

**ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA**

---

**FACOLTA' DI INGEGNERIA**

**CORSO DI LAUREA SPECIALISTICA EUROPEA IN INGEGNERIA  
EDILE/ARCHITETTURA**

**TESI DI LAUREA**

in  
Architettura Tecnica II

**Ottimizzazione della tecnologia costruttiva in Xlam  
nell'ambito del *Social Housing***

**applicazione ad un caso concreto nel quartiere Pilastro (BO)**

**CANDIDATO**  
Tomas Maestri  
matr. 0000246104

**RELATORE**  
Ing. Giovanni Mochi

**CORRELATORE**  
Arch. Annarita Ferrante

Anno Accademico 2011/12

Sessione II

*ai miei genitori  
a mia sorella*

*“The architect should strive continually to simplify; the ensemble of the rooms should then be carefully considered that comfort and utility may go hand in hand with beauty.”*

*(Frank Lloyd Wright)*

## Indice

<b>Introduzione .....</b>	<b>5</b>
<b>1_ Le tipologie costruttive del <i>Social Housing</i> .....</b>	<b>9</b>
1.1_ Cos'è il <i>Social Housing</i> .....	9
1.2_ Breve storia del <i>Social Housing</i> .....	9
1.3_ Caratteri tipologici e tecnologici degli edifici del <i>Social Housing</i> .....	15
1.3.1_ Strutture portanti in muratura .....	16
1.3.2_ Orizzontamenti .....	20
1.3.3_ Le scale.....	23
<b>2_ Analisi dei pannelli in legno lamellare Xlam.....</b>	<b>25</b>
2.1_ Introduzione .....	25
2.1.1 Organizzazione strutturale degli edifici in legno attuali.....	26
2.1.2 Le carenze della struttura a telaio .....	27
2.1.3 L'elemento piano come elemento strutturale .....	27
2.2_ L'Innovazione dell' XLAM nel settore edile .....	28
2.2.1_ Analisi del materiale.....	28
2.2.2_ La produzione dei pannelli XLAM .....	29
2.2.3_ Dimensioni dei pannelli in XLAM.....	30
2.2.4_ Aspetto dei pannelli XLAM .....	31
2.3_ Le caratteristiche fisiche .....	31
2.3.1_ Stabilità dimensionale .....	32
2.4_ Analisi delle caratteristiche strutturali .....	33
2.4.1_ Comportamento a flessione .....	33
2.4.2_ Comportamento a piastra.....	34
2.4.3_ Comportamento a lastra.....	35
2.4.4_ L'elemento strutturale in XLAM.....	36
2.5_ Certificazione qualitativa.....	37
2.5.1_ Principio .....	37
2.6_ Campi di applicazione dell'XLAM .....	37
2.6.1_ Classi di servizio .....	37

2.6.2_ Solette di legno massiccio in XLAM .....	38
2.6.3_ Pareti in XLAM.....	40
2.6.4_ Le Travi-Pareti in XLAM.....	41
2.6.5_ La struttura spaziale dell’edificio in XLAM .....	42
2.6.6_ Il progetto della struttura in XLAM .....	42
2.6.7_ La struttura tridimensionale.....	45
2.7_ Comportamento al fuoco dei pannelli XLAM.....	46
2.7.1_ Resistenza e reazione al fuoco.....	48
2.7.2_ Comportamento al fuoco degli edifici in XLAM .....	48
2.8_ Comportamento sismico delle strutture in XLAM .....	52
2.8.1_ Precauzioni tecniche nel montaggio della struttura in XLAM .....	52
2.8.2_ Criteri di progettazione degli edifici XLAM in zona sismica .....	54
2.9_ L’isolamento dei pannelli in XLAM.....	59
2.9.1_ Isolamento contro il freddo .....	60
2.9.2_ Isolamento contro il caldo .....	61
2.9.3_ Edifici a fabbisogno “QUASI ZERO” .....	63
2.9.4_ Isolamento acustico .....	65
<b>3_ Xlam e Social Housing .....</b>	<b>67</b>
3.1_ Vantaggi prestazionali dei prodotti a base legnosa.....	67
3.2_ Applicazioni nell’ambito dell’edilizia sociale in Europa .....	68
3.3_ Gli indicatori delle performance e d’uso del sistema Xlam applicato all’edilizia sociale .....	70
3.4_ Analisi delle costruzioni di edilizia sociale in Xlam nel contesto europeo .....	72
3.4.1_ Complesso Murray Grove a Londra .....	72
3.4.2_ Complesso e_3 a Berlino.....	76
3.4.3_ Casa Montarina a Lugano.....	78
3.5_ Analisi delle costruzioni di edilizia sociale in Xlam nel contesto italiano .....	80
3.5.1_ Complesso CASE S.p.a. a Firenze .....	81
3.5.2_ <i>Social Main Street</i> (SMS) a Milano.....	86
3.5.3_ Edificio COGFRIN (casa campione) a Bologna.....	90
<b>4_ Elaborazione del progetto.....</b>	<b>94</b>

4.1_Introduzione .....	94
4.2_Riassunto dei casi analizzati .....	96
4.3_Definizione del modulo abitativo .....	97
4.3_Analisi di complessi abitativi collettivi realizzati per sovrapposizione di singoli moduli abitativi .....	99
4.4_Studio delle possibilità compositive dei moduli .....	105
4.5_Progettazione dettagliata dei moduli abitativi .....	107
4.6_Studio della circolazione orizzontale e verticale .....	110
4.6.1_Studio della circolazione orizzontale .....	110
4.6.2_Studio della circolazione verticale .....	112
<b>5_Dimensionamento degli elementi strutturali.....</b>	<b>114</b>
5.1_Calcolo della soletta (pavimentazione).....	115
5.2_Analisi dei carichi .....	115
5.3_Determinazione delle proprietà meccaniche del pannello in Xlam.....	116
5.4_Determinazione delle caratteristiche della sollecitazione.....	118
5.5_Verifiche agli stati limite ultimi.....	122
5.6_Verifica agli Stati Limite d'Esercizio .....	123
5.7_Dimensionamento dei pannelli del modulo al 7° piano.....	124
5.8_Dimensionamento dei pannelli del modulo al 6° piano.....	127
5.9_Dimensionamento dei pannelli del modulo al 5° piano.....	130
5.10_Dimensionamento dei pannelli del modulo al 4° piano .....	134
5.11_Dimensionamento dei pannelli del modulo al 3° piano .....	137
5.12_Dimensionamento dei pannelli del modulo al 2° piano .....	141
5.13_Dimensionamento dei pannelli del modulo al 1° piano .....	144
5.14_Determinazione delle proprietà meccaniche del pannello in Xlam usato come copertura .....	147
5.14.1 Verifica della pressione trasversale al piano del pannello .....	147
5.14.2_Verifica dell' elemento di parete.....	149
5.14.3_Verifica a taglio nel piano della lastra.....	150
5.14.4_Analisi delle deformazioni nel piano della lastra.....	156
5.14.5_Verifica a stabilità degli elementi di parete.....	160
5.14.6_Verifica di pareti con aperture e pareti con funzione di trave.....	163

5.15_Verifica dell'edificio nei confronti delle azioni sismiche .....	166
5.15.1_Progetto del collegamento con la piastra di fondazione .....	167
5.15.2_Progettazione degli elementi di ancoraggio al sollevamento .....	173
5.15.3_Progettazione degli elementi di ancoraggio allo scorrimento .....	175
5.15.4_Progettazione degli elementi di collegamento dei pannelli verticali di parete .....	177
5.15.5_Calcolo delle connessioni tra i moduli abitativi .....	184
5.16_Progetto delle piastre di fondazione .....	185
5.16.1_Verifica delle tensioni nel terreno .....	187
5.16.2_Determinazione delle sollecitazioni di calcolo .....	187
5.16.3_Determinazione e verifica delle armature longitudinali .....	188
5.16.4_Determinazione e verifica dell'armatura trasversale .....	191
<b>6_Applicazione al sito di progetto .....</b>	<b>196</b>
6.1_Caratteristiche del sito .....	197
6.2_Piante di progetto .....	199
6.2.1_Pianta del piano tipo A .....	199
6.2.2_Pianta del piano tipo B .....	199
6.2.4_Pianta del piano Interrato .....	203
6.3_Prospetti del progetto .....	205
6.3.1_Prospetto Lato Nord .....	205
6.3.2_Prospetto Lato Sud .....	206
6.3.3_Rivestimenti e cromie .....	207
6.4_Fasi di costruzione .....	208
6.5_Manutenzioni e Sostituzioni future .....	211
<b>7_Conclusioni .....</b>	<b>215</b>
<b>Bibliografia .....</b>	<b>217</b>
<b>Sitografia .....</b>	<b>218</b>
<b>Appendice_A .....</b>	<b>220</b>
<b>Appendice_B .....</b>	<b>221</b>
<b>Appendice_C .....</b>	<b>222</b>
<b>Elaborati di progetto .....</b>	<b>222</b>
<b>Ringraziamenti .....</b>	<b>225</b>

## Introduzione

Questa tesi di laurea ha come scopo quello di ottimizzare le prestazioni della tecnologia costruttiva a pannelli portanti in legno applicata agli edifici di edilizia pubblica convenzionata o sovvenzionata.

