime fessure dovute a momento flettente nella parte più sollecitata della trave, raggiunta la tensione di resistenza a trazione del calcestruzzo, provoca una redistribuzione tensionale di non facile prevedibilità.

Nel nostro caso utilizzeremo il modello di verifica e di progetto proposto dall'NTC 2008 che tiene conto dei diversi meccanismi resistenti presenti nella sezione. L'azione tagliante ultima risulta di 342 kN.

Procediamo con il calcolo del taglio a dimensionalizzato con la seguente equazione 5.16

$$t_{sd} = \frac{V_{sd}}{\sigma_{cd} b d'} \quad 5.16$$

Dove

$V_{sd}$  non è altro che il taglio sollecitante

$d'$  è il braccio della coppia interna assunto in prima approssimazione pari a 0,9-0,85d

Ponendo generalmente le armature trasversali con un'inclinazione di 90° e immediato ricavare la percentuale di armatura trasversale una volta ricavato l'inclinazione delle bielle compresse. Il resto delle incognite geometriche sono state già risolte per il dimensionamento a flessione.

Tabella 5.7 Resistenza offerta dall'orditura a taglio

Diametro delle staffe	$f_{sw}$	10	[mm]
Numero di braccia	$n_b$	2	[-]
Passo delle staffe	s	80	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	q	45	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	$A_{sw}$	157	[mm <sup>2</sup> ]
Braccio della coppia interna	z	643,5	[mm]

Cotangente di q	cotq	1,00	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio	$V_{Rd,s}$	494,42	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per cotq = 1	$A_{sw,max}$	244,38	[mm]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio	$V_{Rd,s}$	494,42	[kN]

## 5.5 Modello per analisi numerica e conclusioni

Gli elementi principali utilizzati per la modellizzazione sono gli elementi shell, gli elementi frame e joint. Gli elementi frame sono elementi bidimensionali utilizzati per modellare elementi quali travi, cordoli, pilastri. Gli shell sono elementi piani utilizzati per la modellizzazione di setti, muri. Gli elementi joint sono i nodi di collegamento tra gli elementi. Il funzionamento dell'elemento asta è di semplice trattazione e verrà qui brevemente riportato per chiarire il metodo di calcolo della matrice di rigidezza secondo il metodo degli elementi finiti. Quest'esercizio ci permetterà di trovare un'opportuna modellizzazione di Xlam tramite gli strumenti messi a disposizione dal programma Nolian come vedremo nella sezione 6.

Si assuma come funzione di spostamento una funzione lineare che usa come parametri gli spostamenti degli estremi nella direzione dell'asta stessa cioè nel suo riferimento locale.

$$\{S\} = \begin{Bmatrix} u_i \\ u_j \end{Bmatrix}$$

I coefficienti della funzione spostamento o funzione di forma lineare sono esprimibili

$$f(u) = \alpha_1 u + \alpha_2$$

Si possono ricavare in funzione delle coordinate e dei valori di spostamento  $d_i$  e  $d_j$

$$u = 0 \quad u = d_i$$

$$u = L \quad u = d_j$$

Da cui otteniamo

$$f(u) = \frac{u(d_j - d_i)}{L} + d_i$$

In forma matriciale la funzione stessa può essere espressa come

$$f(u) = [a]\{s\}$$

Dove  $[a]$  si definisce come  $\left[1 - \frac{u}{L}; \frac{u}{L}\right]$  ed  $\{s\}$  gli spostamenti.

Lo stato di deformazione dell'asta può essere ricavato per derivazione della funzione spostamento ovvero riscrivendo  $[a]$  come  $[b] = \left[-\frac{1}{L}; \frac{1}{L}\right]$  ottenendo

$$[\varepsilon] = [b]\{s\}$$

Le tensioni corrispondenti possono essere ricavate attraverso la matrice costitutiva

$$[\sigma] = [E]\{\varepsilon\}$$

Dove  $[E]$  è la matrice di elasticità o costitutiva che usualmente coincide con il modulo di elasticità del materiale.

L'energia di deformazione della nostra asta sarà data

$$U_d = \frac{1}{2} \int_v \{\sigma\}^T \{\varepsilon\} dv = \frac{1}{2} \int_v [b]\{s\}^T [E] [b]\{s\}$$

L'energia (o potenziale assumendo che il campo di forze sia conservativo)  $U_d$  deve essere derivata rispetto ai due parametri di deformazione  $d_i$  e  $d_j$  eseguendo l'integrazione per ogni termine della matrice prodotto  $[b][E][b]$  si ottiene

$$\frac{\partial U_d}{\partial \{s\}} = \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \{s\}$$

Il primo termine definisce il campo di forze, che deve essere coincidente con al prodotto della matrice di rigidezza dell'elemento per il vettore spostamento.

Possiamo riscrivere la nostra equazione vettoriale nella forma più generale come

$$\frac{\partial U_d}{\partial \{s\}} = [W]\{s\}$$

Dove

$$[W] = \begin{bmatrix} EA/L & -EA/L \\ -EA/L & EA/L \end{bmatrix}$$

La  $[W]$  prende il nome di matrice di rigidezza nel riferimento locale.

Gli spostamenti nel riferimento globale non coincidono con quelli locali sarà quindi necessario definire una matrice di trasformazione che proietti detti spostamenti dal riferimento locale a quello globale.

La configurazione che interessa è quella in cui l'energia potenziale assume valore minimo, ovvero di equilibri stabile come espresso dalle seguente equazione

$$\frac{\partial U_d}{\partial \{s\}} + \{R\} = 0$$

Dove  $R$  è il campo di forze applicato ai nodi nel riferimento globale. Quindi possiamo ottenere

$$[K_g]\{s\} + \{R\} = 0$$

Dove  $[K_g]$  è la matrice di rigidezza di tutta la struttura ottenuta per assemblaggio della matrice  $[K]$  di tutti gli elementi.[15]

Questa digressione per illustrare il procedimento che si è seguito per poter rappresentare gli elementi piastra e lastra in Xlam. Il programma Nolian offre la possibilità di inserire un moltiplicatore di rigidezza flessionale e membranale. Nel caso di una materiale isotropo come vedremo in seguito il coefficiente moltiplicativo sarà ovviamente uno; mentre nel caso di una piastra ortotropa il coefficiente moltiplicativo della matrice di rigidezza sarà sempre uno scalare, dato dal rapporto dei moduli elastici nelle due direzioni principali, nel caso del legno ( $\frac{E_{trasversale}}{E_{longitudinale}}$ ). La piastra Xlam è più complessa avendo non solo il modulo elastico diverso nelle due direzioni principali ma anche la sezione di inerzia.

Qui di seguito i risultati dell'analisi numerica.

La prima considerazione che traiamo dall'analisi è che come evidenziato in figura 5.3 5.4 il momento derivante dal carico da neve sul pilastro collocato in falso (centrale in figura) impegna la trave sottostante con un momento di 100989 kg cm.

La soluzione di collocare dei pilastri in falso non è propriamente felice, la deformata qualitativa ottenuta con combinazione di stato limite ultimo (vedi figura 5.7), dove si evidenziano deformazioni rilevanti in corrispondenza delle travi in falso.

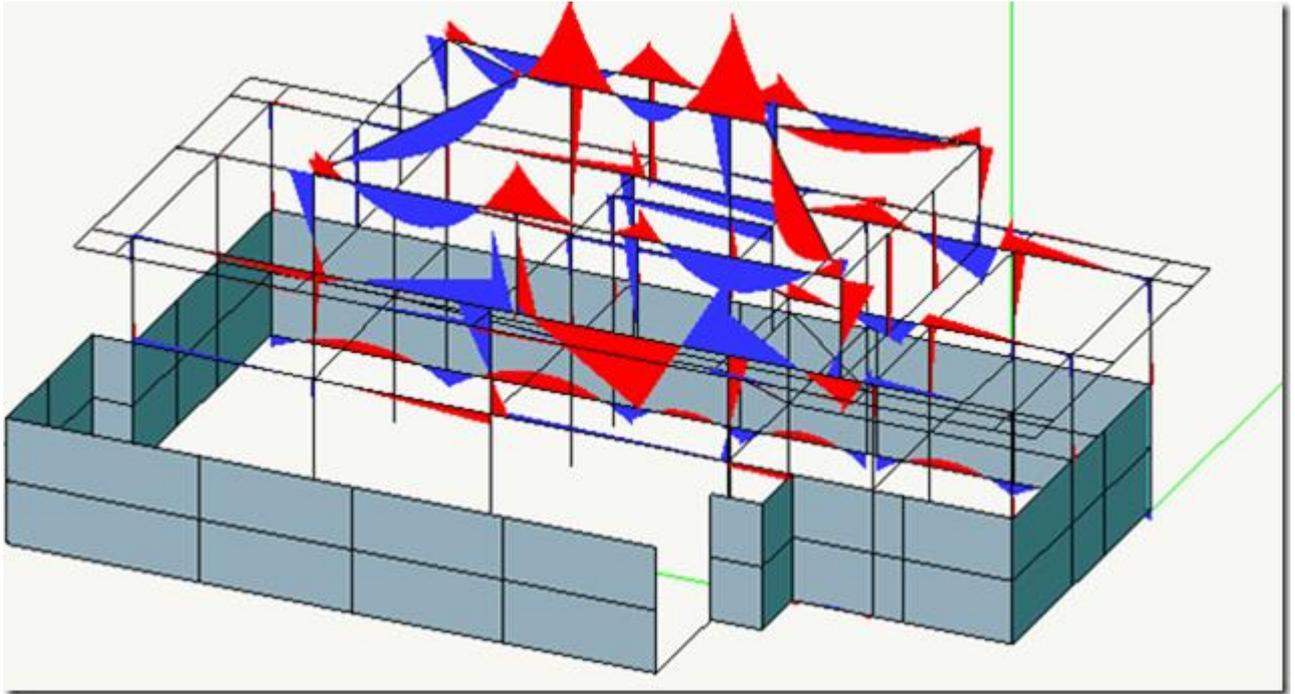


Figura 5.5-Andamento momento flettente carico da neve

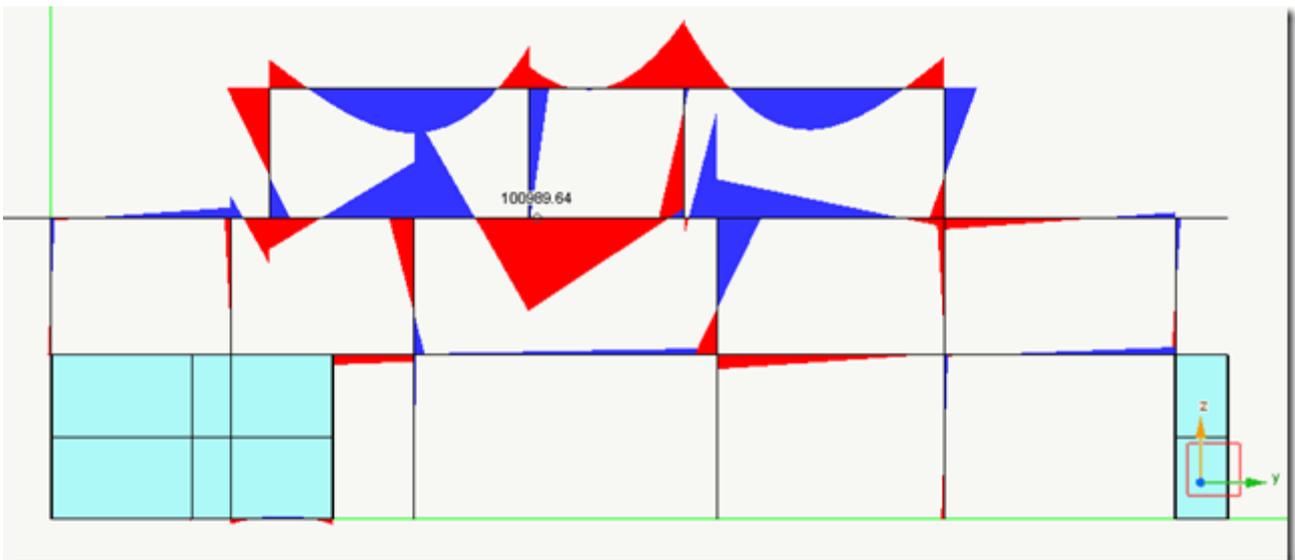


Figura 5.6-Andamento momento flettente carico da neve trave oggetto predimensionamento

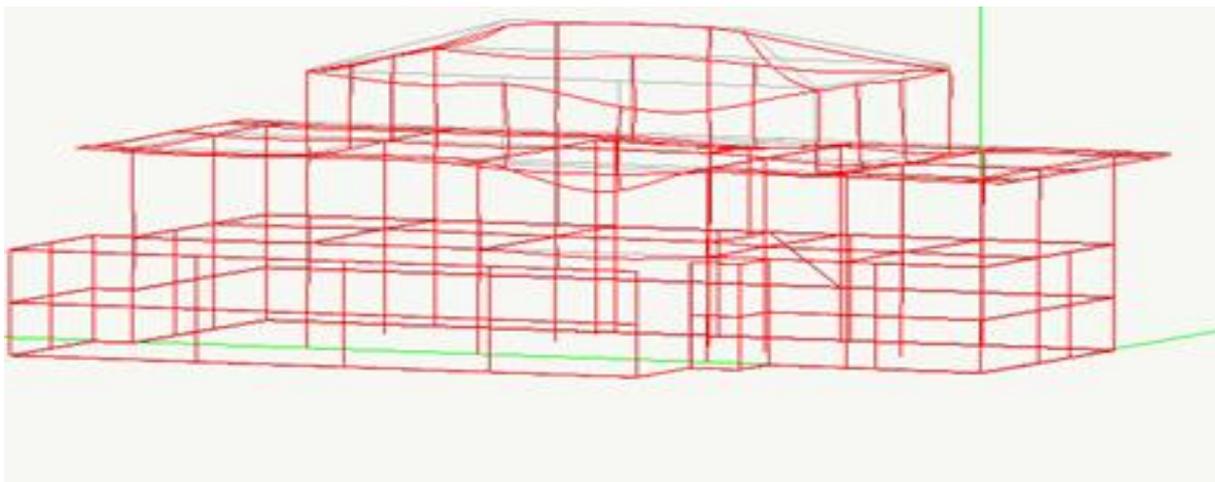


Figura 5.7- Deformata qualitativa per la combinazione di stato limite ultimo spostamento nodale massimo 25 mm

### 5.5.1 Analisi sismica

Si è proceduto ad un'analisi dinamica dell'intera struttura con combinazione CQC dei vari modi di vibrare. Lo spettro di risposta è stato elaborato in accordo alla classificazione dell'area secondo l'NTC 2008. Si calcolati tanti modi di vibrare da mobilitare almeno l'85 % della massa. Considerando il modo  $i$ esimo, di periodo proprio  $T_i$  si entra con  $T_i$  si ricava dallo spettro l'accelerazione corrispondente  $S_{a_i}$ . La forza orizzontale totale relativa al modo  $i$ esimo è pari a  $S_{a_i}$  moltiplicato alla massa mobilitata dal modo  $i$ esimo (massa totale per coefficiente di partecipazione  $i$ esimo). Tale forza va distribuita tra i vari piani proporzionalmente alle masse dei piani ed alla deformata modale. Si esegue il calcolo delle sollecitazioni relative al modo  $i$ esimo, le tensioni massime sono calcolati su tutta la struttura per ciascuno dei modi di vibrare. Si ripete il calcolo per tutti i modi aventi coefficiente di partecipazione maggiore del 5% e comunque fino ad aver considerato almeno l'85% della massa totale. Si considerano separatamente le 3 direzioni ortogonali delle forze sismiche, da combinare successivamente. Gli effetti di torsione devono essere conteggiati mediante una eccentricità convenzionale. Le sollecitazioni derivanti dai vari modi di vibrare non si sommano direttamente tra loro perché i periodi propri sono diversi, e i valori massimi non si raggiungono nello stesso istante. Esse si combinano in base a considerazioni statistiche (combinazione quadratica completa CQC utilizzata in Nolian): qui di seguito gli spostamenti relativi ai primi otto modi di vibrare della struttura allo stato limite di vita relativo ad un fattore di duttilità  $q = 2.7$ .

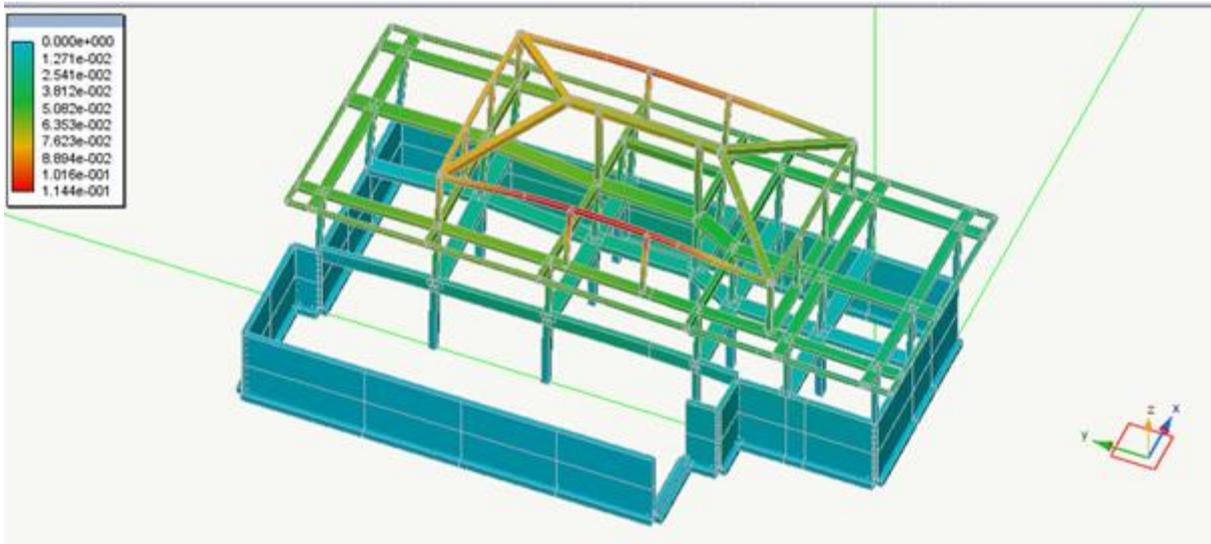


Figura 5.8- Modo di vibrare 1 periodo 0.57 secondi

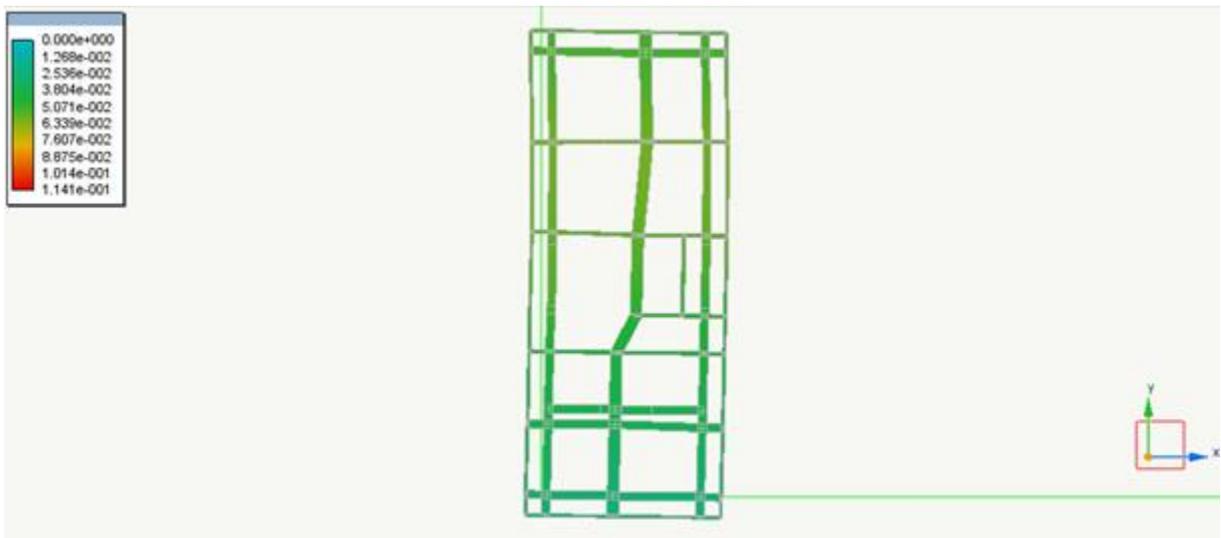


Figura 5.9- Modo uno di vibrare (pianta edificio)  $T=0.57$  secondi

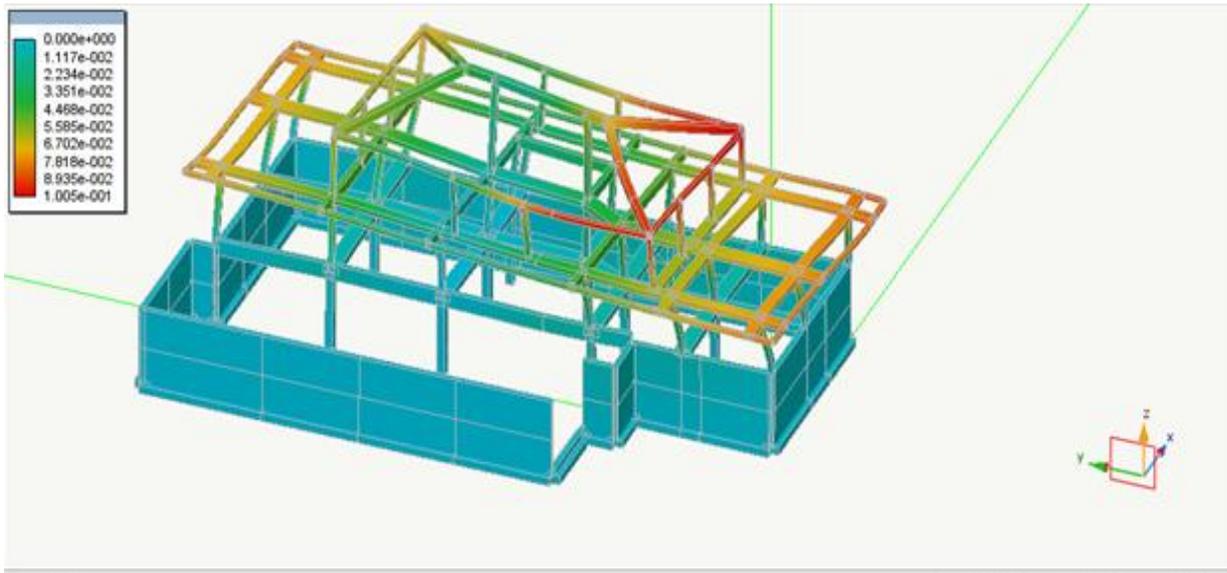


Figura 5.10- Modo di vibrare 2  $T=0.50$  secondi

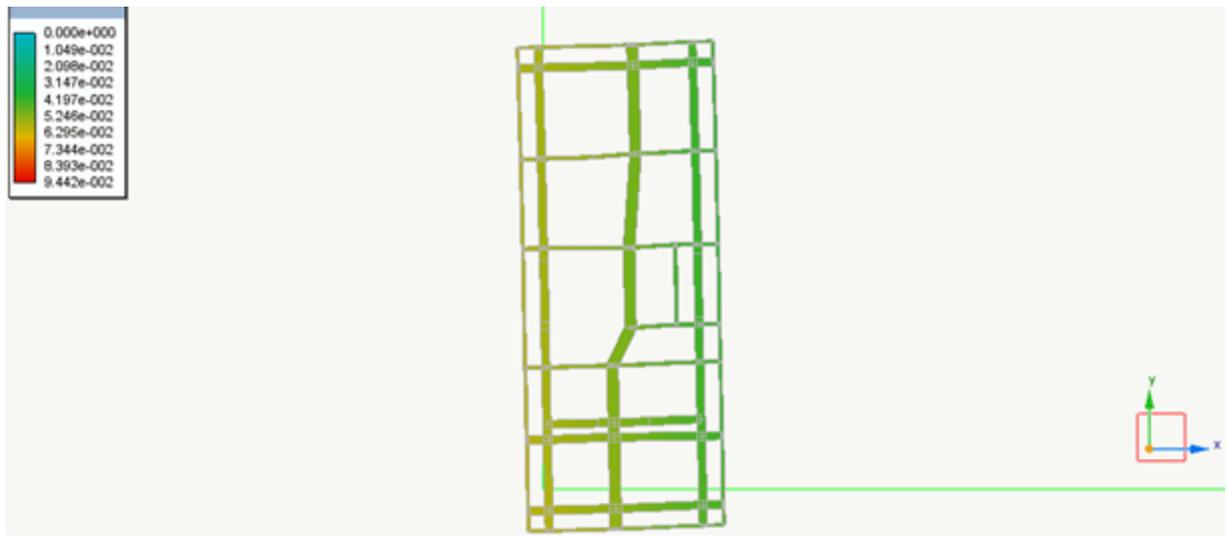


Figura 5.11- Modo di vibrare 2 pianta  $T=0.50$  secondi

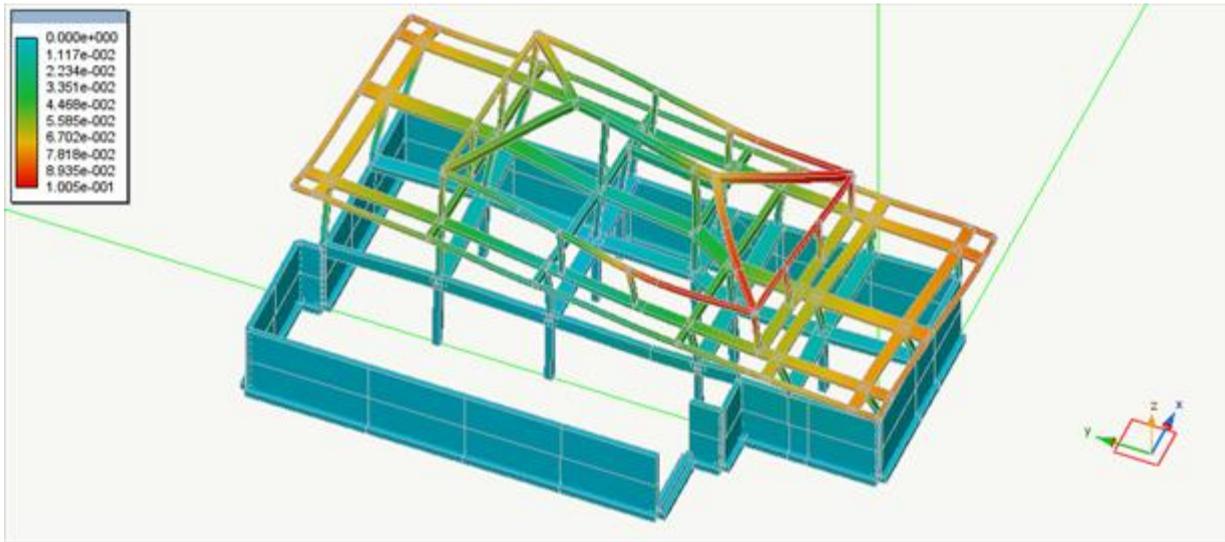


Figura 5.11- modo di vibrare tre T=0.46 secondi

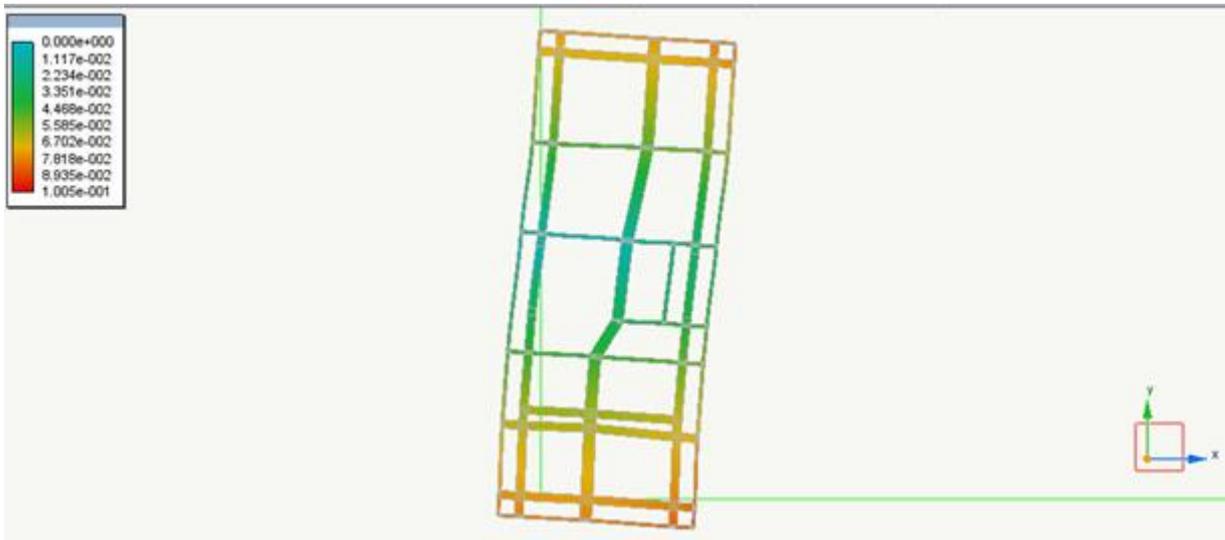


Figura 5.13- Modo di vibrare tre pianta T=0.46 secondi

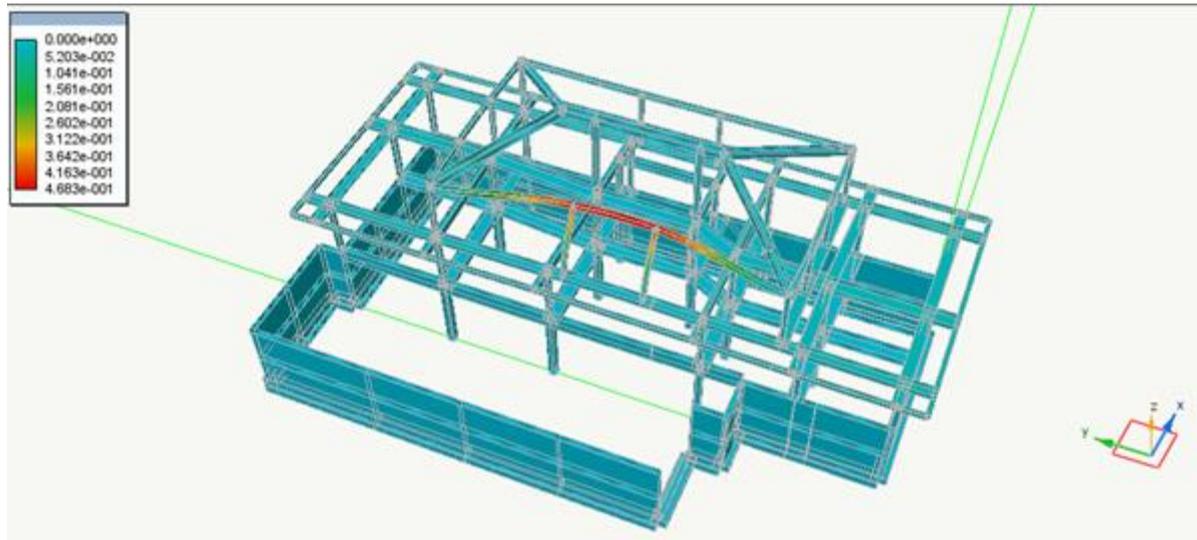


Figura 5.14-Modo di vibrare quattro T=0.37 secondi

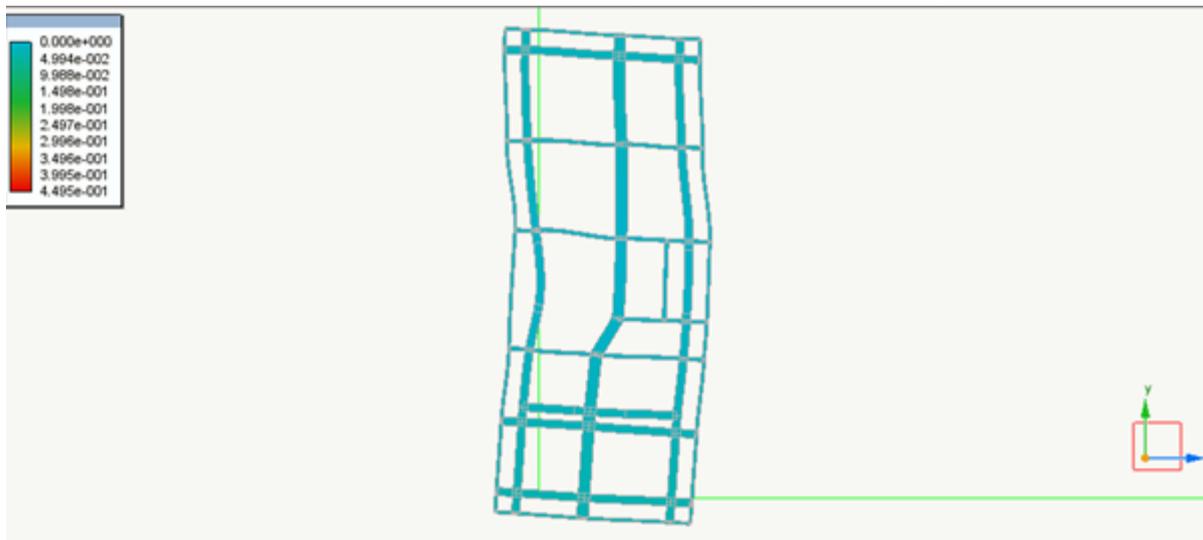


Figura 5.15- Modo di vibrare quattro visto in pianta T=0.37 secondi

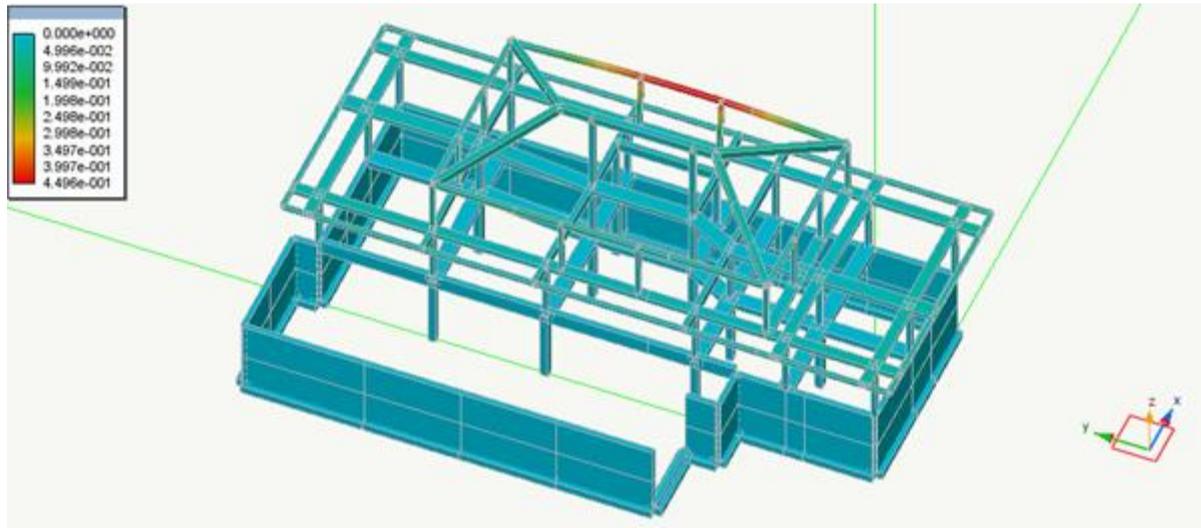


Figura 5.16-Modo di vibrare cinque periodo  $T=0.33$  secondi

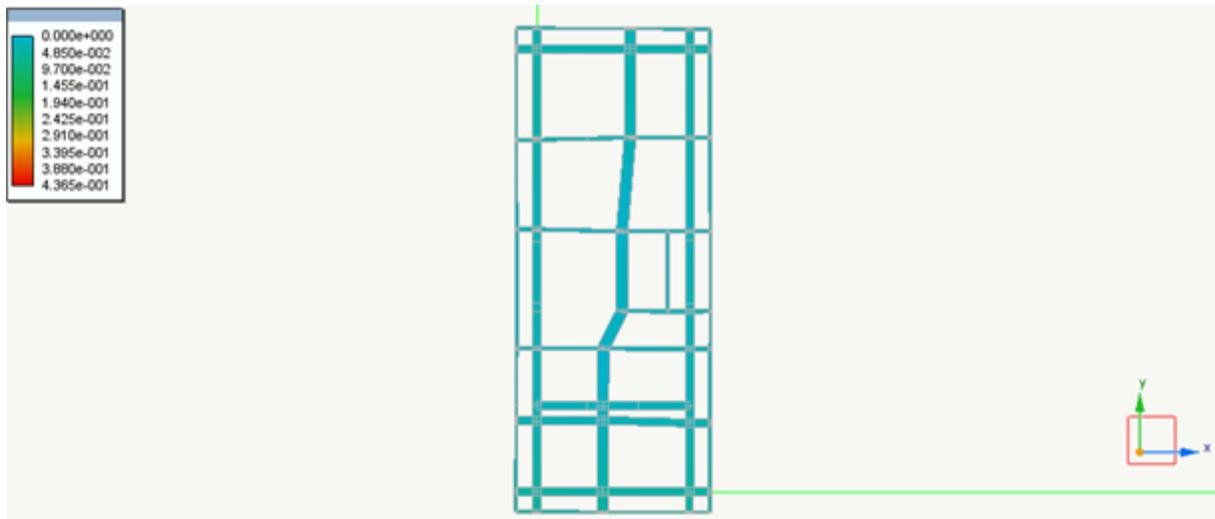


Figura 5.17-Modo di vibrare cinque vista in pianta  $T=0.33$  secondi

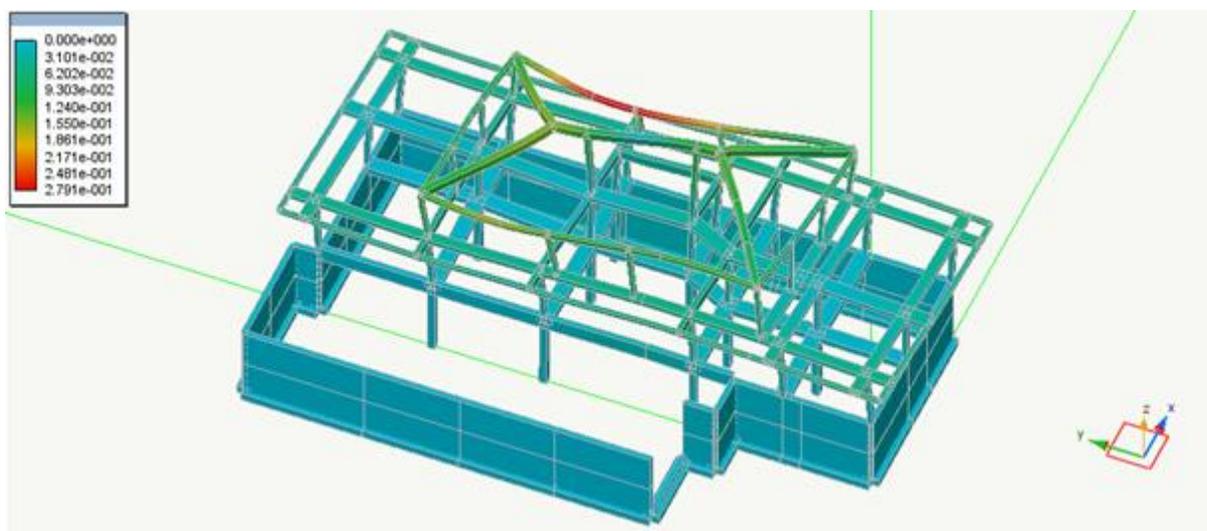


Figura 5.18- Modo di vibrare sei T=0.33 secondi

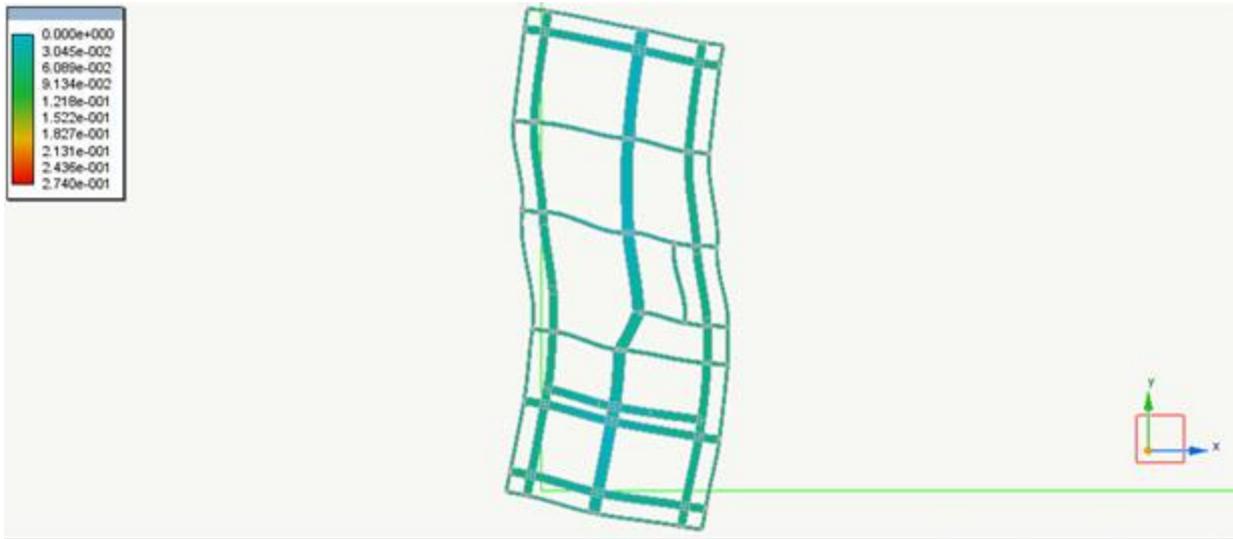


Figura 5.19- Modo di vibrare sei vista in pianta T=0.33 secondi

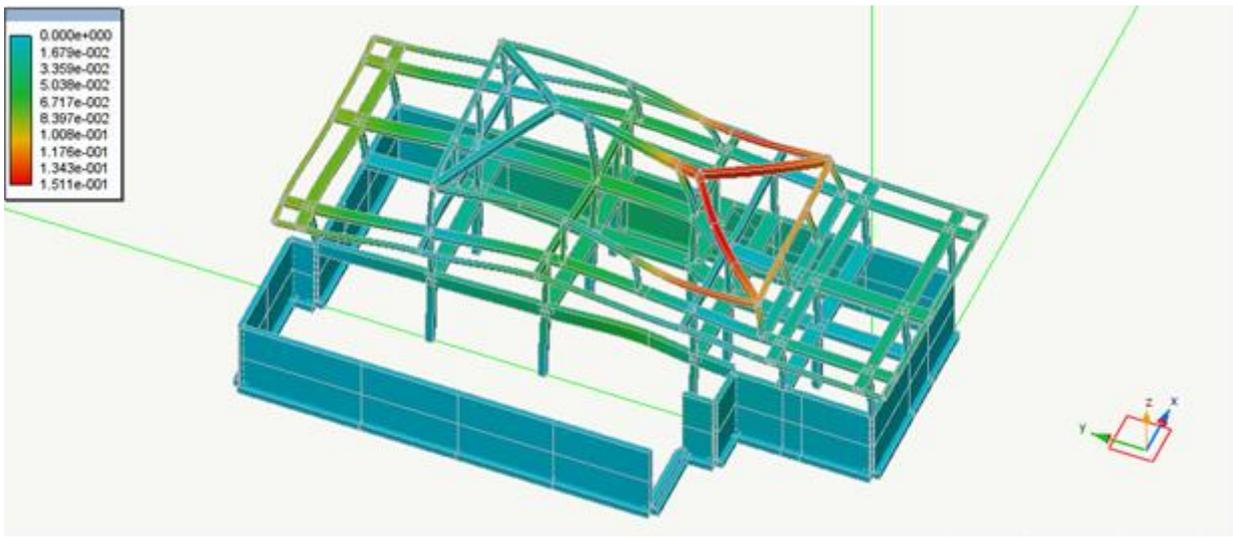


Figura 5.20- Modo di vibrare sette T=0.30 secondi

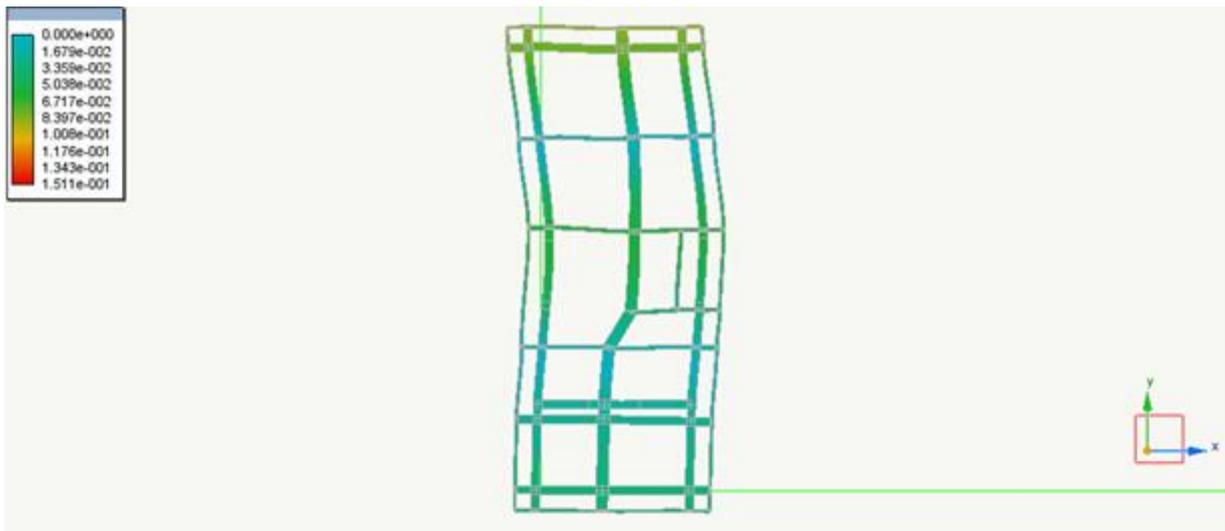


Figura 5.21- Modo di vibrare sette  $T=0.30$  secondi

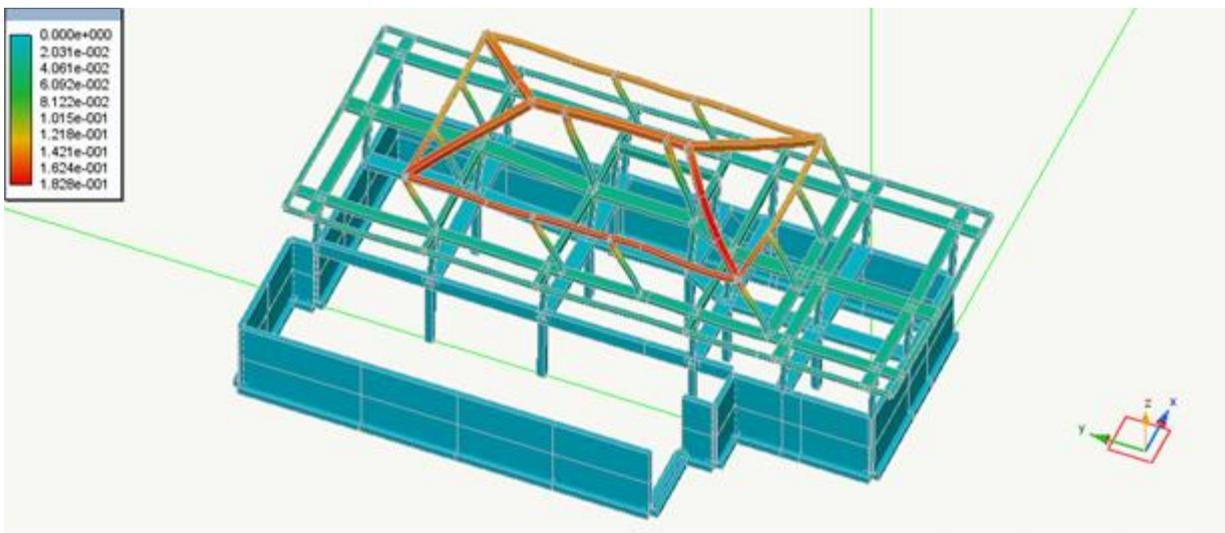


Figura 5.22- Modo di vibrare otto  $T=0.28$  secondi

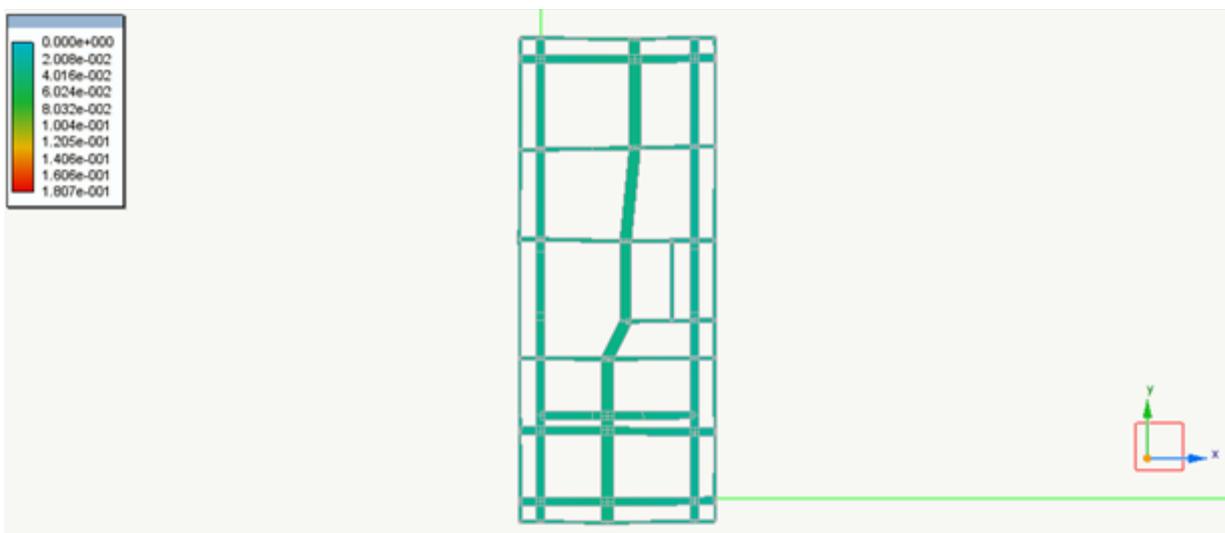


Figura 5.23- Modo di vibrare otto vista in pianta T=0.28 secondi

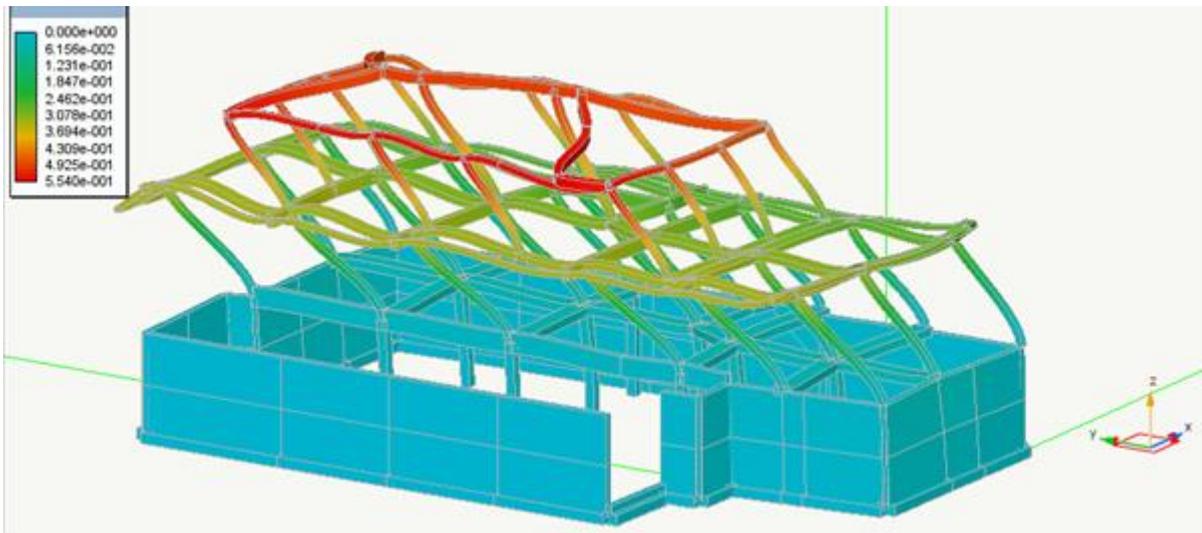


Figura 5.24-Spostamenti nodali massimi y slv 5.5mm

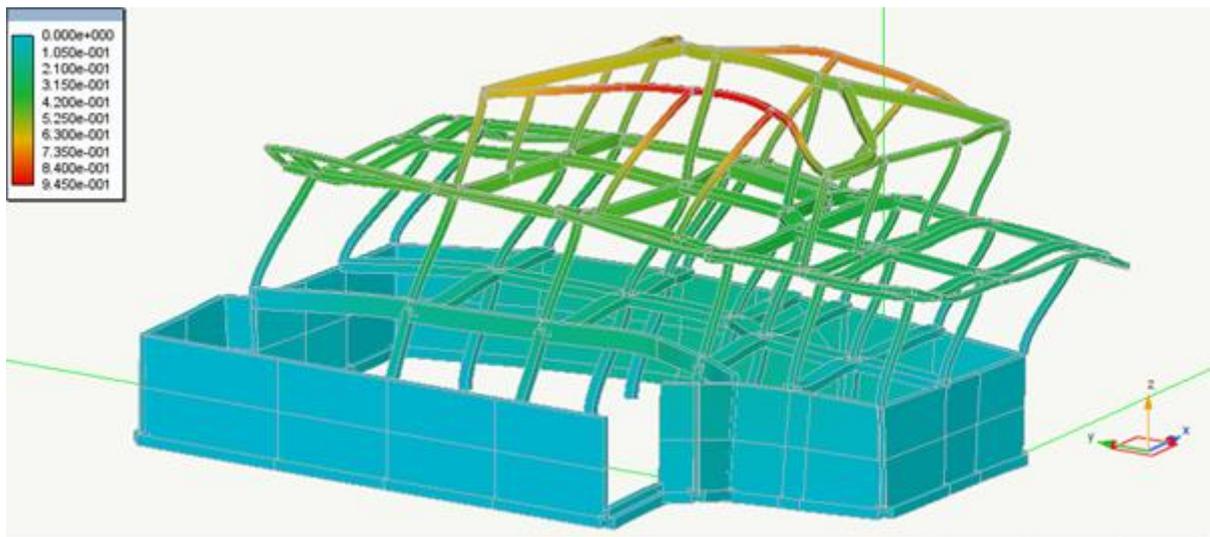


Figura 5.25- Spostamenti nodali massimi x slv 9.4 mm