Nella prima parte, dopo aver analizzato le caratteristiche progettuali degli edifici improntati al *Social Housing* (o edilizia sociale), verranno analizzati alcuni progetti (già realizzati oppure in corso d'opera), in cui sono stati utilizzati pannelli in legno Xlam per realizzare edifici collettivi a basso costo.

In particolare verrà evidenziato come la tecnologia sia stata utilizzata per realizzare elementi abitativi sì funzionali e ben organizzati, ma comunque aventi carattere monolitico, ovvero utilizzando modalità compositive analoghe a quelle di edifici in con pareti in muratura portante.

Prefissandosi quindi l'obiettivo di elaborare nuove soluzioni progettuali, più adatte alle caratteristiche peculiari dell'Xlam, verrà elaborato un progetto che preveda di realizzare edifici tramite la sovrapposizione di elementi modulari di modeste dimensioni (da 1 o 2 stanze), sovrapposti e connessi tramite opportune tecnologie che verranno studiate nel corso della tesi.

Come sito di progettazione è stato scelto una porzione di un complesso abitativo a corte da realizzarsi nel quartiere Pilastro a Bologna, integrando il progetto di laurea di una precedente tesi.

Il progetto prevede una elevata densità abitativa (circa  $8 \div 10$  alloggi a piano) per un'altezza complessiva di 8 piani; la sfida progettuale sarà quindi quella di coniugare la dinamicità compositiva data dalla quasi libera sovrapposizione di "piccole scatole" realizzate in X-lam, con la necessità di garantire la sicurezza strutturale nel caso di azioni orizzontali di entità elevata, come quelle sismiche, nella verifica a stabilità del progetto.

Preliminarmente alla progettazione, è stato però necessario fare un'accurata consultazione della letteratura tecnica relativa al legno X-lam come materiale da costruzione, rilevando le caratteristiche fisiche e meccaniche del materiale, le possibilità di collegamento e le combinazioni strutturali.

Terminata la fase di analisi delle caratteristiche del materiale, è stata avviata la fase

progettuale partendo dal dimensionamento preliminare degli alloggi, considerando metrature che vanno da circa  $36 \text{ m}^2$  (per un solo inquilino) fino a circa  $90 \text{ m}^2$  (per famiglie di 4÷5 persone).

Una volta eseguito il dimensionamento, sono stati realizzati alcuni tentativi progettuali basati sull'organizzazione scatolare dei moduli abitativi, studiandone pregi e negatività, passando da sistema a lastre precomprese ad altri con meccanismi a nodi-incastro.

Dal confronto sulle possibilità compositive e di montaggio ipotizzato, è emerso che la tecnologia migliore da utilizzare fosse quella basata su moduli abitativi scatolare allungati, delle dimensioni di circa  $8 \cdot 4 \cdot 3$  metri, accostati e sovrapposti per realizzare più piani.

Per avvicinarsi alla fattibilità esecutiva del progetto è stato poi necessario cercare ed analizzare in modo approfondito, dal punto di vista tecnologico, altre costruzioni che hanno già utilizzato elementi modulari sovrapposti per creare appartamenti.

In particolare, partendo dallo studio di casi celeberrimi, come le *Immeuble Villas* di Le Corbusier, si è approdati all'analisi di edifici meno noti, come quelli dell'architettura metabolica giapponese o quelle dell'architetto Luis de Garrido in Spagna, che ha realizzato e progettato villette bifamiliari riciclando appunto vecchi container.

Da queste premesse, sono stati quindi ipotizzati dei veri e propri container in Xlam, realizzati utilizzando pareti il più possibile compatte lungo le 4 superfici laterali, e superfici vetrate lungo la facciata anteriore e posteriore.

I vari blocchi, con comportamento evidentemente tubolare, sono stati poi sovrapposti in vari modi e sono state analizzate le migliori possibilità compositive.

In particolare è stata preferita la disposizione trasversale nei piani ad uso residenziali, con posizionamento sfalsato rispetto ai blocchi dei piani superiori ed inferiori, mentre nei piani destinati ad uso commerciale-uffici, i moduli sono stati posizionati in disposizione longitudinale.

Questo permette di aumentare la rigidità complessiva del sistema alle azione orizzontali, come quelle sismiche, e nel contempo una più libera organizzazione degli spazi, anche per modifiche future.

Una volta giunti ad una disposizione semi-definitiva dei moduli, si è passati allo studio della circolazione orizzontale (lungo i ballatoi di piano) e verticale (vani scala ed ascensori),

cercando di coniugare la prefabbricazione degli elementi con la necessità di rendere il più solida possibile la struttura complessiva.

Il medesimo problema è stato affrontato nella progettazione degli impianti, in particolare quelli di adduzione e smaltimento delle acque, cercando sempre di approdare ad una soluzione tecnologica semplice e rapida da installare in loco, ma comunque adeguata a garantire i flussi per un complesso abitativo di notevole dimensioni.

Conclusasi la fase di analisi tecnologica dei sistemi collettivi, è stata avviata la progettazione più dettagliata dei moduli abitativi, definendone organizzazione interna, possibilità di standardizzazione e possibili composizione degli alloggi lungo l'area di progetto.

In seguito è stato analizzato il comportamento strutturale delle pareti in Xlam dei moduli abitativi, analizzandone sia il comportamento a compressione per carichi verticali sia quello a taglio per azioni orizzontali.

Quest'ultimo comportamento si è rivelato particolarmente problematico. Costruire infatti edifici di 8 piani tramite la sovrapposizione di elementi indipendenti, ha reso necessario prevedere dei collegamenti alla base ad elevata deformabilità (utilizzo di sistemi basati su isolatori sismici) date le elevatissime sollecitazioni taglianti presenti in caso di sisma.

L'elevatissimo costo degli isolatori ha poi rischiato di inficiare l'obiettivo di adattare questa tecnologia ad edifici di edilizia economica popolare, rendendo necessari ulteriori studi e verifiche per ottimizzare costi e benefici.

Una volta definiti i particolari costruttivi di collegamenti, impianti e materiali, è stato possibile procedere con la realizzazione dei prospetti definitivi, con un occhio di riguardo anche per gli aspetti prettamente architettonici ed estetici.

Infine sono stati fatti ulteriori studi sull'organizzazione del cantiere e dei trasporti.

Operando infatti con elementi prefabbricati di elevate dimensioni, è stato necessario calcolare con attenzione pesi e dimensionamenti degli elementi, così da non eccedere nei limiti di carico speciale indicati dal codice della strada. Non è poi stata dimenticata anche l'evoluzione futura della struttura negli anni, considerando la possibilità di sostituire i moduli abitativi con altri di maggiore o minore dimensione in corrispondenza con l'evoluzione del nucleo familiare.

Ovviamente quello che qui è stato riassunto come un processo di progettazione semplice e

lineare, è stato in realtà frutto di travagliati e continui ripensamenti e capovolgimenti progettuali, considerando inoltre la possibilità che eventuali aspetti non considerati in questa tesi possano inficiare o quantomeno rendere più difficoltosa la reale fattibilità del progetto, aprendo lo spazio ad ulteriori e più approfondite indagini future.

# 1\_Le tipologie costruttive del *Social Housing*

## 1.1\_ Cos'è il *Social Housing*

Con il termine *Social Housing*, o, per usare una definizione italiana “edilizia sociale”, si intende l’insieme di regole, apporti progettuali e realizzazioni esecutive indirizzate a fornire un’abitazione dignitosa anche a tutte le fasce sociali che faticano a permetterselo.

Se questo progetto si è concretizzato negli anni '50 e '60 del XX secolo in enormi palazzoni in cemento armato privi di identità, oggi il concetto di casa “popolare” si è evoluto portando alla nuova e più corretta definizione di edilizia convenzionata ed agevolata, ovvero un nuovo progetto volto naturalmente a fornire abitazioni ai ceti più poveri, ma indirizzato anche a permettere la costruzione di edifici ad alte prestazioni energetiche anche ai ceti medi, che altrimenti avrebbero dovuto rivolgersi al mercato immobiliare ricorrendo a soluzioni abitative meno performanti.

Questo ha portato al cambiamento anche della definizione della proprietà degli edifici. Sono infatti pochi gli edifici *social* realizzati oggi di proprietà della collettività (ovvero dei Comuni), mentre sono invece sempre più gli alloggi realizzati e di proprietà dei futuri utenti, ma che vengono realizzati ricorrendo spesso a finanziamenti garantiti dalla collettività e frequentemente realizzati con sistemi di autocostruzione.

In questo capitolo si farà quindi una breve analisi delle fasi del *Social Housing* nella storia, studiandone anche le caratteristiche tecniche e tipologiche, per poi approdare a quelle che sono le realizzazioni più moderne, cogliendone spunti per la realizzazione di nuove e future modalità costruttive che verranno meglio approfondite nei capitoli successivi.

## 1.2\_ Breve storia del *Social Housing*

Il *Social Housing*, nella sua concretizzazione più invasiva, ovvero la pianificazione e realizzazione di grandi complessi abitativi per la collettività, è figlio della Rivoluzione Industriale. La nascita delle fabbriche ed il loro progressivo espandersi nelle città determinò una nuova forma di urbanizzazione del territorio. Le campagne andavano infatti sempre più

spopolandosi a favore dei centri urbani in prossimità di fonti d'acqua, risorse energetiche e materie prime per le lavorazioni industriali.

Questo portò ad un profondo cambiamento dei costumi, dei rapporti di classe, della cultura, della politica e delle condizioni generali di vita, che coinvolge direttamente oppure indirettamente l'intera umanità.

Osservando invece il fenomeno da un punto di vista tecnologico, si osserva che la Rivoluzione Industriale ha portato ad un cambiamento dei procedimenti costruttivi dell'edilizia, ma soprattutto è stata alterata quello che Leonardo Benevolo definisce "la domanda dei beni architettonici, aumentando a dismisura l'entità della produzione, l'estensione dei problemi edilizi ed urbanistici ed, infine, la velocità delle trasformazioni imposte al paesaggio urbano e rurale".

I nuovi complessi urbani tenderanno ad ospitare solo gli appartenenti alla società industriale, cioè la classe borghese arrivata al potere, mentre i ceti sociali inferiori saranno localizzati in una imprecisata periferia costituendo quella che viene definito proletariato urbano.

Si ebbero quindi immense folle di contadini che affluirono nei centri urbani rompendo quell'equilibrio urbanistico a struttura medievale e rinascimentale che fino a quel momento aveva caratterizzato i centri europei. Queste masse di immigrati inizialmente si addensarono negli edifici esistenti nelle vecchie città, successivamente cominciarono a costruire le prime abitazioni, anche prive di servizi igienici e di aperture per la luce e l'aria, infine cominciarono a nascere i primi quartieri che circondarono i nuclei antichi delle città.

In Italia, nel periodo che andò dall'unità nazionale al Fascismo, l'economia passò rapidamente dalla fase preindustriale a quella di industrializzazione ormai avviata, portando alla realizzazione di grandi infrastrutture per il collegamento e l'organizzazione del territorio.



Fig. 1.1 Costruzione di un quartiere operaio in Via Solaro-Milano, 1909

Questo portò ad una espansione e specializzazione del settore delle costruzioni. Gli ingegneri si aprirono a competenze più ampie e l'architettura creò dibattiti, solo la speculazione edilizia ritardò di alcuni decenni l'avvio della politica dell'abitazione.

Come conseguenza si arrivò alla richiesta di una complessa serie di competenze tecniche: la pubblicistica tecnica mise a disposizione un'ampia gamma di manuali, trattati arricchiti da tavole ed illustrazioni, relativi ai vari settori, soprattutto per quello che riguarda la messa in opera di impianti e nuovi materiali (laterizi speciali, solai in ferro e laterizi, cemento armato). Si cominciò anche a studiare l'importanza dell'igiene ambientale e le tecniche per lo smaltimento delle acque reflue.

Nel periodo successivo all'unità nazionale si costruirono e potenziarono acquedotti e fognature ma il problema igienico doveva ancora essere affrontato per le abitazioni. Solo successivamente si procedette infatti con il risanamento dei centri storici e delle aree d'espansione, per arrivare poi alla creazione di quartieri speciali per l'edilizia popolare. Questo orientamento portò però all'instaurarsi di un forte isolamento nei riguardi dei quartieri popolari, case operaie ed aree industriali, le quali, per ragioni d'economia e maggiore vicinanza alle infrastrutture, vennero realizzate verso la periferia.

Successivamente, anche grazie alla spinta della legge Luzzatti (1903) la casa popolare si configurò non più come casa operaia, ma anche come abitazione di altri lavoratori: dipendenti pubblici, impiegati e piccoli commercianti. Con la legge Luzzatti iniziò la costruzione di case popolari con tipologie edilizie che spesso forzarono le tradizioni tipologiche locali. Si assistette infatti ad un profondo dibattito sulle tipologie abitative più adatte a rispondere alle esigenze sia degli utenti che della collettività, portando alla nascita di due principali correnti di pensiero, quella a favore della casa unifamiliare e quella che preferiva le grandi case da pigione per gli operai.

In Italia la casa unifamiliare trovò i suoi sostenitori nell'ala socialista, la quale vedeva dei motivi etici e sanitari nella bassa densità dei sobborghi (giardino come mezzo per ridurre il costo dei suoli).

Dall'altra parte troviamo invece i sostenitori di edifici multipiano di tipo medio (4-5 piani), adducendo la necessità di realizzare nelle città grandi case da pigione non solo per gli operai, ma anche per altri ceti sociali. In entrambi i casi, ci si basava comunque su tipologie e tecnologie tradizionali e consolidate, non essendoci motivi per sperimentare tipi edilizi e

tecniche più innovative e di costo superiore.

Nelle città dell'Italia centro-settentrionale, dove l'industrializzazione si stava affermando maggiormente, la muratura in pietrame venne completamente soppiantata da quella in laterizio per gli edifici più alti, raggiungendo i 4-5 piani.

All'inizio del Novecento la casa popolare divenne una tipologia edilizia a sé stante, ben definita e non più legata agli impianti industriali ed al mondo contadino. Per ridurre i costi costruttivi si adottarono parziali innovazioni: si procedette alla sistematizzazione dell'uso del ferro e di nuovi tipi di laterizi cavi da solaio, estrusi e cotti omogeneamente con fornaci tipo Hoffmann, mentre cominciavano a fare la loro comparsa le prime applicazioni del conglomerato cementizio armato.

A Torino le industrie Antonelli ottimizzarono la muratura in laterizio mediante tiranti in ferro, risultando valide anche per l'edilizia popolare. Fino agli anni '20 le IACP torinesi utilizzarono strutture in muratura portante (fino a 5 piani) con solai voltati in laterizio di piccolo spessore. Al di sopra del piano terra tali volte diventarono estremamente ribassate, scaricando la spinta orizzontale su putrelle di ferro che cingono completamente le cellule murarie, anticipando così le cordolature di piano in cemento armato, e consentendo di sostituire il setto di spina con una successione di pilastri in muratura, che permettono una discreta flessibilità distributiva e l'alloggiamento in nicchie di lavelli e bagni.

Analizzando la tipologia edilizia, si osserva che per contenere i costi vennero scelte tecniche costruttive realizzabili da maestranze non altamente specializzate. Anche le tipologie sono particolarmente semplici: la pianta è infatti generalmente rettangolare ed allungata, allineata alla strada ed organizzata secondo setti portanti paralleli: pareti perimetrali e muro di spina centrale con setti trasversali, avendo così una scatola muraria che si chiude articolandosi secondo moduli planimetrici base da comporre.

La pianta è organizzata secondo due file parallele di vani rettangolari, mentre il vano scala è ubicato all'interno di uno o di due moduli vano. Gli alloggi, inseriti all'interno della maglia, sono caratterizzati dal passaggio diretto all'interno dei singoli vani.

Nelle città dell'Italia settentrionale si diffonde un'altra tipologia edilizia, il tipo a ballatoio: la tipologia muraria è la medesima, e la variante è costituita dal numero dei vani scala grazie alla distribuzione esterna. La struttura verticale portante, è realizzata con sezioni di dimensioni elevate sia per motivi di origine statica che per migliorare l'isolamento termico a

causa dell'assenza di impianti di riscaldamento. Le aperture realizzate all'interno dei setti murari sono solitamente strette per evitare l'indebolimento della capacità portante. Le murature perimetrali sono quindi sostanzialmente dei setti lunghi e stretti collegati tra loro con travi posizionate in corrispondenza degli architravi e dei davanzali delle finestre. Osservando gli edifici di dimensioni minori, si osserva che sono costituiti da moduli scatolari che definiscono blocchi simmetrici con uno sviluppo prevalentemente longitudinale caratterizzato da corpi aggettanti laterali: in questo modo si cerca di rimediare alla monotonia dei prospetti evidenziando i volumi. Analizzando la disposizione delle pareti perimetrali verticali, si osserva un cambiamento rispetto al sistema precedente. Il setto centrale di spina rimane pressoché continuo, mentre i setti longitudinali vengono scomposti in elementi paralleli ma non allineati. Guardando agli edifici di dimensioni maggiori, i singoli blocchi edilizi vengono aggregati per formare piante ad U oppure ad H che in prospetto presentano, in alcuni casi, altezze differenti. Per quanto riguarda le strutture di copertura, queste sono ancora caratterizzate da struttura portante in legno (allora solo massiccio) mentre stavano facendo la loro comparsa gli aggetti in cemento armato. Era inoltre posta una particolare attenzione nei confronti del basamento.