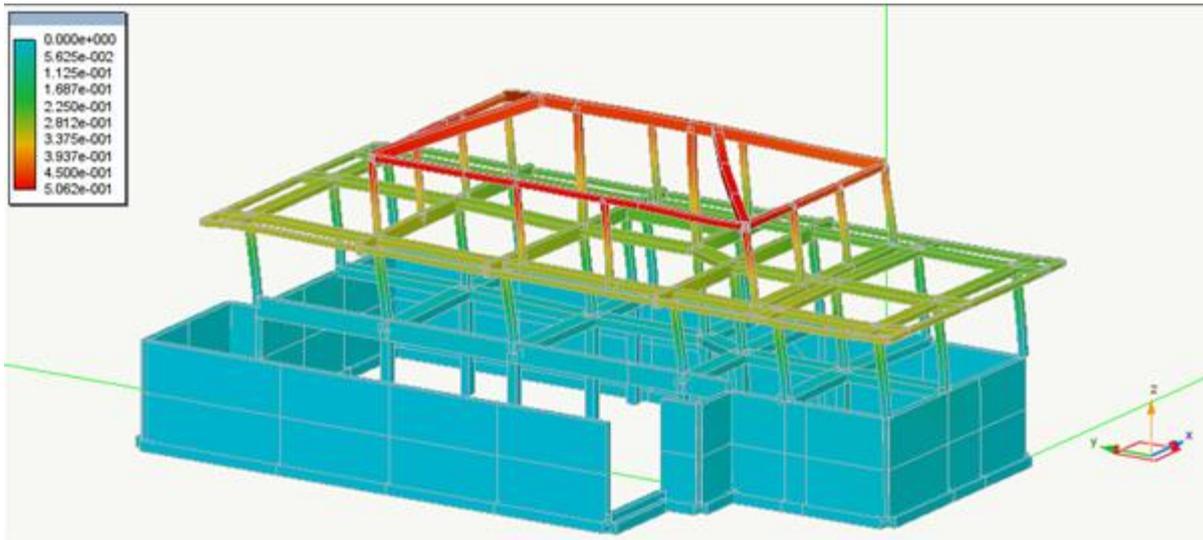


Figura 5.26- Spostamenti nodali massimi y sld 5.0 mm

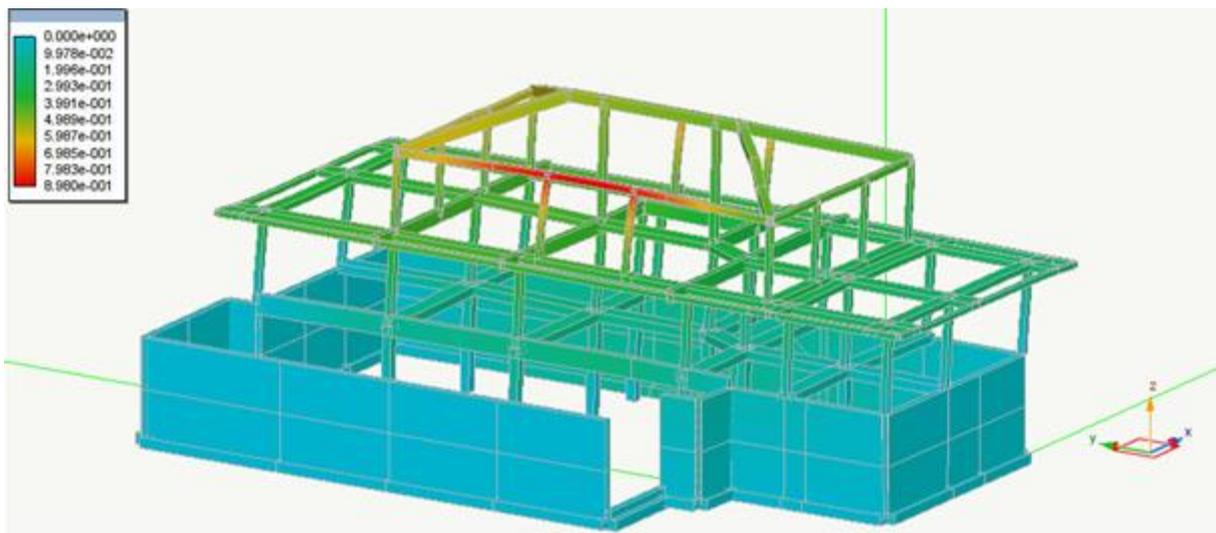


Figura 5.27-Spostamenti nodali massimi x sld 8.9 mm

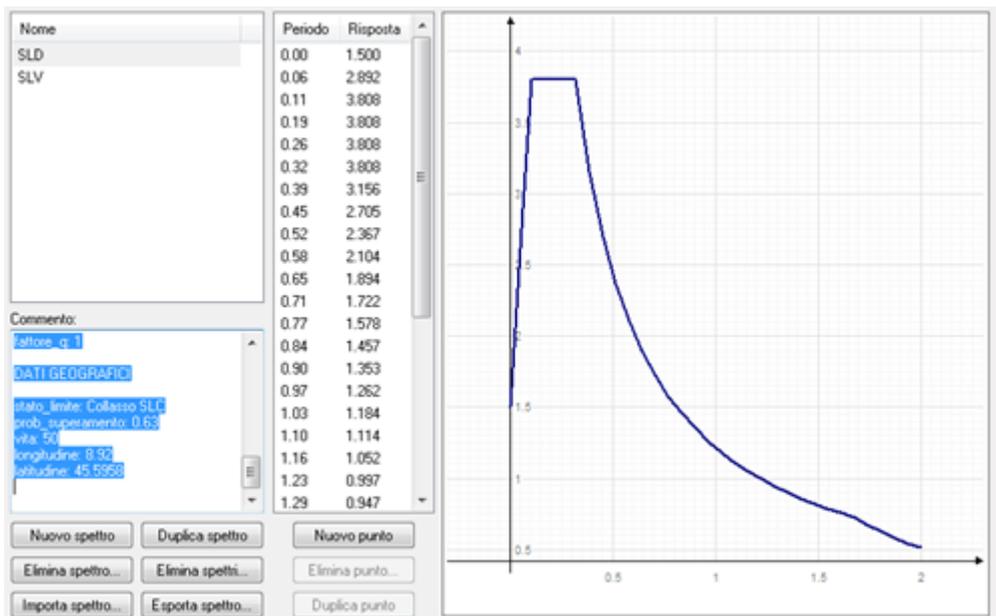


Figura 5.28-Spettro di risposta elastico generato in accordo con la NTC 2008

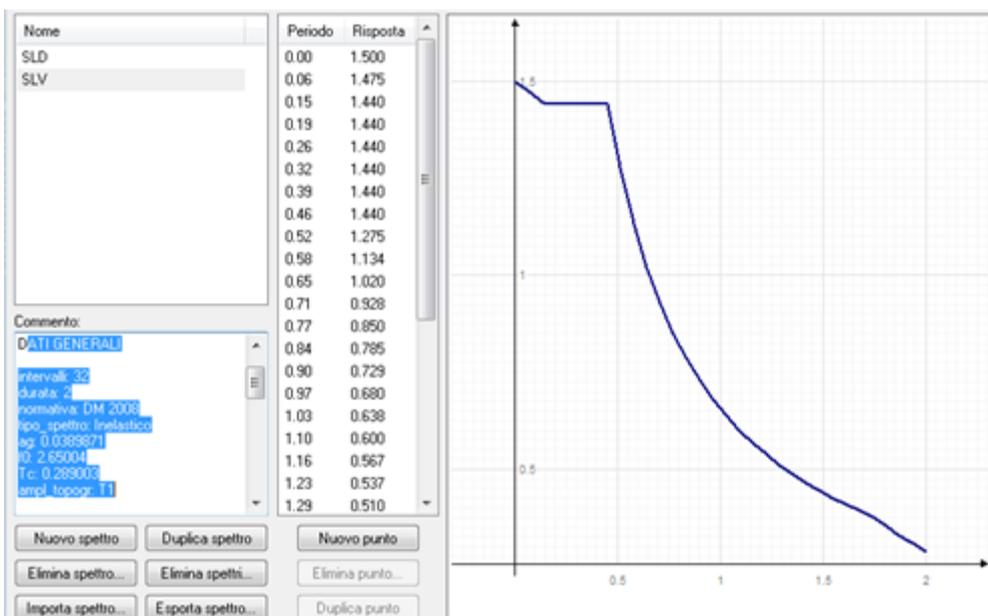


Figura 5.29-Spettro di risposta inelastico generato in accordo con la NTC 2008

# Capitolo 6 Progettazione casa singola con Xlam

Nella prima parte definiremo gli aspetti strutturali che i pannelli Xlam possono assolvere nel contesto specifico della realizzazione di un abitazione singola, quindi dopo aver predimensionato la nostra struttura costituita da pannelli con funzioni di lastra (pareti) e piastra (solaio) procederemo alla modellizzazione con un programma agli elementi finiti.

Come si è visto nella prima parte il pannello Xlam presenta delle sue peculiarità: la sezione ipotizzata “parzializzata” ovvero non reagente a trazione e a compressione quando le fibre sono poste trasversalmente al piano di sollecitazione, implica una differente rigidità flessionale ed estensionale nelle due direzioni del piano su cui giace il nostro pannello.

La piastra risulterà non più isotropa ma anisotropa e in particolare ortotropa. Questo comporta delle conseguenze e problematiche in una corretta modellizzazione con gli attuali programmi agli elementi finiti. Non solo perché si avrà un comportamento differente nelle due direzioni principali della lastra o piastra ma anche in virtù del fatto che le stesse sezioni “parzializzate” presenteranno superficie reagente, e momento d’inerzia differente rispetto a quello geometrico.

## 6.1 La struttura portante dell’edificio

Il pannello XLAM offre quindi un elemento strutturale di superficie che può assumere tutte le funzioni strutturali:

- *L’effetto di piastra*, dato dalle sollecitazioni perpendicolari al piano del pannello e dalla resistenza e rigidità del pannello a flessione e taglio nelle due direzioni del suo piano;
- *L’effetto di lastra*, dato dalle sollecitazioni nel piano del pannello e dalla resistenza e rigidità agli sforzi normali e di taglio nel suo piano.

La struttura portante di un edificio è quindi il risultato della combinazione di elementi di questo tipo, appositamente collegati tra loro in modo da creare strutture portanti tridimensionali. I collegamenti fra i diversi elementi formanti la struttura dell’edificio sono di regola da considerare come delle cerniere, che permettono e assicurano la trasmissione fra un elemento e l’altro di forze, la cui linea d’azione passa sempre per lo spigolo d’intersezione fra i piani di due elementi.

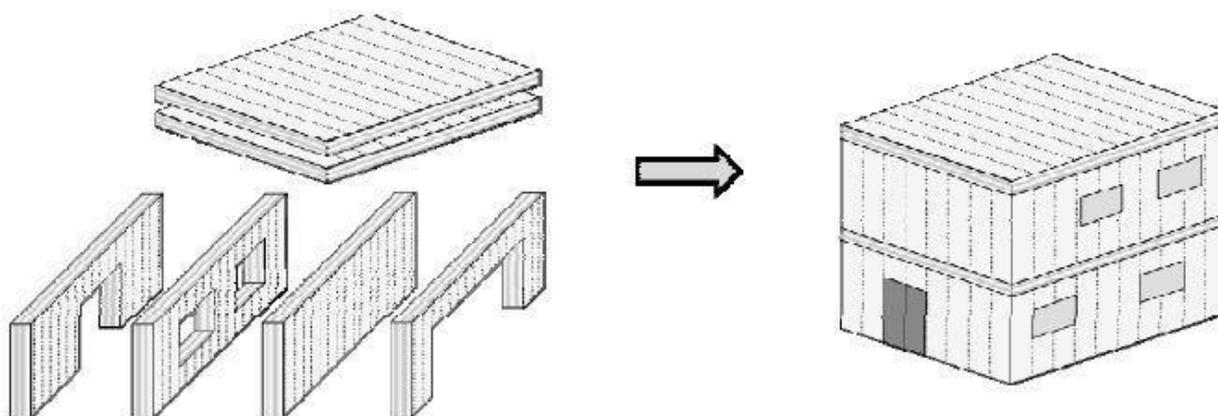


Figura 6.1 – Struttura portante dell’edificio formata da elementi piani [16]

### 6.1.1 Progetto solette di legno massiccio XLAM

Solette massicce formate da XLAM richiedono uno spessore fra  $1/35$  e  $1/40$  della luce che determina la flessione massima della soletta, cioè normalmente della luce più piccola dell’elemento considerato. Questi valori hanno evidentemente carattere indicativo, perché tanto i carichi quanto le esigenze di rigidità della soletta riguardo alla verifica dello stato di servizio hanno un effetto decisivo sul dimensionamento e quindi sullo spessore necessario dell’elemento strutturale. È opportuno sottolineare che oltre ai noti criteri di limitazione delle deformazioni della struttura, anche il comportamento oscillatorio e vibrazionale può essere rilevante ai fini della verifica dell’attitudine al servizio.