Come già spiegato, la distribuzione interna degli alloggi si basa soprattutto sull'aggregazione di singoli vani di forma quadrata o rettangolare e quindi, la diversa distribuzione d'uso degli edifici determina poche varianti nella struttura muraria come l'altezza dei vari piani, le dimensioni delle aperture e l'eventuale presenza di un vano col ruolo di cellula singolare posta al centro rispetto ad un asse di simmetria in pianta.

Negli anni '20 del XX secolo, grazie ai progressi del settore delle costruzioni si diffonde la tecnologia costruttiva basata sul cemento armato. Questa però non viene inizialmente analizzata in Italia, ancora reticente ad utilizzare le ossature in conglomerato cementizio in sostituzione alle tecnologie più tradizionali. Successivamente, negli anni del Fascismo, all'architettura viene assegnato il compito di tramandare un'immagine quasi imperiale della nuova Italia, dando il via alla realizzazione di stazioni ferroviarie, uffici postali, case del fascio e case per la gioventù, palazzi di giustizia (tra i quali si ricorda quello realizzato a Milano da Marcello Piacentini, capostipite dello stile littorio) ed i quartieri di edilizia economico-popolare. Dalla metà degli anni '30, ci si trova davanti ad un graduale degrado della qualità dei contenuti e della ricerca sulle tematiche costruttive, in allineamento alle

scelte del regime. Il Fascismo impone infatti la rinuncia alle materie prime la cui produzione risulti scarsa in Italia, a favore di materiali autarchici e di tecniche più povere e semplici, ovvero la villetta unifamiliare in periferia con struttura portante totalmente in muratura. Tra i materiali autarchici sviluppati si ricorda il laterizio ed i materiali ceramici di rivestimento, a svantaggio del cemento armato e del ferro. Limitatamente alle costruzioni in cemento armato, le nuove esigenze autarchiche spingono i progettisti verso l'opportunità di costruire in serie elementi portanti trasportabili ed accoppiabili in cantiere.

Queste travi permettono il risparmio del legno per le casseforme ed un nuovo dimensionamento dei corpi di fabbrica degli edifici.

Parallelamente l'edilizia popolare assume sempre maggiore rilevanza investendo in maniera sempre più evidente il settore delle costruzioni, divenendo un campo sperimentale per le innovazioni tipologiche e tecnologiche. Le superfici abitative degli alloggi diventano progressivamente sempre minori, e, analizzando l'aspetto tipologico, vengono proposte nuove e differenti modalità di aggregazione degli alloggi e riorganizzazione degli ambienti. Si ricorda in particolare l'opera di Giuseppe Samonà "La casa popolare negli anni '30" pubblicata nel 1935, in cui vengono analizzate le caratteristiche dell'edilizia economica e popolare che caratterizza l'Europa in quegli anni, ed in particolare nella Germania di Weimar.

In questo contesto storico, la cultura architettonica italiana è attraversata da molte difficoltà e contraddizioni. In particolare, il Razionalismo viene superato dall'architettura di regime in tema di normative, schemi morfologici e tipologici. Vengono dettate norme di carattere generale per le costruzioni delle case popolari relativamente alle scelte ed organizzazione delle aree, alla disposizione degli edifici, alla conformazione dei quartieri ed ai caratteri dei vari tipi costruttivi. In particolare, le planimetrie degli alloggi ed i vari schemi tipologici vengono progettati con lo scopo di rendere semplice ed economica la costruzione e le opere di finitura. La superficie dell'appartamento viene quindi ridotta al minimo, il numero e l'ampiezza dei vari vani dipendono dal numero dei componenti e dalle varie possibilità finanziarie. Si fa' infatti distinzioni tra gli alloggi popolari, quelli che presentano non più di 3 stanze oltre alla cucina ed agli accessori, e gli alloggi economici, che invece possono avere quattro o cinque stanze.

### 1.3\_ Caratteri tipologici e tecnologici degli edifici del Social Housing

I trattati e manuali tecnici pubblicati in Italia tra il XIX e XX secolo mostrano come le tecniche moderne siano introdotte all'interno delle opere edili con una certa difficoltà e comunque vengono sempre utilizzate al fianco di quelle tradizionali, senza fenomeni di rapida sostituzione, ma seguendo un lento processo di trasformazione che per alcuni decenni ha visto affiancarsi i sistemi tradizionali e moderni.

I motivi di questa reticenza all'innovazione sono sicuramente molteplici: infatti i problemi di sicurezza strutturale che caratterizzano i nuovi materiali e le nuove tecnologie sono affrontati con una certa difficoltà dalla scienza delle costruzioni, inoltre le nuove esperienze costruttive presentano un carattere frammentario sul territorio.

Mentre nell'Ottocento la maggior parte degli edifici residenziali realizzati presenta una struttura di tipo tradizionale, con muri portanti in facciata, muri di controventamento trasversali e di spina ed orizzontamenti lignei o voltati, all'inizio del XX secolo si assiste alla progressiva introduzione di nuovi materiali e tecniche costruttive che affiancano quelle tradizionali.

In un primo momento vengono introdotti gli elementi lapidei artificiali al posto di quelli naturali ed, in parallelo, si procede alla sostituzione di alcuni elementi strutturali, come piattebande, archi, volte e solai in legno, con nuovi sistemi strutturali realizzati prima in ferro e poi in cemento armato.

Inizialmente si adottano solai con putrelle in ferro completati con strutture secondarie in legno o ferro e tavolati lignei; successivamente dai solai misti in ferro e legno, si passa alla realizzazione dei primi orizzontamenti realizzati con struttura portante in ferro mentre il completamento del solaio è realizzato con piccole volte in blocchi naturali oppure artificiali, volterrane, getti di completamento e successivamente tavelloni.

L'evoluzione dei solai prosegue con l'introduzione dei nuovi sistemi strutturali in cemento armato. Comunque la muratura svolge ancora la propria funzione portante, anche se le dimensioni delle sezioni degli elementi strutturali diminuiscono grazie all'eliminazione delle volte che esercitano le spinte sulle membrature. Il successivo progresso degli studi e delle soluzioni tecnologiche ha portato alla nascita delle prime strutture a telaio, che inizialmente sostituiscono solamente il muro di spina, ma in seguito porteranno alla completa sostituzione

della struttura portante in muratura con quella intelaiata in conglomerato cementizio armato.

### 1.3.1 \_Strutture portanti in muratura

Dall'analisi delle strutture portanti degli edifici, si osserva un lento processo di evoluzione che in un momento iniziale vede la sostituzione delle piattabande, degli archi e dei sistemi voltati con solai orizzontali in ferro e successivamente in cemento armato. I muri continuano a mantenere la propria funzione portante anche se le dimensioni della sezione diminuiscono grazie alla eliminazione delle volte che esercitano le spinte sulle membrature. In seguito, la maggiore rigidità dei solai, come quelli di calcestruzzo armato, e la loro monoliticità portano ad un cambiamento anche delle modalità di collegamento tra struttura verticale ed orizzontale ed in corrispondenza degli incroci tra pareti verticali: infatti la possibilità di liberarsi dai vincoli di rigidità imposti nei collegamenti porta alla possibilità di realizzare aperture anche negli spigoli degli edifici. Infine i continui studi effettuati per migliorare la resistenza ed affidabilità del calcestruzzo permettono la completa sostituzione del setto verticale a favore di soluzioni puntiformi che porteranno alla scomparsa della muratura come elemento strutturale resistente ai carichi verticali.

Il problema della protezione delle murature da gradienti termici e da danni dovuti alle infiltrazioni d'acqua viene risolto anche utilizzando murature cave eseguite spesso con mattoni forati che in quegli anni raggiungono elevati standard qualitativi.

Questa soluzione permette dunque un miglioramento delle prestazioni termiche della parete oppure del solaio consentendo anche un risparmio di materiale, ma non implica sicuramente un risparmio dal punto di vista economico, a causa della maggiore difficoltà e precisione richiesta durante la fase di montaggio e per le ammorsature trasversali.

Si deve inoltre considerare il problema delle connessioni tra la parete esterna e quella interna che, se non ben realizzate, possono provocare problemi di instabilità per la muratura: i manuali dell'epoca forniscono comunque una serie di soluzioni con mattoni in chiave disposti a 3 o 4 teste di distanza che collegano in modo alternato le due parti del muro che distano tra loro circa 5-6 cm.

Vengono anche escogitati espedienti tecnici per risolvere il problema del ponte termico: viene in particolare proposta l'immersione dei mattoni in un bagno d'asfalto, la posa in opera con malta di cemento oppure idraulica e l'eliminazione, dopo la posa in opera, dei residui di malta sul fronte esterno che, ripristinando la continuità tra la parete esterna e quella interna, favorirebbero lo scambio termico.

Le tecniche per aumentare la rigidità delle murature cave sono affrontate dai manuali edili anche in relazione allo sviluppo verticale, soprattutto per quanto riguarda i muri ad una sola testa per i quali i problemi di instabilità laterale sono maggiormente sentiti: per migliorare la stabilità viene suggerito di utilizzare ferri piatti (spessi dai 2 ai 4 mm e larghi 30 o 40 mm) collocati per tutta la lunghezza del muro ogni 3 o 4 piani di posa. La camera d'aria che si forma tra le due pareti, spessa circa 10-12 cm, posizionata di solito verso l'interno nei piani fuori terra, e verso l'esterno in quelli sotterranei.