La dimensione massima di trasporto determina di regola le dimensioni massime degli elementi che formano la soletta XLAM; è senz’altro possibile, e in molti casi indispensabile, usare pannelli di dimensioni più ridotte. Le ragioni per l’uso di pannelli di dimensioni ridotte possono essere di natura diversa, come per esempio il trasporto in piccole unità, la modularità della costruzione, la necessità di lavorare con elementi di peso ridotto o altro ancora. La maggior parte delle solette dell’edilizia abitativa sono comunque composte da diversi elementi di pannelli XLAM, che possono essere considerati in prima analisi come elementi strutturali inflessi con effetto portante in una direzione.

Il giunto fra i vari elementi di soletta XLAM, parallelo alla direzione strutturale principale, è di regola realizzato in modo semplice, così da ottenere la continuità strutturale anche in questa direzione, ma senza realizzare un giunto rigido, cioè senza continuità flessionale ma formando una cerniera. La continuità dell’elemento strutturale, sia come piastra che come lastra, è quindi garantita, ma senza dover realizzare un impegnativo giunto rigido alla flessione. In questo caso la larghezza dei singoli elementi XLAM gioca un ruolo secondario dal punto di vista strutturale, a condizione di accettare un numero di giunti strutturali più elevato in caso di elementi di larghezza ridotta.

Il sistema strutturale della soletta può quindi essere analizzato in modo semplice, sul modello della trave inflessa. E' senz'altro possibile sfruttare la continuità strutturale di questo elemento su più campate, in modo da ottimizzare il comportamento strutturale o altri aspetti. [11]

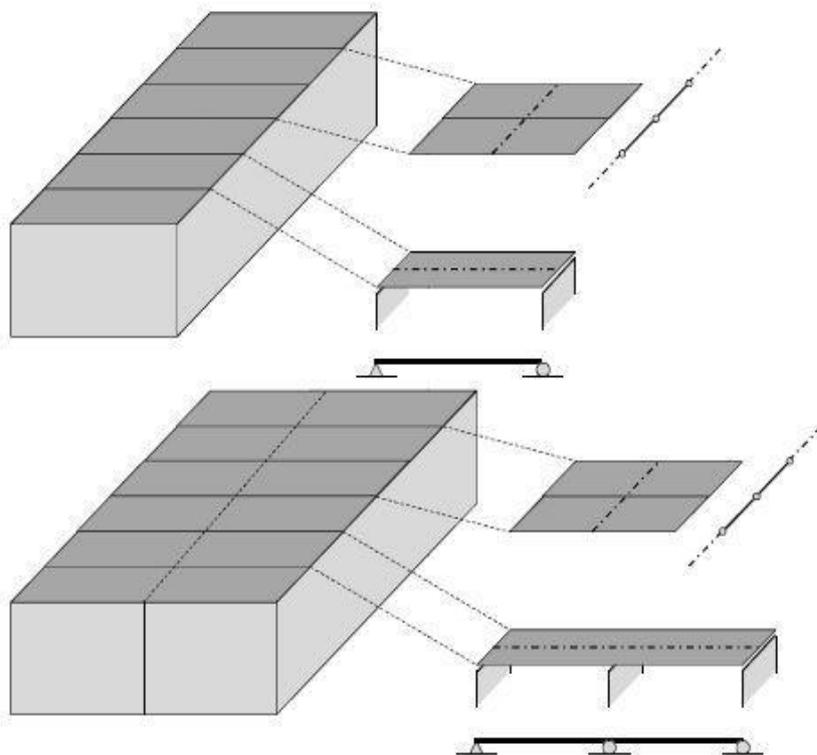


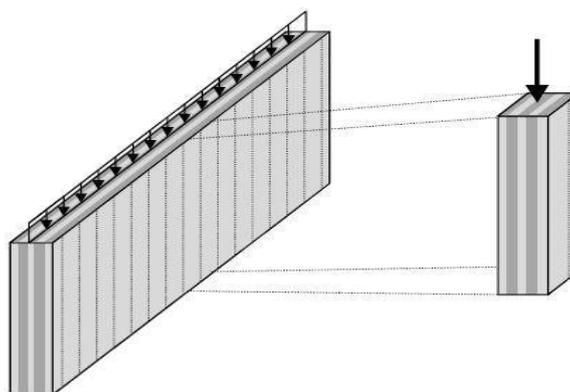
Figura 6.2 – Principio strutturale e giunti della soletta XLAM [16]

### 6.1.2 Pareti XLAM

La parete strutturale di XLAM può essere vista come un montante o un pilastro di lunghezza continua. Lo spessore minimo degli elementi di parete è determinato principalmente dai carichi verticali agenti sulla parete, ma anche dalle esigenze di rigidità e di resistenza spesso non direttamente considerate nel calcolo strutturale ma non per questo da sottovalutare: di quest'ultimo fanno parte le esigenze legate direttamente o indirettamente all'isolamento fonico, alla presenza di una massa sufficiente nella costruzione e alla necessità di offrire, comunque, anche localmente o in presenza di aperture anche di piccola dimensione, una sufficiente rigidità e resistenza dell'elemento strutturale. Pur ammettendo che il calcolo strutturale dell'elemento di parete nella sua globalità può portare a spessori minimi degli elementi di parete piuttosto ridotti, e che la realizzazione di pareti molto sottili è senz'altro possibile, è consigliabile di valutare molto attentamente e nel dettaglio la scelta di spessori delle pareti esterne al di sotto di 110 mm, o delle pareti portanti interne al di sotto di 100 mm.

La presenza di aperture nelle pareti rappresenta la situazione strutturale particolare per eccellenza degli elementi di parete. L'apertura crea un'interruzione del flusso di forze verso il

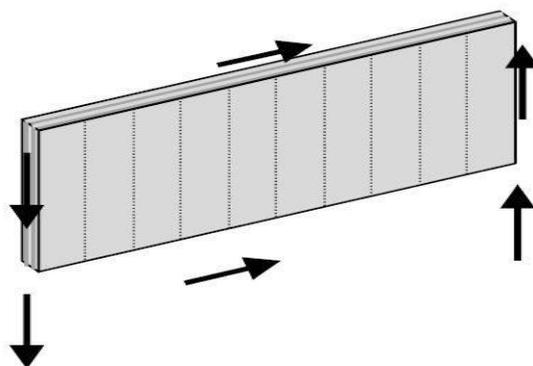
basso, che deve essere deviato sulle zone a lato delle aperture, dove si crea una concentrazione di carichi e di sollecitazioni. Nella zona sopra l'apertura è necessario un elemento strutturale che garantisca una rigidità ed una resistenza a flessione sufficienti a fungere da architrave. Le pareti di XLAM si prestano particolarmente bene in queste circostanze, in quanto la sezione verticale della parte di parete al di sopra dell'apertura è costituita anche da un numero di strati di tavole orizzontali, che possono essere adibiti alla funzione di architrave. In presenza di un'altezza sufficiente di questa parte di parete, l'architrave di rinforzo della parete, sopra all'apertura, è quindi disponibile senza l'aggiunta di ulteriori rinforzi.[16]



(a)

6.3 Elemento di parete con funzione di discesa dei carichi verticali (a), con funzione di controventatura (b) [11]

(b)



## 6.2 Studio del comportamento Xlam tramite Nolian

Prima di procedere alla modellazione della struttura si è modellata una piastra semplicemente appoggiata tramite Nolian, con l'obiettivo di comprendere meglio le possibilità di ottenere un modello congruente con le caratteristiche reali della piastra in Xlam.

Xlam è una piastra anisotropa con caratteristiche ortotrope, diviene qui necessario definire quest'ultimo concetto prima di procedere ulteriormente. Per comprendere meglio la differenza tra materiali anisotropo generico ed uno ortotropo è utile osservare, per esempio, che l'applicazione di un carico di trazione ad un elemento di forma prismatica in materiale anisotropo, produce deformazioni e scorrimenti variabili lungo tutti i lati dell'elemento. Nel materiale anisotropo è in particolare ortotropo, esistono tre direzioni mutuamente ortogonali tali che l'applicazione di uno sforzo di trazione in tali direzioni produce, come per un isotropo, una deformazione costante senza distorsioni nei piani da queste individuate. Implica che le caratteristiche di un materiale ortotropo consentono di utilizzare i consueti principi delle scienze delle costruzioni.

Nel caso di Xlam non solo il modulo elastico del materiale è diverso come può accadere per il legno massiccio, dove il modulo elastico longitudinale assume valori di 11600 MPa mentre quello trasversale di soli 390 MPa, ma come abbiamo visto nella prima parte della tesi, la sezione stessa risulta "parzializzata" (o meglio descrivibile con questo tipo di assunto) e quindi con una rigidezza differente, cambiando il momento di inerzia.

Nolian nella sua ultima versione consente di inserire un moltiplicatore di rigidezza flessionale ed estensionale nelle due direzioni principali di sollecitazione. Prima di procedere con la struttura dell'abitazione oggetto della tesi si sono eseguite diverse prove con un piastra di Xlam per verificare che i modelli fin qui discussi si prestino alle reali possibilità del programma.

La lastra ha uno spessore di 150 mm un numero di strati con fibre longitudinali nel lato più rigido di 3 e in quello più "debole" di due, larghezza di 3000 mm e lunghezza di 5000 mm; ogni strato ha uno spessore di 30 mm.

Le caratteristiche delle due sezioni sono riportate in tabella 6.1 e in figura 6.4.

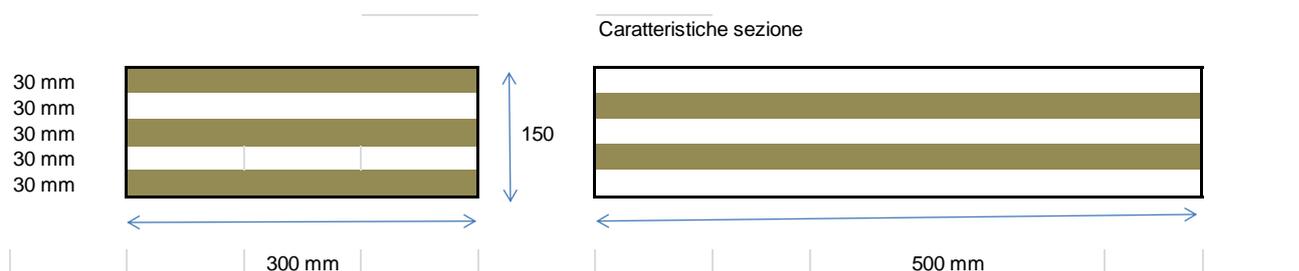


Figura 6.4 - Dimensione lastra Xlam oggetto della valutazione

Tabelle 6.1 Momento d'inerzia

	$\frac{bh^3}{12}$	Momento di trasporto (mm <sup>4</sup> )	Momento totale (mm <sup>4</sup> )	Momento totale (cm <sup>4</sup> )
Jx lato forte mm	20250000	648000000	668250000	66825
Jx lato debole mm	22500000	151875000	174375000	17437,5
Jx sezione geometrica (larghezza 3000 mm)	84375000		843750000	84375
Jx sezione geometrica (lunghezza 5000 mm)	14062500		140625000	140625

Quindi si è caricata la nostra lastra allo stato limite ultimo con carico accidentale da neve 120 kg/m<sup>2</sup> e peso proprio come carico permanente strutturale, i collegamenti in accordo con quanto suggerito nella letteratura tecnica sono delle semplici cerniere o carrelli.

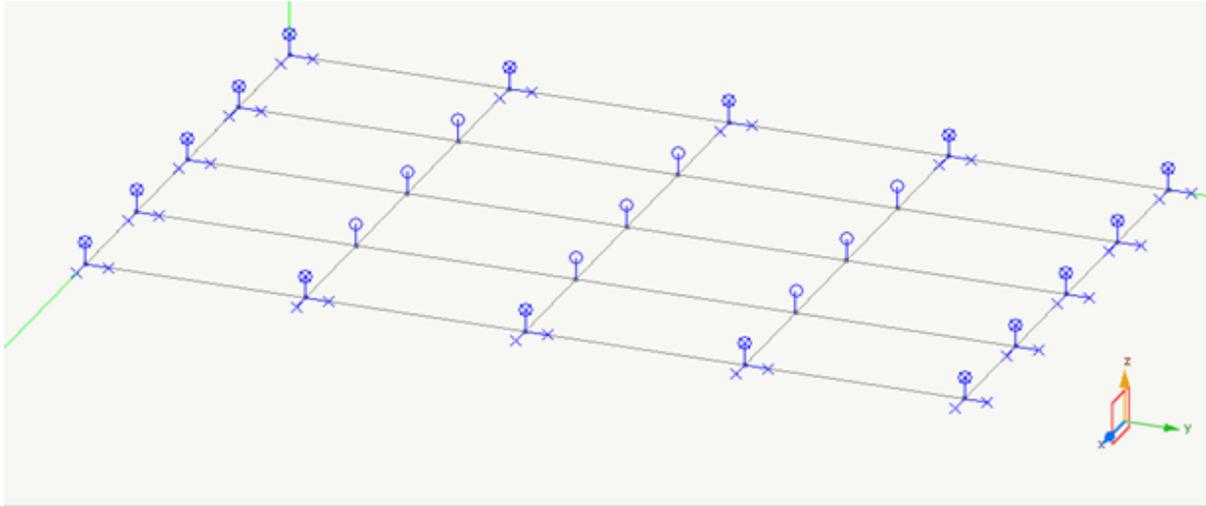


Figura 6.5- Tipologia di connessione ai nodi per la lastra

La prima prova è stata effettuata presumendo che il materiale fosse isotropo con modulo elastico massimo come è mostrato in figura 6.6.

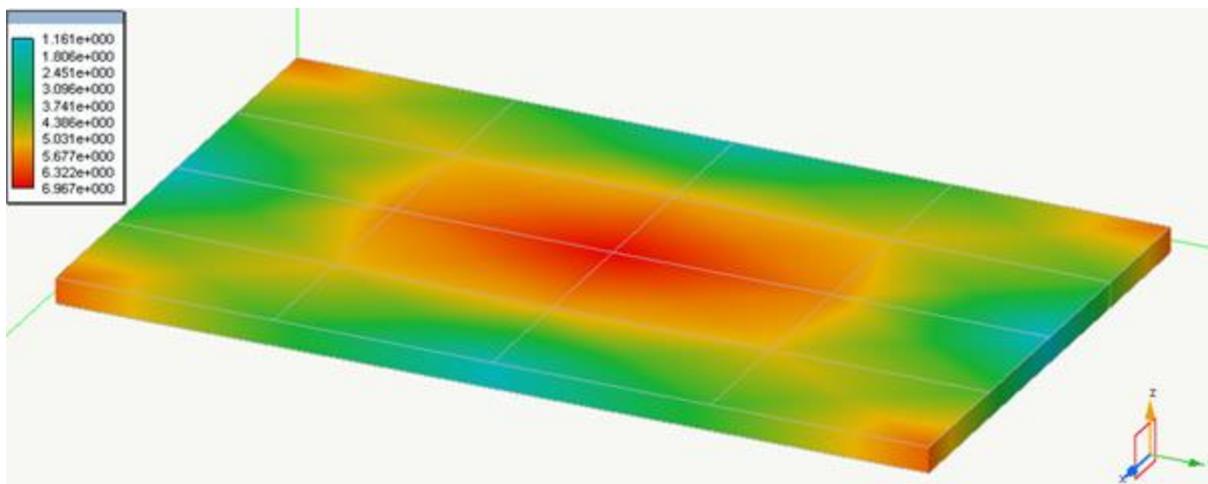


Figura 6.6-La lastra isotropa con l'andamento delle tensioni

Qui di seguito si suppone che la lastra sia in legno massiccio con le fibre longitudinali parallele al lato più lungo, e modulo elastico trasversale di 390 MPa. In questo caso si è utilizzato un moltiplicatore flessionale ortotropo rispetto al lato principale di 0,032: ovvero il rapporto tra i due moduli elastici.

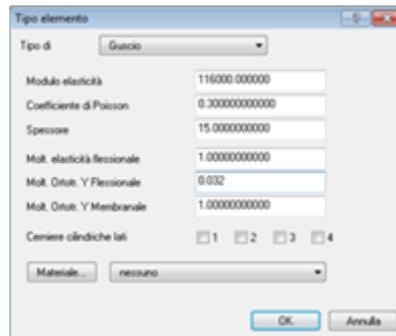


Figura 6.7- I dati inseriti per il legno massiccio

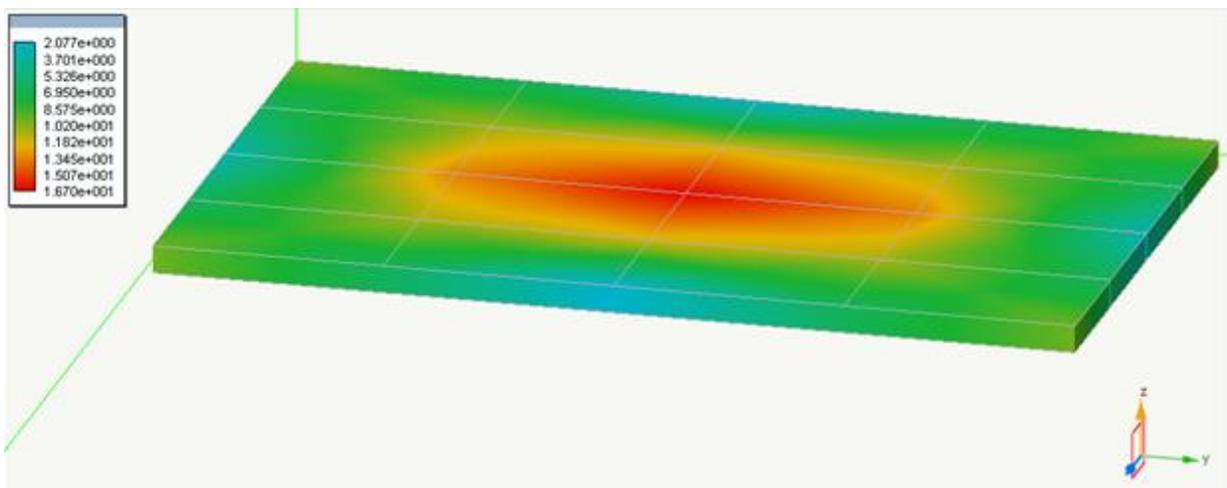


Figura 6.8- Variazioni delle tensioni nella lastra in legno massiccio anisotropa

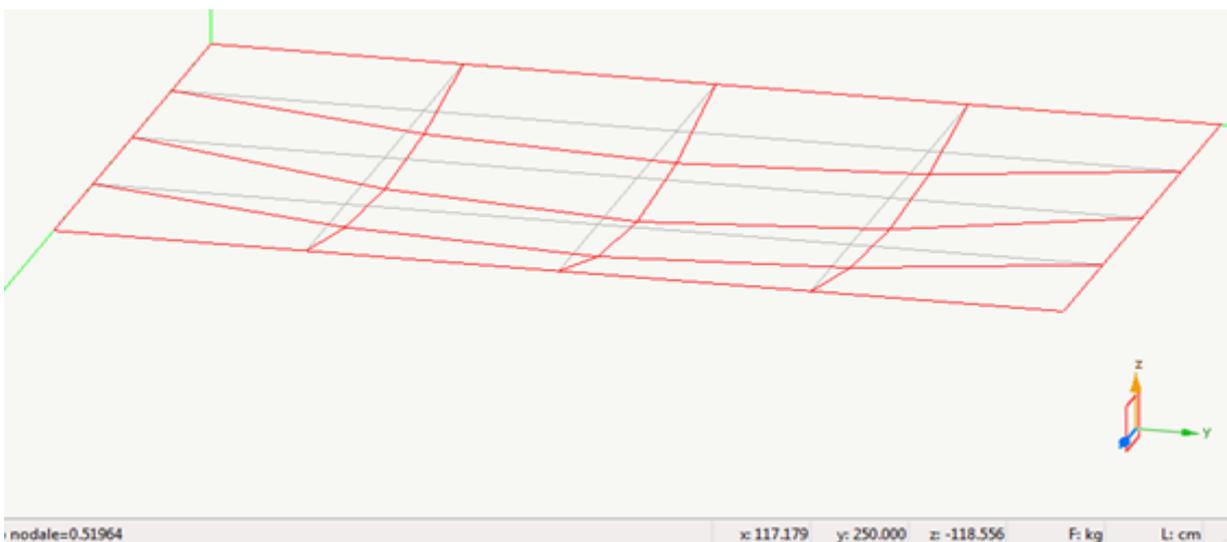


Figura 6.9- Deformata qualitativa della lastra anisotropa in legno massiccio

Come si può vedere le tensioni nel legno massiccio sono meno distribuite e si ha una tensione massima maggiore in centro. Vediamo come si comporta Xlam a parità di condizioni.

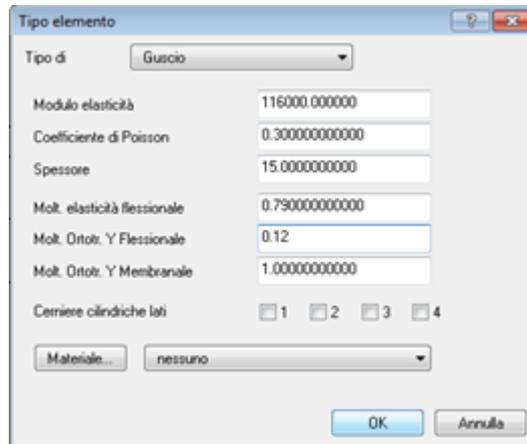


Figura 6.10- I valori di molteplicità flessionale ortotropa e longitudinale di Xlam

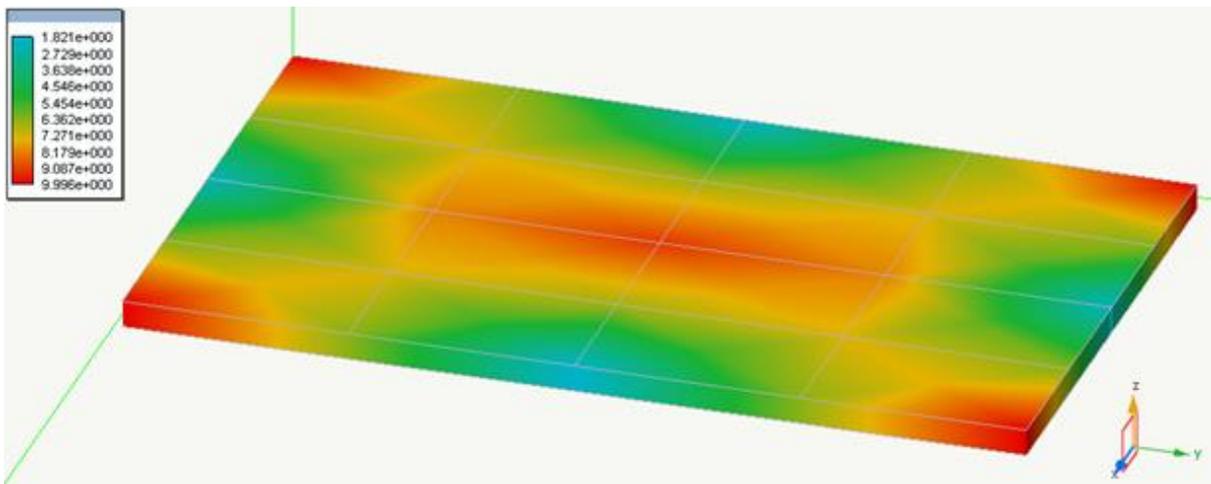


Figura 6.11-Distribuzione delle tensioni su Xlam come ricavate con Nolian

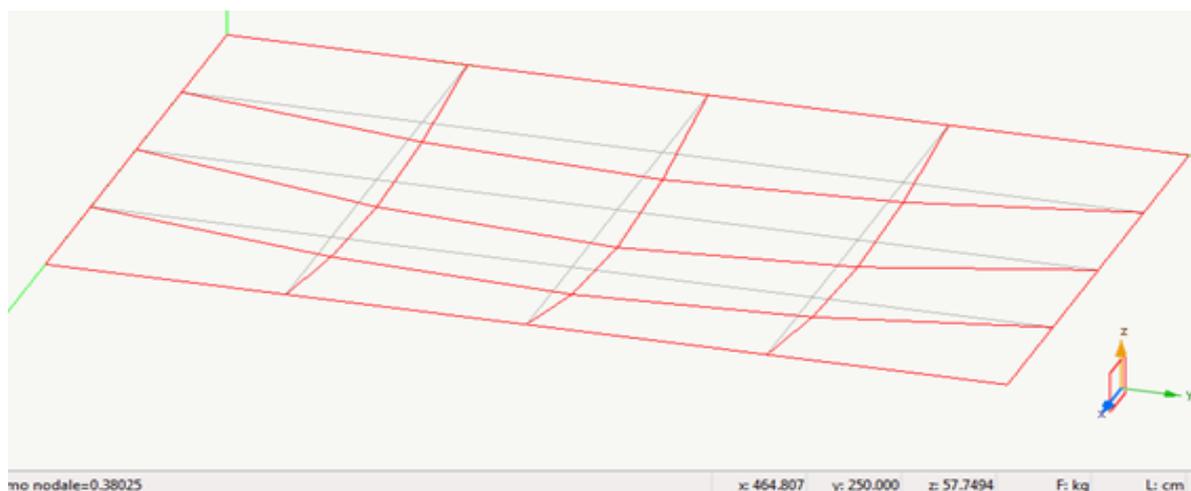


Figura 6.12- deformata qualitativa della lastra di Xlam

La figura 6.10 mostra come anche la deformata qualitativa con Xlam mostra delle frecce minori rispetto a quanto accade con il legno massiccio. Questo ci porta alla conclusione confrontando le figure 6.6,6.7,6.9 che Xlam da un punto di vista strutturale si avvicina a quello di un materiale omogeneo isotropo con tutti i vantaggi che questo concetto implicano da un punto di vista dell'ingegneria strutturale.

### 6.3 Definizione del materiale da costruzione

Prima di procedere con l'analisi della struttura con Nolian nella tabella di seguito le caratteristiche del materiale utilizzato, in termini di valori caratteristici e di progetto come definiti nella prima parte di questa tesi. Il materiale è il legno massiccio classe di resistenza GL24h in accordo EN 11035 per le classi di servizio 1-2.

Classe di servizio 1 è caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65% se non per poche settimane all'anno. Possono appartenere a tale classe gli elementi lignei protetti contro le intemperie come quelli posti all'interno degli edifici in ambienti condizionati.

Classe di servizio 2 è caratterizzata da un'umidità dei materiali in equilibrio con ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno. Possono appartenere a tale classe gli elementi lignei posti all'esterno degli edifici ma protetti, almeno parzialmente, dalle intemperie e dall'irraggiamento solare

**Tabella 6.2**

Valori caratteristici			Valori di progetto		$k_{mod,I}$	$k_{mod,II}$	
					<b>0,90</b>	<b>0,60</b>	
$f_{m,k}$	[MPa]	24,00	$f_{m,d}$	[MPa]	14,40	9,60	Flessione
$f_{t,0,k}$	[MPa]	16,50	$f_{t,0,d}$	[MPa]	9,90	6,60	Trazione parallela alle fibre
$f_{t,90,k}$	[MPa]	0,40	$f_{t,90,d}$	[MPa]	0,24	0,16	Trazione ortogonale alle fibre
$f_{c,0,k}$	[MPa]	24,00	$f_{c,0,d}$	[MPa]	14,40	9,60	Compress. parallela alle fibre
$f_{c,90,k}$	[MPa]	2,70	$f_{c,90,d}$	[MPa]	1,62	1,08	Compress. ortogonale alle fibre
$f_{v,k}$	[MPa]	2,70	$f_{v,d}$	[MPa]	1,62	1,08	Taglio

#### 6.4 Azioni permanenti

##### Solaio Xlam

a) solaio Xlam spessore (180 mm 5 strati)( gk0)	90 kg/m <sup>2</sup>	0,88 kN/m <sup>2</sup>
b) sottofondo	130 kg/m <sup>2</sup>	1,27 kN/m <sup>2</sup>
c) pavimento in ceramica 1 cm (0,01·25)	25 kg/m <sup>2</sup>	0,25 kN/m <sup>2</sup>
d) intonaco d'intradosso 1 cm (0,01·20)	20 kg/m <sup>2</sup>	0,20 kN/m <sup>2</sup>
e) isolamento termico s = 8 cm 0,08·50	4 kg/m <sup>2</sup>	0,10 kN/m <sup>2</sup>
d) isolante acustico		
pannello sabbia di quarzo(6 cm)	6 kg/m <sup>2</sup>	0,06 kN/m <sup>2</sup>
pannello silicato di calcio (5 cm)	5,75 kg/m <sup>2</sup>	0,06 kN/m <sup>2</sup>
Tot	280,75 kg/m <sup>2</sup>	2,75 kN/m <sup>2</sup>

Parete portante		
a) Parete partizione portante (140 mm 4 strati) (gk0)	70 kg/m <sup>2</sup>	0,69 kN/m <sup>2</sup>
b) intonaco interno s =1 cm (0,01·20)	20 kg/m <sup>2</sup>	0,20 kN/m <sup>2</sup>
c)intonaco esterno s =1 cm (0,01·20)	20 kg/m <sup>2</sup>	0,20 kN/m <sup>2</sup>
e) isolamento termico s = 8 cm 0,08·0,9	6 kg/m <sup>2</sup>	0,06 kN/m <sup>2</sup>
Tot	116 kg/m <sup>2</sup>	1,14 kN/m <sup>2</sup>

Parete non portante		
a) parete Xlam partizione interna (80 mm 3 strati 20-40-20)	40 kg/m <sup>2</sup>	0,39 kN/m <sup>2</sup>
intonaco interno ed esterno s =(1+1) cm 0,02·20	40 kg/m <sup>2</sup>	0,39 kN/m <sup>2</sup>
c)sviluppo totale muratura interna piano terra	45 m	
d)altezza interpiano al rustico	2,8 m	
e)superficie muratura lorda totale edificio 45·2,80	126 m <sup>2</sup>	
f)superficie aperture: porte n. 10( 11·0,80·2,20)	17,6 m <sup>2</sup>	
g)incidenza aperture su totale muratura (19/126) ·100	14	
e)peso totale muratura lorda	10080 kg	
f)peso totale muratura netta (1-0,115)·211	8672 kg	
Tot	64 kg/m <sup>2</sup>	0,63 kN/m <sup>2</sup>

## 6.5 Analisi numerica edificio e conclusioni

La modellazione globale dell'edificio è stata fatta con un apposito programma di calcolo ad elementi finiti Nolian sotto le seguenti ipotesi:

- tutti gli elementi bidimensionali (solai orizzontali e pareti verticali) sono piastre ortotrope; la rigidità nelle due direzioni è stata opportunamente modellata sfruttando le potenzialità del programma Nolian nel definire una molteplicità di rigidità flessionale nelle due direzioni principali.
- tutti gli elementi sono stati considerati vincolati tra loro ed a terra con delle semplici cerniere o con dei carrelli o comunque con vincoli non reagenti a momento. Il giunto tra piastra e lastra è stato modellato con cerniera cilindrica, ovvero come suggerisce la letteratura a parziale ripristino non reagente a momento.
- Non si è rispettato in modo rigoroso l'architettura in termini di aperture e divisioni interne, ma solo le dimensioni di massima dell'edificio.