Verso la fine del XIX secolo, a causa dell'introduzione dei materiali e delle tecnologie moderne nel campo dell'edilizia, si assiste all'inizio del declino delle tecniche edilizie in muratura tradizionale che porteranno nel XX secolo ad un deciso ridimensionamento, a causa della competizione che si viene a creare con le tecnologie costruttive basate sul ferro e sul cemento armato. In realtà, come spiegato precedentemente, l'introduzione del ferro nelle costruzioni non confinò del tutto le tecnologie costruttive tradizionali in posizione marginale, che rimangono preponderanti nelle opere tipiche dell'architettura minore. La muratura viene infatti ancora utilizzata per realizzare le strutture portanti, mentre le piattabande e gli archi in mattoni vengono sostituiti da travi in ferro e poi in cemento armato.

Si assiste infatti ad un incremento dell'utilizzo del laterizio, grazie al rinnovamento delle tecnologie di produzione industriale avvenuta grazie all'introduzione dei materiali in ferro e cemento. A metà Ottocento risalgono i primi brevetti per i nastri trasportatori, e grazie all'utilizzo di nuove macchine per compattare, spianare e modellare l'argilla, i tempi di fabbricazione dei laterizi si riducono di dieci volte rispetto al passato.

Nel 1875 fa' la sua apparizione in Inghilterra il processo di estrusione dei laterizi permettendo di produrre con estrema rapidità e precisione laterizi alveolati per le necessità delle tecniche costruttive intelaiate.

Grazie alla elevata industrializzazione della produzione dei laterizi, non è più richiesta la

realizzazione della fornace in cantiere ed inoltre, i nuovi pezzi speciali in latero-cemento, essendo caratterizzati da una standardizzazione della forma e delle dimensioni, consentono un miglioramento dei tempi di posa in opera e l'aumento della produttività in cantiere.

Tutte queste innovazioni portano alla ribalta nel mondo della cultura edilizia del periodo permettendo la capillare ed estrema diffusione del materiale.

Un'altra tecnica costruttiva che emerge è quella dei muri a getto costituiti completamente in calcestruzzo, realizzati mediante stampi speciali. Questi muri sono particolarmente economici e quindi adatti per le case operaie e popolari. Tra i sistemi di realizzazione più noti si ricordano i sistemi Greve, Kossel e Non Plus, che grazie a particolari casseforme in legno o in metallo prefabbricate e facilmente smontabili, permettono di realizzare murature di getto grazie all'uso di cemento e scorie.

Questi blocchi, di forma prevalentemente parallelepipedica, sono realizzati in conglomerato cementizio che viene gettato oppure compresso all'interno di speciali forme o brocchiere. Questi conci, che possono essere pieni o cavi, si usano prevalentemente nei casi in cui i mattoni presentino costi di trasporto molto elevati. Un altro vantaggio è dovuto alle modalità di posa in opera, in cui le operazioni sono molto velocizzate grazie all'impiego di blocchetti speciali coperti da brevetti americani e tedeschi. Inoltre queste pietre possono essere pulite e lucidate come i marmi. Questi muri permettono inoltre di realizzare edifici i cui ambienti interni sono isolati dal caldo in estate e dal freddo in inverno, poiché gli spazi vuoti si comportano come intercapedini isolanti contro le variazioni di temperatura.

Sono tuttavia presenti anche alcuni svantaggi, dovuti prevalentemente all'umidità che tende a condensarsi all'interno delle pareti. I blocchi, dalle dimensioni comprese tra i 10 e 30 cm di spessore per il doppio dell'altezza e tra i 40 e 60 cm di lunghezza, sono spesso conformati in maniera tale da incastrarsi l'uno all'altro mediante le superfici di giunto. I blocchi più utilizzati sono quelli cavi in quanto, ad opportuni intervalli, è possibile inserire dei tondini di ferro e gettarvi cemento bentonitico per creare veri e propri pilastri all'interno della muratura così da garantire un migliore comportamento statico dell'intera struttura. Pieni o cavi, i blocchi sono utilizzati per realizzare muri maestri e muri divisorii, nel caso in cui sia richiesto un minore peso unito ad una resistenza maggiore.

In Germania, dopo la nascita dell'Impero nel 1871, vengono realizzati i primi edifici (addirittura interi quartieri di case operaie multipiano) con strutture murali esclusivamente

in calcestruzzo di cemento e ghiaia minuta.

La struttura viene realizzata utilizzando apposite forme di legno, dette cassoni o casseforme, con pareti lisce verticali al cui interno il calcestruzzo, dopo essere stato gettato per strati alti anche 80 cm, viene poi battuto e compresso con mazzanche. Queste forme, spesse da 2 a 4 cm, alte da 70 ad 80 cm e lunghe tra 3 e 4 m, presentano il notevole vantaggio di essere facilmente trasportabili e smontabili. Dopo un intervallo di circa 24-36 ore, le casseforme vengono smontate e ricollocate in modo da poter eseguire il getto superiore a quello già indurito. Uno degli svantaggi di questa tecnologia, riguarda la difficoltà di realizzare all'interno del calcestruzzo indurito aperture per i vani delle porte o quelli dei camini. Quindi questo tipo di sistema è adatto soprattutto per costruire case di campagna, magazzini, officine e stabilimenti industriali.

I muri in cemento armato realizzati in situ, grazie all'utilizzo del ferro all'interno della struttura, permettono una migliore resistenza ai carichi (flessione e compressione) e permettono inoltre di diminuire lo spessore dei muri i quali, nella pratica, superano raramente i 20 cm. Le barre in ferro, di diametro tra 1 e 2 cm, sono posizionate verticalmente con un interasse compreso tra i 20 ed i 30 cm adottando un opportuno copriferro dal bordo del muro; la disposizione dell'armatura su un lato viene fatta in modo che i ferri risultino sfalsati di metà interasse rispetto alla parete opposta. Anche utilizzando questa tecnologia si ripresentano gli svantaggi tipici delle murature gettate in opera come le difficoltà di realizzare vani all'interno della massa muraria.

Frequentemente si realizzano in cemento armato i tramezzi che presentano uno spessore compreso tra i 4 e gli 8 cm, e sono caratterizzati dalla presenza di una sola armatura centrale realizzata con un traliccio metallico composta da due ordini di ferri piccoli e grossi.

Oltre alla possibilità di realizzare telai indipendenti in legno e ferro, è il cemento armato il materiale che viene studiato maggiormente grazie ai vantaggi di tipo economico e distributivo che presenta. Il cemento armato permette infatti di risparmiare lo spazio che prima era occupato dalle strutture murarie compatte, permettendo inoltre di distribuire in modo più articolato gli spazi interni scollegandosi dall'antica regola di progettazione che prevedeva il posizionamento dei pieni sui pieni e dei vuoti sui vuoti.

Si presenta inoltre un ulteriore importante vantaggio di carattere statico; il cemento armato permette infatti la completa connessione dei solai con la copertura, rendendo l'edificio una

gabbia unica, solidale e resistente alle azioni sollecitanti, soprattutto per quanto riguarda le azioni sismiche.

Analizzando invece le tipologie di edifici civili, queste non subiscono importanti modifiche per mezzo delle moderne tecnologie e dei materiali introdotti in quegli anni, infatti le innovazioni non sono introdotte per sostituire le tecnologie tradizionali ma per perfezionarle. Solo nei decenni successivi si assisterà all'inserimento di strutture portanti in cemento armato all'interno della scatola muraria.

### 1.3.2 Orizzontamenti

Dall'analisi del processo di trasformazione che contraddistingue l'edilizia realizzata nei primi decenni del XX secolo, i solai piani costituiscono un subsistema edilizio contraddistinto da un particolare processo di evoluzione: dai solai con struttura portante in legno si passa a quelli a sistema misto legno-ferro; in seguito questi sono sostituiti dai solai realizzati con putrelle in ferro e voltine ribassate in laterizio forato, volterrane e tavelloni.

Le nuove soluzioni tecnologiche proposte sono orientate al miglioramento delle prestazioni complessive del pacchetto solaio in relazione all'isolamento termo-acustico, alla maggiore sicurezza rispetto alla resistenza ai carichi ed all'incendio ed alla natura estetica del solaio grazie alla realizzazione di intradossi piani. Le minori dimensioni delle sezioni dei solai e la maggiore resistenza portano quindi all'affermazione dei solai in ferro su quelli tradizionali in legno. A questi motivi vanno aggiunte la semplificazione delle operazioni esecutive, la velocità della posa in opera e la maggiore leggerezza e razionalizzazione delle operazioni costruttive. Infatti le travi in ferro, costituendo una delle più diffuse applicazioni del materiale nel campo delle costruzioni, permettono prestazioni molto più elevate rispetto a quelle in legno.