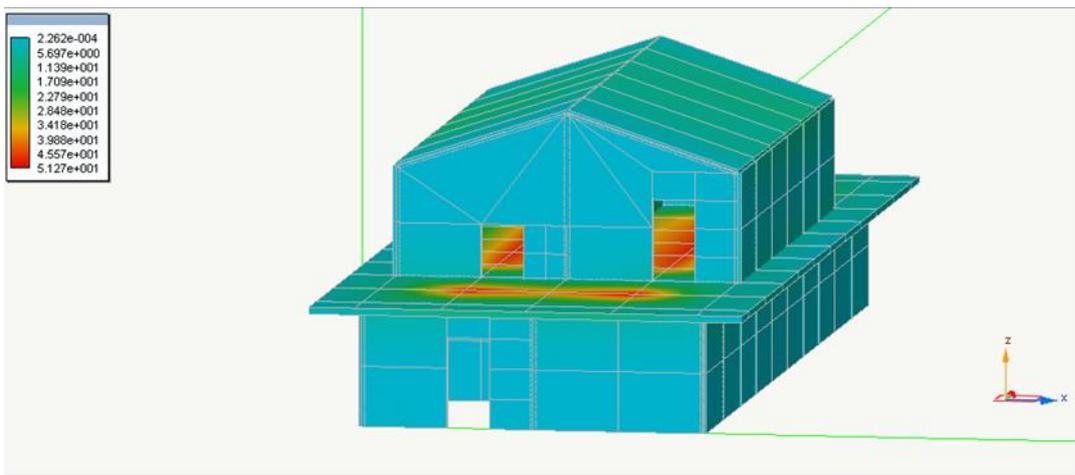


Figura 6.13-Isosforzi flessionali alla combinazione di stato limite ultimo

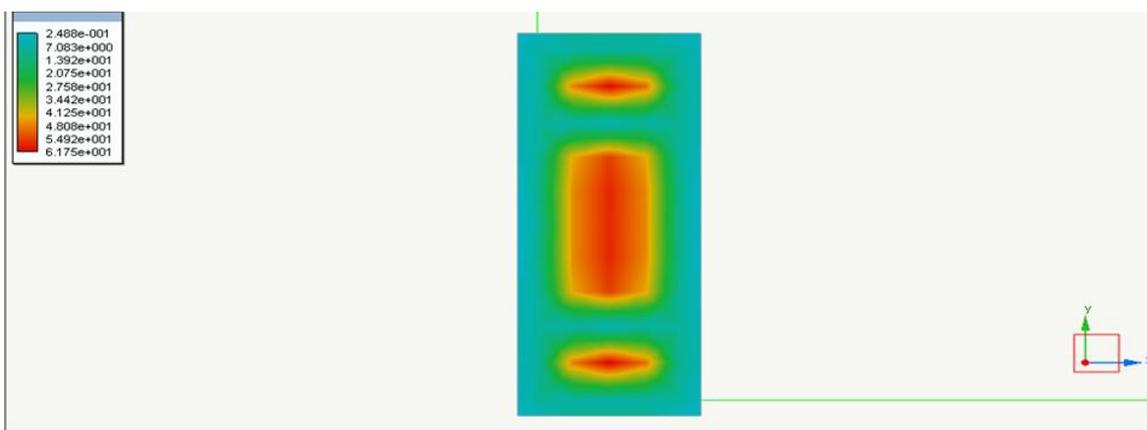


Figura 6.14-Isosforzi flessionali alla combinazione di stato limite ultimo vista in pianta

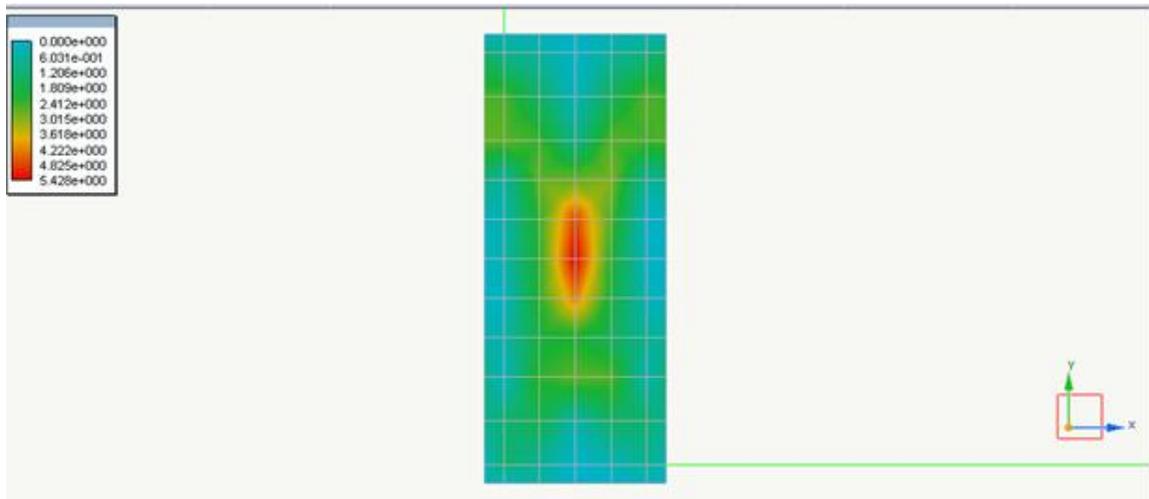


Figura 6.15-Isosforzi di compressione alla combinazione di stato limite ultimo vista in pianta

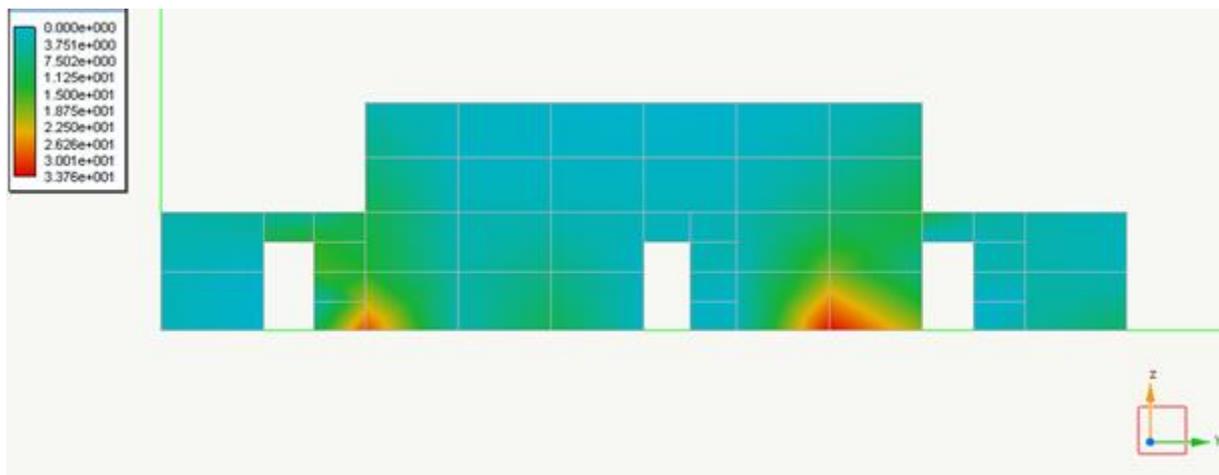


Figura 6.16-Isosforzi di compressione alla combinazione di stato limite ultimo parete laterale

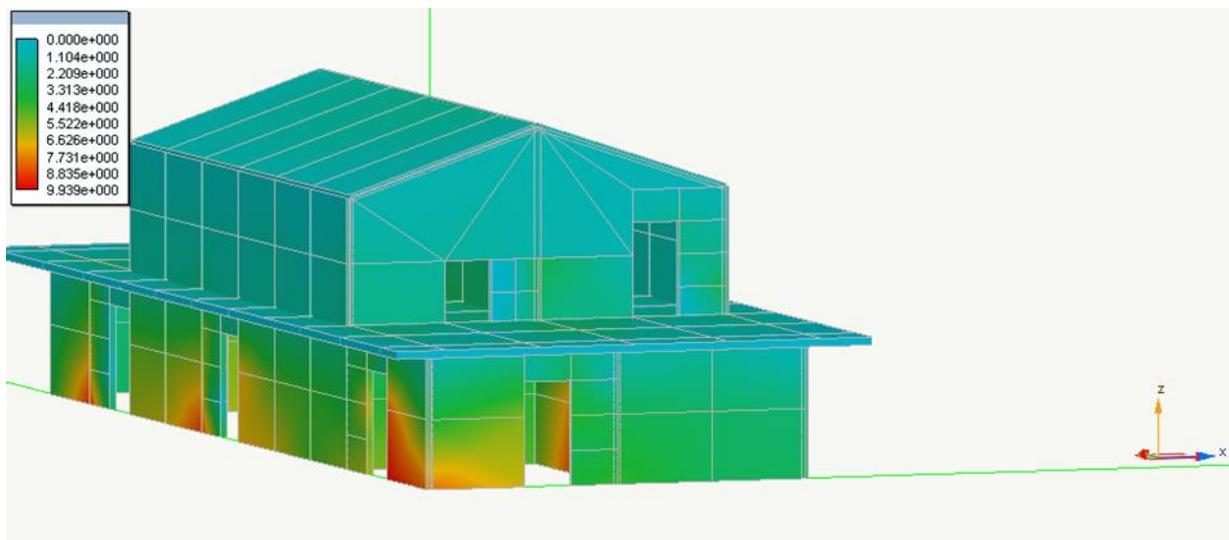


Figura 6.17-Isosforzi di taglio alla combinazione di stato limite ultimo

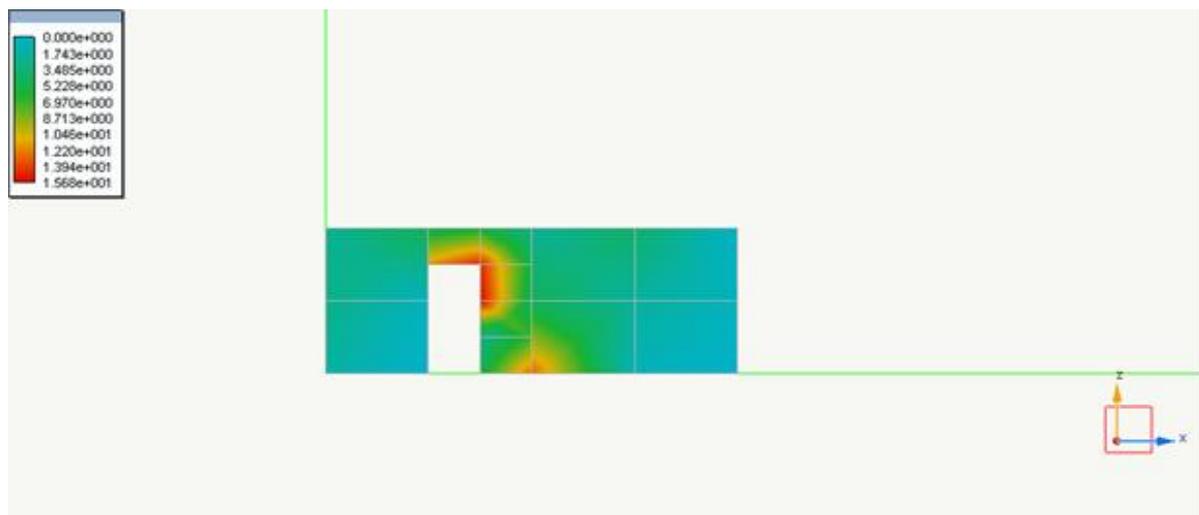


Figura 6.18-Isosforzi di compressione alla combinazione di stato limite ultimo: si evidenzia accumulo di tensioni aperture dell'edificio

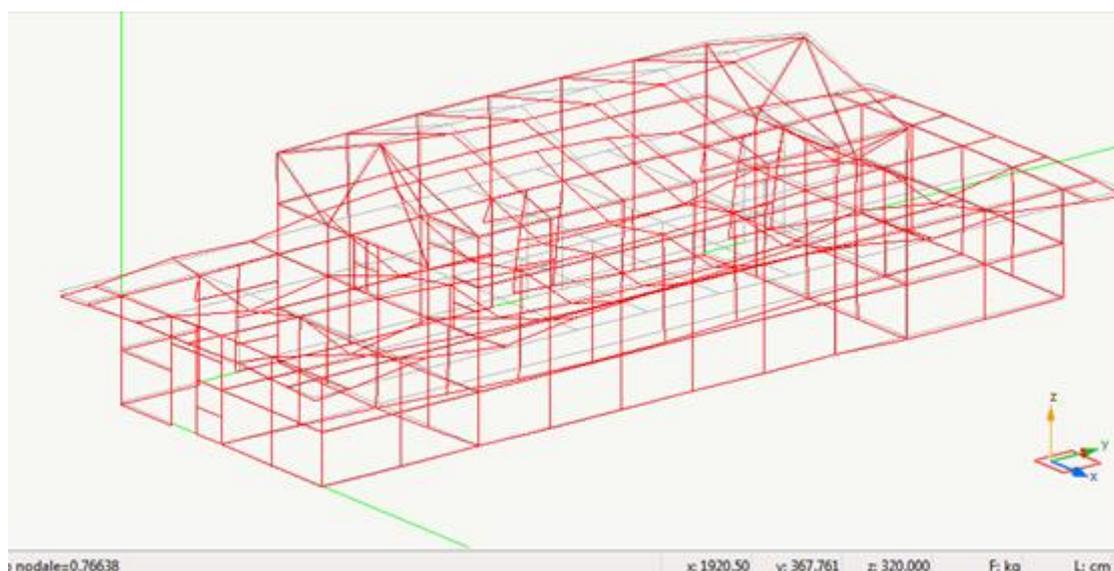


Figura 6.19-Deformata qualitativa alla combinazione di stato limite ultimo. Spostamento massimo nodale 7.6 mm

Questa prima analisi del nostro modello Xlam evidenzia come scegliendo degli spessori di 150 mm per gli elementi lastra (pareti) e 180 mm per gli elementi piastra, le tensioni massime di calcolo alla combinazione di stato limite ultimo siano al di sotto di quelle massime resistenti come definite in accordo alla NTC 2008 per il legno massiccio nella tabella 6.2.

Lo spostamento nodale massimo risulta alla combinazione di stato limite ultimo di soli 7,6 mm contro quanto riscontrato nell'edificio in muratura di 25 mm.