Da un lato non presentano problemi di degrado per marcescenza dovute all'umidità, patologia che aveva da sempre colpito le strutture lignee. Inoltre sono ovviamente molto più resistenti in caso d'incendio, garantendo una maggiore portanza rispetto ai carichi e la possibilità di disporre di altezze di sezione minori rispetto a travi in legno con la stessa luce. Osservando però meglio il comportamento in caso d'incendio, mentre il ferro può presentare problemi a causa dell'aumento di duttilità per le alte temperature, solamente le costruzioni in

cemento armato garantiscono la maggiore sicurezza.

Il solaio in cemento armato rappresenta infatti il gradino successivo dell'evoluzione del solaio. I solai in cemento armato a soletta piena cominciano ad essere utilizzati nei primi anni del XX secolo.

Infatti i primi solai in cemento armato vengono realizzati a soletta piena, successivamente si realizzano le nervature unidirezionali ad interasse costante, armate con due o più tondini inferiori nelle nervature e tondini a distanza costante, ortogonali ai primi, nella soletta. Un'altra evoluzione, data dalla necessità di avere intradossi piani, consiste nell'utilizzare opere provvisoria di esecuzione maggiormente semplificata e meno costosa per economizzare sulle parti strutturalmente poco attive, portando alla realizzazione dei solai misti, realizzati con travetti regolari intervallati da elementi in laterizio. Sono state inoltre presentate soluzioni che presentano solo nervature senza la soletta, in modo che la parte superiore degli elementi in laterizio risulti collaborante.

Successivamente vengono introdotti anche i solai in calcestruzzo armato a nervatura incrociata: questo sistema, utilizzato nel caso di grandi luci, presenta in alcuni casi nervature di dimensioni differenti lungo due direzioni ortogonali così da distinguere l'orditura principale rispetto a quella secondaria. Questi si diffondono nei primi anni '30 del XX secolo: vengono utilizzati per coprire vani dalla pianta più o meno quadrata e scaricano solitamente su tutti e quattro i muri perimetrali. Presentano il vantaggio di permettere una libera distribuzione dei divisori a differenza degli altri tipi di solai per i quali è necessario predisporre delle armature di rinforzo. In alcuni casi, quando il vano presenta forma rettangolare, è possibile realizzare solai con armatura diagonale, come il solaio Diagonal Cavallazzi o il tipo Semi-diagonal Cavallazzi.

Ma l'evoluzione successiva del solaio cementizio si concretizza con il solaio in latero-cemento. Questa tecnologia si afferma grazie alla nascita delle pignatte in laterizio. La ricerca industriale permette infatti di produrre pignatte sempre più sottili, leggere e complesse, come i solai tipo Berra e Cappa nei quali è possibile alloggiare gli impianti. Vanno poi aggiunte le produzioni che introducono pignatte con superficie superiore rinforzata così da resistere agli sforzi di compressione, quando, a causa degli elevati costi del conglomerato cementizio, si cercano soluzioni con elementi in cemento collaboranti. L'adozione di un sistema coordinato cemento armato-laterizi si concretizza prima nella

pratica progettuale che nella letteratura tecnica, anche grazie ai numerosi interventi di ricostruzione operati dopo la Prima Guerra Mondiale.

Negli anni '30 in particolare cominciano ad essere sperimentate le prime trave ed i primi solai in cemento armato prefabbricati trasportabili, particolarmente convenienti sia dal punto di vista economico, tanto che vengono privilegiati rispetto agli equivalenti solai in legno, sia per il loro peso, soprattutto quando vengono installati con tavelloni in laterizio. Tra le varie tecnologie introdotte, si ricordano il sistema Corradini, le travi a traliccio in cemento dell'ing. Franz Visintini a Zurigo, ed i solai SAP e REX in cemento prodotti dalla ditta Ghilardi di Milano.

Vengono inoltre proposti i primi elementi prefabbricati costituiti da travi realizzate fuori opera che si collocano in cantiere accostandole le une alle altre realizzando una superficie continua, così da eliminare completamente l'armatura in legno e realizzare in solaio in cemento armato in tempi più brevi.

L'utilizzo dei solai in cemento armato all'interno di una struttura muraria, che ancora per un certo tempo svolgerà una funzione portante, in un primo momento non porterà a modificare il collegamento dei solai ai muri portanti. Analizzando in particolare il sistema Matrai Odorico, si osserva che le barre in ferro vengono fissate direttamente all'interno della muratura perimetrale tramite ganci posizionati ad intervalli di circa 1 metro e vincolati con paletti incastrati verticalmente nella muratura. Solo in seguito, verrà realizzato un vero e proprio cordolo perimetrale armato che consentirà un migliore collegamento tra il solaio e la muratura.

Le motivazioni che hanno spinto alla sostituzione dei solai in ferro con quelli in cemento armato deve essere cercata nel continuo e progressivo miglioramento dei metodi di calcolo di queste strutture, nei vantaggi che presentano in relazione alla resistenza alle azioni sismiche ed agli incendi, nella più semplice organizzazione del cantiere permessa ed infine nella possibilità di creare elementi fuori opera prefabbricati.

Ma tra tanti vantaggi devono essere considerati anche alcuni inconvenienti pratici di questo nuovo tipo di solaio. Si cita in particolare la complessità dell'armatura che, per un tempo compreso tra 15 e 25 giorni, deve rimanere al di sotto della soletta per permettere la presa. A questo difetto si deve aggiungere la difficoltà nell'avere una buona resa estetica, dipendente principalmente dalle dimensioni delle nervature.

Per risolvere questo problema, vengono spesso proposte soluzioni indipendenti dal solaio oppure particolari sistemi, come stuoie di canne, legno o rete metallica, che vengono poste in opera per risolvere problemi di carattere estetico.

Una soluzione particolarmente diffusa, presentata a suo tempo da Giovannoni, è rappresentata dal soffitto tipo Perret, composto da tavelle forate sostenute da piccole barre metalliche circolari ancorate con ganci ai ferri delle nervature del solaio; le tavelle disposte nella direzione del lato lungo presentano un incavo semicircolare al cui interno sono posizionati i ferri ed in cui viene successivamente gettata una colata di cemento così da realizzare un piccolo cordolo.

Molto frequentemente, in sostituzione dei solai a nervature con controsoffitto, si realizzano solai nervati con laterizi che permettono anche di amplificare le prestazioni acustiche di tali orizzontamenti. Questi soffitti, realizzati con nervature di piccole dimensioni e quindi particolarmente leggere, e con solette dello spessore ridotto, consentono di realizzare solidi e pratici solai che vengono adottati per coprire luci anche fino ad 8 metri; questi permettono inoltre di ricavare un intradosso piano ed un risparmio del legname utilizzato per le casseforme essendo necessario solo un tavolato di legno.

### 1.3.3 Le scale

Le scale, considerate come subsistemi edilizi, furono analizzate relativamente ai dati tipologici ed ubicativi all'interno di trattati risalenti al periodo compreso tra il Quattrocento ed il Seicento.

Ma è soprattutto dall'analisi dei manuali pubblicati tra l'Ottocento ed il Novecento che il tema delle scale viene affrontato in maniera molto attenta e puntuale, studiando attentamente la costruzione geometrica in relazione alle varie tipologie proposte ed ai rapporti tra i componenti costitutivi di alzata e pedata dei gradini, lunghezza e sviluppo delle rampe, anche in relazione a specifiche tipologie e edilizie.

L'aspetto costruttivo è invece affrontato in maniera meno approfondita, soprattutto operando un confronto con la manualistica precedente per gli orizzontamenti piani.

Per quanto riguarda i materiali costituenti, si ricordano il legno, il ferro, la muratura ed il

cemento armato.

Osservando invece il sistema costruttivo, tra le tipologie si ricordano le scale su volta, intelaiate con telai perimetrali in legno o ferro e voltine ribassate o volterrane, a sbalzo dalla muratura perimetrale ed in cemento armato.

Tra le scale realizzate con tecnica mista, si ricordano quelle in ferro e muratura. In particolare quelle realizzate con ferri a T rovescia incastrati tra la muratura di spina e quelle perimetrali, al di sopra dei quali viene collocato il gradino vero e proprio in pietrame e malta cementizia.

Viene poi forata l'ala dei ferri a T ed all'interno dei fori vengono introdotti dei piccoli ferri a sezione circolare che assicurano meglio la stabilità della muratura alla scala.

I manuali usciti nei primi decenni del Novecento, dedicano particolare attenzione alle scale rette da volte realizzate in muratura, dato che i nuovi materiali non garantivano certezze dal punto di vista statico, e quindi i sistemi tradizionali continuavano ad affiancare quelli moderni.

Lentamente però le scale in ferro cominciano a prendere il posto di quelle in legno, presentando le prime diversi vantaggi. In particolare le scale in ferro risultano più resistenti al fuoco di quelle in legno, offrono una maggiore solidità ed una maggiore resistenza all'usura, poiché le parti della scala in ferro incastrate nella muratura si alterano molto difficilmente.

La resistenza al fuoco non implica però che non si debba proteggere la gabbia delle scala dalla invasione delle fiamme, dati i problemi di duttilità caratteristici del ferro sottoposto alle alte temperature.

## 2\_Analisi dei pannelli in legno lamellare Xlam

### 2.1\_Introduzione

La continua evoluzione che negli ultimi anni ha interessato il settore delle costruzioni in legno ha permesso il continuo nascere di nuovi materiali.

Se nei primi decenni del XX secolo il legno era utilizzato nell'edilizia solo sotto forma di travi in legno massiccio (e di frequente senza alcun trattamento), a partire dal secondo dopoguerra ha fatto la sua comparsa il legno lamellare, materiale che grazie alle proprie caratteristiche di alta resistenza a flessione e per il grado di finitura ha portato alla moderna affermazione delle coperture e pergolati in legno in Italia e nel resto del mondo.

Ma è soprattutto negli ultimi quindici anni che si è verificata la più importante rivoluzione del settore. Difatti la necessità di coniugare le maggiori esigenze degli utenti con la necessità di costruire velocemente, con precisione e soprattutto ottimizzando i costi, stanno portando all'affermazione della “casa prefabbricata”.

La possibilità di avere la propria casa pronta “chiavi in mano” nell'arco di una manciata di mesi sta infatti attraendo sempre più persone, spinte anche dalle notevoli possibilità di personalizzazione offerte dalla moderna gestione computerizzata degli edifici prefabbricati. Elemento chiave di questa nuova tipologia di abitazioni sono sicuramente i pannelli XLAM (da *Cross Laminated timber panels*: pannelli in legno lamellare a strati incrociati). Questo materiale, così come è conosciuto attualmente, è originariamente comparso nel mercato tedesco ed austriaco intorno alla fine degli anni '90, collocandosi come coronamento evolutivo dell'idea di consentire l'uso di elementi piani in legno di grandi dimensioni.



Fig. 0-1.1 Pannelli in Xlam a 3 strati e a 5 strati

Difatti precedentemente la tecnologia costruttiva in legno si basava sull'utilizzo di elementi di costruzione lineari, realizzando opere edili basate sul principio della sovrapposizione di colonne, travi, capriate, arcarecci, ecc.

### 2.1.1 Organizzazione strutturale degli edifici in legno attuali

La realizzazione di elementi strutturali piani è conosciuta e molto diffusa nell'ambito delle costruzioni in legno. Gli edifici realizzati con struttura intelaiata in legno sono tuttora quelli più diffusi a livello mondiale. L'analisi dei carichi in queste strutture prevede una distribuzione delle sollecitazioni lungo tutto il perimetro delle pareti, così da minimizzare l'effetto delle sollecitazioni locali.

Inizialmente i solai e le pareti erano composti solo da elementi lineari di dimensioni ridotte, ovvero travetti in vece di montanti verticali delle pareti o a formate le travi dei solai, e tavole sottili per formare il rivestimento esterno con scopo sia protettivo che strutturale. Successivamente, grazie alla comparsa sul mercato dei pannelli in truciolare e in compensato impiallicciato e sfogliato (tra i quali si ricorda l'OSB), le tavole inclinate utilizzate come rivestimento sono state sostituite da pannelli sottili.

Questa tecnologia costruttiva, pur essendo diffusa ancora oggi, presenta prestazioni tecniche notevolmente ridotte rispetto agli edifici realizzati con elementi di pannelli sottili, soprattutto per quanto riguarda la rigidità nel piano dell'elemento. Pertanto oggi è preferibile limitare questo tipo di costruzioni ad opere dalle dimensioni limitate (mono-bifamiliare).

Negli edifici intelaiati quindi le pareti ed i solai sono costituiti da un telaio ed un rivestimento sottile. Al telaio, costituito da pilastri e travi, spetta il compito di assorbire tutte le sollecitazioni dovute alle forze normali al proprio piano. Ai pannelli di rivestimento esterno spetta il compito di dare maggiore rigidità a questi elementi. I pannelli hanno inoltre una funzione strutturale locale nello spazio tra le travi del solaio ed i montanti delle pareti. Da qui la necessità di ridurre l'interasse (50-60 cm) tra questi elementi per suddividere le sollecitazioni tra un numero di componenti elevato. Il collegamento tra pannelli e telaio viene normalmente realizzato con connettori meccanici, conferendo così maggiore rigidità

alla struttura ed incrementando la duttilità in caso di azioni sismiche.

### **2.1.2 Le carenze della struttura a telaio**

Come noto la struttura intelaiata prevede la suddivisione delle sollecitazioni su tutti gli elementi piani (pareti e solai) così che ogni elemento della struttura assorba una percentuale del carico ridotta.

Osservando però le carenze di questo sistema strutturale, si osserva che il comportamento a superficie dei vari elementi strutturali sia ricavato grazie ai pannelli di rivestimento esterno (o tavole inclinate) che frequentemente presentano un esiguo spessore. Questa caratteristica non dà problemi nel caso di edifici residenziali di media dimensione, ma nel caso di complessi caratterizzati da un alto numero di piani si osservano le prime carenze di questa tecnologia.

Una prima soluzione è frequentemente quella di utilizzare pannelli di rivestimento che offrano caratteristiche meccaniche superiori, come i pannelli OSB ad alta resistenza oppure quelli in compensato impiallicciato uniti ad un aumento del numero dei connettori.

Anche i solai realizzati con struttura intelaiata sono stati originariamente previsti per edifici di dimensioni modeste. Infatti in presenza di luci superiori a 6 m il solaio evidenzia i propri limiti dovuti al fatto che la portanza strutturale è dovuta ad una serie di travi indipendenti, infatti oltre questa luce lo spessore minimo del solaio è di almeno 300 mm.

### **2.1.3 L'elemento piano come elemento strutturale**

La tipologia costruttiva a telaio è quindi basata su una struttura composta da elementi lineari (montanti e travetti), diversamente dalla tipologia ad elementi piani, in cui la superficie si contraddistingue come elemento geometrico cardine della struttura.

L'utilizzo dell'elemento piano all'interno della struttura, richiede la capacità strutturale del materiale in tutte le direzioni della superficie considerata. Soprattutto nel caso di azioni agenti in direzione normale al piano dell'elemento strutturale, è necessario distribuire il carico, per mezzo della flessione e del taglio, nelle due direzioni del piano dell'elemento.

Nell'industria dei prodotti edili a base di legno, queste caratteristiche sono state assegnate, fino alla nascita dei pannelli XLAM, ai pannelli in truciolare sottili ed ai pannelli di compensato impiallicciati e sfogliati. Questi elementi, a causa dei propri limiti interni, non hanno però mai permesso di creare elementi delle dimensioni di un solaio o di una parete. La comparsa dei pannelli in XLAM ha permesso di superare questi problemi introducendo anche nelle costruzioni in legno la possibilità di disporre di elementi strutturali piani e massicci di grandi dimensioni. Si è quindi aggiunta la possibilità di realizzare edifici aventi struttura a pannelli piani portanti, avendo in un unico elemento massiccio le funzioni di piastra e lastra.

## 2.2 L'Innovazione dell' XLAM nel settore edile

### 2.2.1 Analisi del materiale

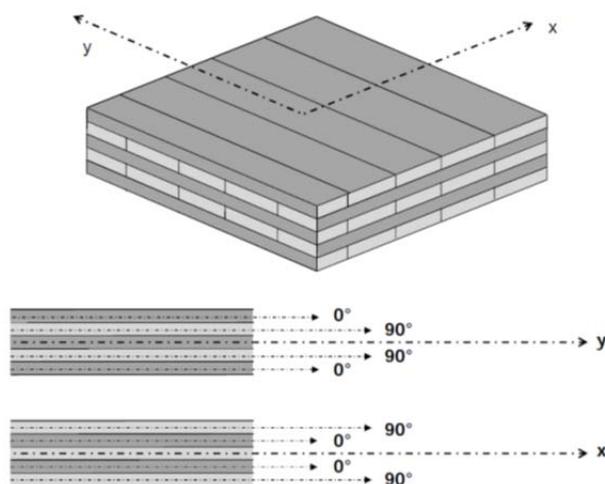


Fig. 2.2 Composizione stratigrafica ortogonale di un pannello in Xlam

I pannelli XLAM sono costituiti da pannelli in legno massiccio a strati incrociati di grandi dimensioni, formati da diversi strati di tavole, sovrapposti ed incollati uno sopra l'altro in modo che la fibratura di ogni singolo strato sia ruotata di  $90^\circ$  rispetto a quelle adiacenti.

Il numero di strati ed il loro spessore può variare a seconda del produttore e del tipo di pannello, con un numero minimo degli strati da 3 a 5.

Solitamente sono realizzati con legno di conifere, più frequentemente Abete rosso,

caratteristica tipica della maggior parte degli elementi strutturali in legno realizzati oggi.

I singoli strati di tavole sono composti da elementi di spessore variabile tra i 15 ed i 30 mm, con una larghezza delle singole tavole che varia da 80 a 240 mm.