### 6.5.1 Analisi dinamica

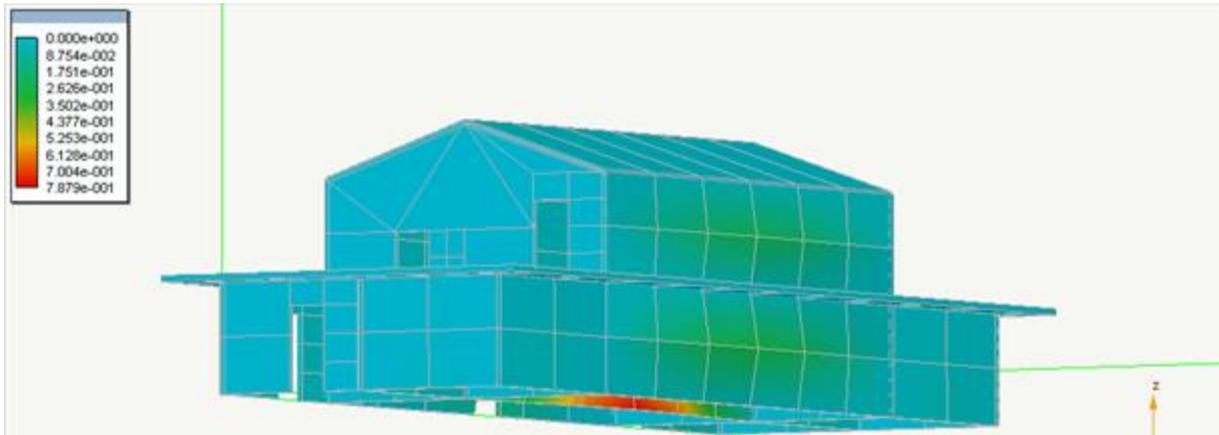


Figura 6.20- Spostamenti massimi SLVx

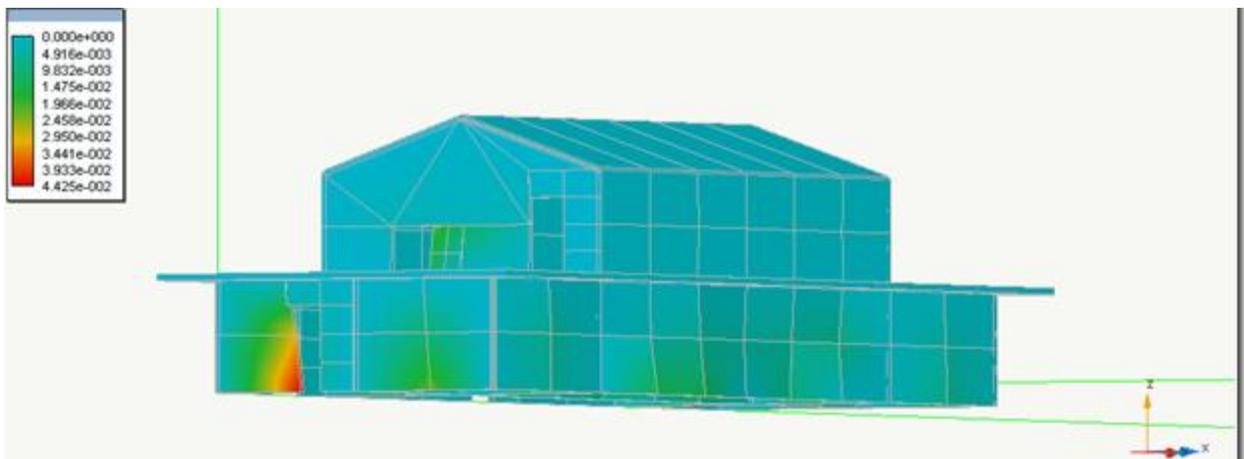


Figura 6.21- Spostamenti massimi SLVy

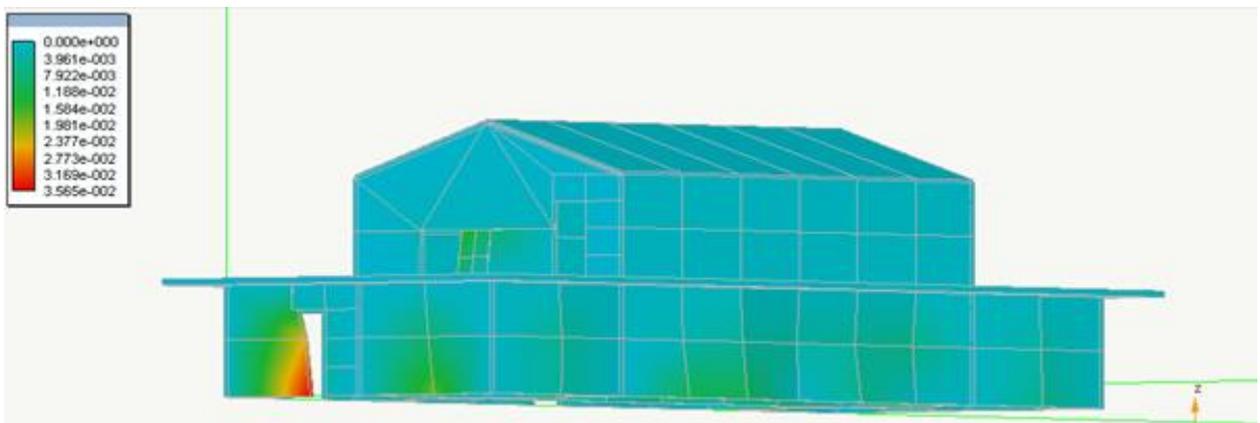


Figura 6.22- Spostamenti massimi SLDy

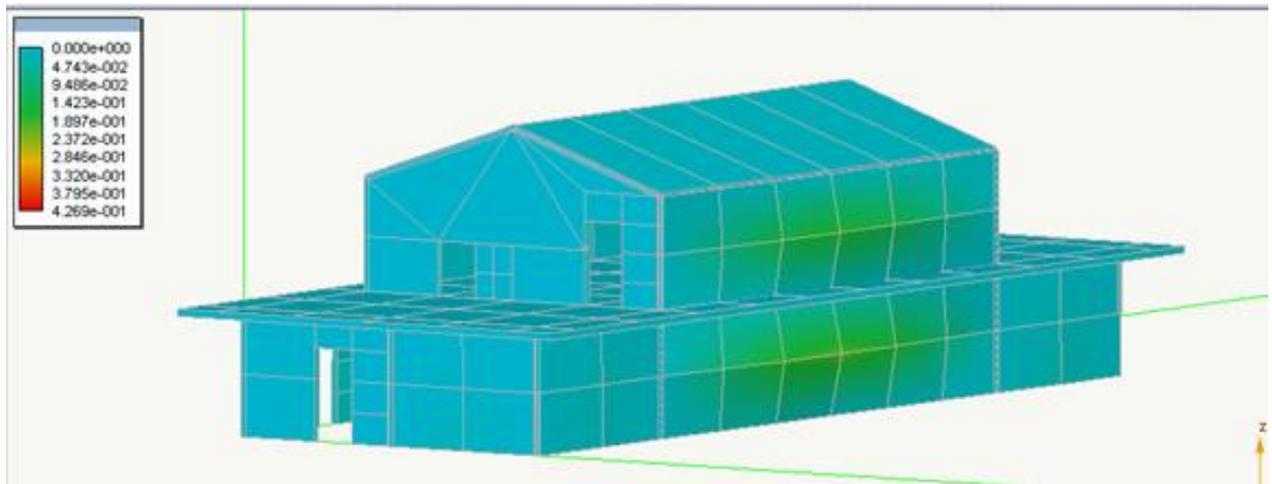


Figura 6.23- Spostamenti massimi SLDx

# Capitolo 7 Conclusioni

Nella prima parte abbiamo visto come l'antisignana della casa singola, la domus presentava aspetti che anticipavano i moderni concetti di bioarchitettura. Aspetti quali la corretta esposizione al sole, il recupero dell'acqua pluviale, la combinazione di materiali naturali e localmente disponibili come il legno e la pietra in combinazione con metodi e materiali innovativi per l'epoca: l'arco a tutto sesto e la calce idraulica. In quest'ultima parte vogliamo tracciare le conclusioni del confronto tra i due metodi costruttivi considerando gli aspetti del consumo energetico primario e l'impatto ambientale concludendo con quelli tecnici del comportamento statico e dinamico.

## 7.1 Valori di energia primaria

CORRIM (Consotium for Research on Renewable Industrial Materials) è un importante istituto di ricerca Americano, il cui scopo è creare una base scientifica di informazione relativa alle performance dei prodotti a base di legno. Mettendo a confronto due edifici con stesse dimensioni e forma, in calcestruzzo armato e legno, facendo riferimento alla sola struttura e alle partizioni, con analisi di tipo LCA (Life Cycle Assesment), che considerano l'intero ciclo di vita dell'edificio e le risorse impiegate durante le varie operazioni di produzione della materia prima, di trasporto e di fasi di cantiere, fino alla realizzazione finale dell'edificio, i valori di energia primaria impiegata (espressa in Joule equivalenti) per la realizzazione di ogni metro quadrato sono:

- Calcestruzzo: 2,5 GJ/mq

Edificio di riferimento con classica struttura in calcestruzzo armato, composta da travi e pilastri, con partizioni orizzontali in laterocemento, e verticali in mattoni forati.

- Legno: 1 GJ/mq

Edificio di riferimento con struttura composta da fondazioni in calcestruzzo, travi e pilastri lignei prefabbricati, e tamponamenti orizzontali e verticali in pannelli prefabbricati lignei.

Naturalmente la differenza a favore di Xlam è notevole. Questa valutazione non tiene conto dei collegamenti in acciaio che rivestono un'importanza non relativa come abbiamo avuto modo di esaminare; in quest'ultimo caso il margine a favore di Xlam risulterebbe più contenuto.

### **7.1.1 Risparmio energetico**

Per quanto riguarda l'uso dell'edificio, alcuni approfondimenti hanno dimostrato che confrontando gli impianti tecnici necessari per il riscaldamento e raffrescamento in un edificio con struttura in legno rispetto ad uno con stesse dimensioni e forma in calcestruzzo, nel primo caso si registra un risparmio del 15-16 % di energia impiegata per garantire il comfort termico interno. Questo grazie alle caratteristiche tipiche di questo materiale naturale, che spesso si sente definire "caldo", perché caratterizzato da una maggiore inerzia termica rispetto al calcestruzzo.

Una ricerca svolta presso il dipartimento di architettura dell'università di Venezia, sulle prestazioni termiche di elementi di involucro realizzati con pannelli multistrato; ha evidenziato come confrontando una parete in legno multistrato è un muro tradizionale in laterizio alveolato, si possa ottenere un valore di trasmittanza di  $0,23 \text{ W/m}^2\text{K}$  contro  $0,58 \text{ W/m}^2\text{K}$  del muro tradizionale, con uno spessore del pannello in legno che è la metà, 26 cm, di quello in laterizio 54 cm.[17]

### **7.1.2 Riduzione delle emissioni di CO2**

Le analisi effettuate tramite il metodo LCA hanno inoltre registrato una sensibile diminuzione della produzione dei gas effetto serra rispetto ad un edificio in calcestruzzo, pari al 20-50% in meno. Il range è molto ampio perché solitamente in questi studi sono considerate diverse variabili, ma in ogni caso possiamo affermare che per costruire un edificio con struttura lignea in media sono immesse nell'atmosfera il 35% in meno di gas effetto serra.

## **7.2 Analisi dinamica e statica**

### **7.2.1 Analisi dinamica**

L'analisi sismica modale ha evidenziato come entrambi le strutture presentano nella maggior parte dei casi periodi propri bassi, con valori compresi tra 0,08 e 0,57 secondi. Cadono nella zona dello spettro caratterizzata dai più alti valori delle amplificazioni dell'accelerazione impressa alla base dal terremoto.

Nella struttura in cemento armato non si evidenziano fenomeni torsionali rilevanti che coinvolgono i pilastri. Gli spostamenti sia in direzione x, y sono contenuti. Lo stesso è stata evidenziato per la struttura scatolare di Xlam.

Naturalmente le forze in campo sono decisamente diverse; la struttura in cemento ha un peso proprio largamente superiore, almeno quattro volte quella di Xlam. Le tensioni a cui sono soggetti gli elementi sono anch'esse di ordine totalmente differente.

Quando la struttura in Xlam è progettata e realizzata in maniera tale da garantire un comportamento scatolare (collegamento parete-parete e parete-solaio, attraverso idonei collegamenti in acciaio il suo comportamento in zona sismica risulta favorevole rispetto a quella di un'abitazione in cemento armato.

### **7.2.2 Analisi statica**

L'analisi statica ha evidenziato come pre-dimensionando la struttura in Xlam come suggerito nella letteratura scientifica dedicata e dagli stessi produttori, si riscontrano dei valori tensionali allo stato limite ultimo decisamente inferiori ai valori massimi di resistenza di progetto. Il comportamento strutturale a piastra lastra permette un miglior ripartizione dei carichi portati su tutta la struttura. La maggior rigidezza in senso longitudinale per lastre rettangolari, ottenibile ponendo le tavole a fibre longitudinali esternamente, enfatizza questo comportamento tipico della lastra/piastra. Questo giustifica appunto i valori tensionali bassi, ottenuti dall'analisi statica della struttura.

La stessa analisi come svolta nel capitolo 6.2 dimostra come il comportamento della lastra in Xlam sia più efficiente nella distribuzione dei carichi e delle sollecitazioni nelle due direzioni x,y, rispetto a quanto avviene per una lastra di uguale spessore in legno massiccio. Quest'ultimo punto è evidenziato anche dalla freccia massima in mezzera, che risulta a parità di carico ridotta nella piastra in Xlam.

Xlam presenta un rapporto tra peso specifico e resistenza particolarmente favorevole rispetto a quanto avviene per il cemento armato. In questo senso il peso proprio è trascurabile rispetto alle azioni agenti sulla struttura. Come in tutte le strutture snelle la verifica di stabilità e degli effetti del secondo ordine risultano determinanti rispetto a quelle statiche.

## **7.3 Valutazioni conclusive**

Come si è fatto cenno nell'introduzione si è voluto valutare Xlam in termini di efficacia efficienza ed economicità. Efficacia ovvero capacità della tecnologia di produrre gli effetti desiderati in termini strutturali ed estetici. La valutazione può ritenersi positiva anche se durante lo svolgimento della tesi si sono evidenziati alcuni limiti come indubbi vantaggi in alcuni contesti costruttivi.

### **7.3.1 Involucro esterno e divisioni architettoniche**

Le strutture di cemento armato pur determinando dei limiti planimetrici e morfologici dovuti alla presenza di travi e pilastri, offre un indubbia flessibilità in termini architettonici. La possibilità di disgiungere la struttura portante dall'involucro esterno e dalle partizioni interne permette una certa libertà di modificare le parti non portanti. Xlam d'altro canto con il suo sistema scatolare di pareti portanti permette una sicura personalizzazione dell'involucro

edilizio, ma non consente modifiche successive quando le pareti interne ed esterne svolgono ruoli strutturali.

### **7.3.2 Vantaggi di una struttura leggera**

Il vantaggio di una costruzione più leggera presenta diversi aspetti. Tra le tante analisi che si possono fare, indico qui sotto alcune come evidenziate in precedenza nella tesi.

a) La realizzazione di una opera che nel complesso è più leggera consente di non alterare l'equilibrio del sistema evitando quindi l'insorgere di fenomeni di instabilità se l'opera sorge su un pendio.

b) Il carico che arriva in fondazione è minore (almeno per quanto riguarda il peso proprio), è possibile progettare delle opere di fondazione più modeste che impegnano meno il terreno sottostante.

c) Le azioni che interessano la struttura in caso di sisma sono decisamente minori rispetto a quanto avviene per la struttura in calcestruzzo armato. È importante sottolineare che la presenza di una massa inerziale minore non è sempre un vantaggio come dimostrato da quanto avvenuto in Giappone durante lo tsunami e avviene negli stati uniti in caso di uragani.

### **7.3.3 Efficienza ed economicità**

L'efficienza della tecnologia Xlam deriva dalla possibilità di utilizzare un materiale localmente disponibile facilmente trasformabile con metodi industriali, con impegno energetico relativo. L'assemblaggio della struttura pur richiedendo cura e perizia può essere eseguito in modo relativamente semplice e veloce. L'economicità si ha nella riduzione dei tempi di cantiere e della produzione di rifiuti, considerando che la maggior parte dei prodotti per edilizia in legno ad oggi disponibili sono prefabbricati, la produzione di rifiuti durante la fase di cantiere è ridotta al minimo, come sono ridotti al minimo i tempi di cantiere, soprattutto se paragonati a quelli relativi alle opere in calcestruzzo armato che necessitano di tempi di maturazione del materiale che allungano di molto ogni fase costruttiva.

Inoltre si registra una forte diminuzione dei rifiuti prodotti durante la fase di smaltimento o demolizione dell'edificio, che può raggiungere valori pari al 100% se previste operazioni di riciclo di tutti gli elementi di legno, che possono essere interamente recuperati. Lo stesso vale per i giunti in acciaio che possono essere riciclati.

Anche il calcestruzzo può essere riciclato tramite un complesso processo di separazione dell'inerte dall'acciaio. Una volta recuperato, l'inerte viene frantumato e riutilizzato per la produzione di prodotti di qualità inferiore come massetti o asfalto, non per elementi strutturali.

Nel caso in cui non siano previste operazioni di recupero, in entrambi i casi il materiale di scarto verrà smaltito in discarica; va considerato che il legno è biodegradabile al 100%, anche se in edilizia solitamente si usa materiale trattato che richiede tempi di degrado più lunghi rispetto al legno naturale; il calcestruzzo armato invece non è biodegradabile. D'altro canto il calcestruzzo è un elemento lapideo biocompatibile anche se non bio/degradabile, incorrerà a degradazione come avviene visibilmente per le costruzioni per fenomeni fisici e chimici, con un lasso temporale dipendente da quanto questi fenomeni siano aggressivi.

La valutazione dello scrivente è che Xlam può considerarsi una valida alternativa ai materiali tradizionali soprattutto in quelle aree dove la leggerezza della struttura costituisca un valore aggiunto: come le zone sismiche del territorio nazionale o quelle aree interessate da dissesto geologico.

#### **7.4 Aspetti che meriterebbero ulteriore approfondimento**

Durante la composizione di questa tesi non è stato possibile sviluppare diversi argomenti che meriterebbero un ulteriore approfondimento, qui di seguito ne voglio indicare alcuni.

Il comportamento a piastra lastra di Xlam meriterebbe un approfondimento teorico e sperimentale per verificare quanto evidenziato dal calcolo numerico in questa tesi.

Il comportamento sismico della struttura dovrebbe essere approfondito con idonee prove sperimentali in cui fosse testata la struttura nella sua completezza: pannelli e giunzioni in acciaio.

Le valutazioni sul consumo energetico primario e i consumi energetici dovrebbero essere verificati con idonee prove quantitative appositamente definite per Xlam.

L'aspetto flessibilità architettonica come evidenziata nel punto 7.3.1 dovrebbe essere verificato con un opportuno approccio multidisciplinare tra ingegneria e architettura.

Bibliografia

- [1] La casa degli Italiani? E' sempre un focolare. Articolo del corriere della sera del 21 Aprile 2009
- [2] [http://www.unich.it/fusero/pdf/tipologie\\_edilizie.pdf](http://www.unich.it/fusero/pdf/tipologie_edilizie.pdf)
- [3] AA.VV. Società e storia, Bruno Mondatori,1994
- [4] G. A. MANSUELLI Enciclopedia dell'arte antica, Treccani,1966
- [5] E. CERCHIARI, P. DE VECCHI, Arte nel Tempo, Bompiani, 1992
- [6] D.M. 14/01/2008, "Norme Tecniche per le Costruzioni"
- [7] Immagine tratta da [www.greatbuilding.com](http://www.greatbuilding.com)
- [8] Tratto dal sito [www.carlosantulli.net](http://www.carlosantulli.net)
- [9] Tratto dalle dispense materiali strutturali UNIBS  
(<http://dicata.ing.unibs.it/metelli/Elementi%20strutturali%20in%20c.a.%20e%20c.a.p/lezione-05.pdf>)
- [10] M. PIAZZA, R. TOMASI, R. MODENA, "Strutture in legno", Hoepli editore,2005
- [11] A. BERNASCONI, Il calcolo dell'XLAM, promo\_legno
- [12] Linee guida sugli edifici in legno di supporto alle associazioni sportive. Gruppo di lavoro Regione Toscana, Facoltà di ingegneria Firenze, CNR-Ivalsa, CONI regione toscana, Arsia Regione Toscana
- [13] Immagine tratta dal sito top house .it
- [14] Immagine tratta dal sito Soluzioni Legno srl
- [15] Manuale Teorico Nòlian 8, Softing srl, 1999
- [16] G. SCHICKHOFER, A. BERNASCONI, G. TRAETTA, "Costruzione di edifici in legno",  
promo\_legno
- [17] S.DENALE, F.PERON,P.ROMAGNONI Prestazioni termiche di elementi di involucro realizzati in pannello di legno multistrato, Università IUAV di Venezia

## Bibliografia