Le tavole utilizzate per la produzione dei pannelli XLAM devono sottostare agli stessi criteri imposti per la produzione di tavole in legno lamellare incollato, ovvero materiale classificato secondo la resistenza ed appartenente ad una fissata classe di resistenza.

La produzione delle tavole avviene secondo il seguente procedimento:

- Taglio delle tavole (o lamelle) in impianti altamente industrializzati;
- Essiccatura: procedimento indispensabile in quanto per l'incollatura il tasso di umidità deve scendere al 12% con un margine di tolleranza del 2÷3%;
- Classificazione: questa fase permette di eliminare le parti di qualità troppo scadente tramite la troncatura dell'elemento. Si procede poi con l'applicazione alla tavola di una classe di resistenza. Normative di riferimento EN14081 e EN338;
- Realizzazione dei giunti longitudinali delle lamelle: le singole lamelle vengono fresate con taglio a pettine tramite la stessa lavorazione del legno lamellare;
- Realizzazione dei giunti trasversali delle tavole: il procedimento è solitamente diverso a seconda del produttore. A volte le tavole vengono incollate una all'altra anche in direzione trasversale, a volte sono invece collegate in modo da formare una superficie omogenea senza che il giunto tra una tavola e l'altra sia visibile. Le caratteristiche tecniche del pannello in XLAM non sono comunque influenzate dalla discontinuità in direzione perpendicolare alla fibratura.

### 2.2.2 La produzione dei pannelli XLAM

Il processo di produzione dei pannelli in XLAM deve consentire l'incollaggio strutturale dei vari strati di tavole, ruotati di 90° uno rispetto all'altro. I collanti usati sono quelli sviluppati per la realizzazione del legno lamellare, da quelli più obsoleti ed inquinanti a base di formaldeide, a quelli più recenti a base di poliuretani.

La parte esecutiva può essere solitamente di due tipi. Si può infatti avere la produzione in

una fase, in cui il pacchetto di tavole incollate, che costituisce il pannello multistrato, è composto a partire dalle tavole della lunghezza desiderata ed incollato in un'unica fase di lavoro.

Nella produzione in due fasi le tavole della lunghezza desiderata sono sempre il materiale base per la produzione. La fase di incollatura avviene però in due momenti distinti. In una prima fase si realizzano singoli strati di tavole della dimensione del pannello completo, incollando le tavole una accanto all'altra. Nella seconda fase si procede con l'incollaggio dei singoli strati, sovrapponendoli nella sequenza e nella direzione richiesta.

Sebbene la produzione dei pannelli in XLAM interessi prevalentemente elementi piani, si stanno diffondendo oggi sul mercato anche pannelli curvi. La produzione di questi elementi richiede tecnologie particolari ed impianti di produzione specifici caratterizzati dalla forma cilindrica del piano del pannello.

### 2.2.3 Dimensioni dei pannelli in XLAM

I pannelli in XLAM vengono generalmente realizzati per la realizzazione di elementi di parete e pertanto assumono le dimensioni di questi ultimi. Infatti, non avendosi una definizione generica del prodotto, ogni produttore ha dimensionato i propri pannelli XLAM in relazione alle esigenze del mercato e del contesto.

Prodotto	Mumero strati	Larghezza [m]	Lunghezza [m]	Spessore [mm]
KLH	>7	2,95	16,5	500
Leno	11	4,80	14,8	297
MM-BSP	7	3,00	16,5	278
CLT	7	2,95	16,0	301
BBS	7	1,25	24,0	341
HMS	7	4,00	18,0	217

Tab. 2.1 Dimensioni massime di alcuni dei pannelli in Xlam disponibili in commercio

Solitamente i pannelli sono disponibili in dimensioni che arrivano fino a 24 m in una direzione, 5 m nell'altra e 500 mm in spessore. All'interno di queste misure massime, le

dimensioni del singolo pannello possono variare notevolmente e si possono avere addirittura anche strati diversi.

Solitamente la produzione standardizzata prevede pannelli che in altezza non superino un piano dell'edificio, in accordo con le esigenze di progettazione, montaggio e soprattutto trasporto. Come si evince dalla tabella soprastante, la diversità dell'offerta è molto ampia .

#### **2.2.4 Aspetto dei pannelli XLAM**

I pannelli in XLAM vengono realizzati in moderni stabilimenti industriali secondo le tecnologie più recenti. Questi possono essere realizzati o allo stadio grezzo, per la lavorazione finale da parte del cliente o del carpentiere, oppure essere completamente finiti. Ne consegue che l'XLAM può essere utilizzato anche come elemento direttamente a vista, ovviamente rifinendo in maniera opportuna la superficie esterna dei pannelli con trattamenti anti-degrado e provvedendo ad una adeguata sigillatura delle giunzioni tra un pannello e l'altro.

Solitamente gli stabilimenti di produzione sono dotati di tutte le tecnologie per fornire direttamente dalla fabbrica il pannello finito lavorato esteriormente secondo le esigenze del cliente. In particolare i pannelli saranno adattati alle dimensioni richieste, compresa l'eventuale realizzazione di spigola, maschiature, fori per coprigiunti ed altre connessioni ecc... Verranno inoltre già realizzati i tagli per le aperture, e non di rado vengono già installati i telai di porte e finestre.

### **2.3 Le caratteristiche fisiche**

Nonostante la lavorazione multi-strato, l'XLAM è a tutti gli effetti un pannello in legno massiccio, dove i vari strati in legno non hanno subito alcuna modifica dal punto di vista fisico, chimico e biologico. Lo si può quindi assimilare al legno lamellare incollato, da cui eredita tutte le caratteristiche fisiche e meccaniche.

### 2.3.1 Stabilità dimensionale

Come noto, il legno manifesta frequentemente fenomeni di ritiro e rigonfiamento dovuti alla riduzione oppure all'aumento del suo contenuto d'acqua. In caso di ritiro si raggiunge facilmente la fessurazione del legno, in direzione sempre parallela alla fibratura.

I pannelli in XLAM, essendo solitamente realizzati tramite l'incollaggio di più tavole, devono trovarsi al momento dell'incollaggio in condizioni di umidità del 12%.

La variazione di umidità provoca nel pannello XLAM una variazione della dimensione del legno differente nei vari strati, a causa dell'orientazione degli stessi. Considerando il fenomeno in una sola direzione del piano del pannello si ottiene una variazione trascurabile degli strati longitudinali e una variazione più marcata di quelli trasversali, ma l'incollaggio tra i diversi strati impone la medesima deformazione di tutti gli strati.

Ricordando che la differenza di modulo elastico  $E$  nella direzione longitudinale ed in quella trasversale presenta un rapporto di almeno 30:1, è facilmente comprensibile che la maggiore deformazione degli strati trasversali sia completamente impedita dagli strati longitudinali. Tale principio, che sta alla base della nascita e dello sviluppo dei pannelli in compensato, è quindi alla base anche del funzionamento meccanico dei pannelli XLAM, dove i sottili piallacci sono sostituiti da tavole di spessore compreso tra 17 e 35 mm.

I pannelli XLAM presentano quindi una stabilità dimensionale completa e totale per quanto riguarda le dimensioni nel loro piano. Questo permette di utilizzare pannelli di dimensioni elevate senza compromettere altri elementi strutturali durante la fase di servizio, inoltre risulta possibile la lavorazione di precisione in fase di prefabbricazione senza la necessità di dover considerare tolleranze importanti dovute alla variazione di dimensione del materiale.

## 2.4 Analisi delle caratteristiche strutturali

### 2.4.1 Comportamento a flessione

Le caratteristiche meccaniche del pannello in XLAM sono principalmente dovute alla stratigrafia dell'elemento. Il pannello è infatti formato da una serie di strati di tavole di legno, il cui comportamento strutturale dipende dalle prestazioni meccaniche del legno massiccio di cui è composto. Tali strati possono essere considerati come unidirezionali e le caratteristiche statiche dipendono dalla direzione di fibratura.

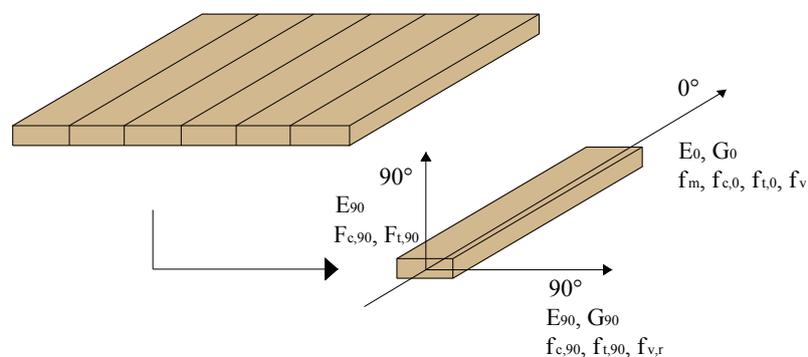


Fig. 2.3 Caratteristiche meccaniche di uno strato di tavole

L'incollaggio di più strati permette la realizzazione del pannello multistrato, o pannello a strati incrociati XLAM. La collaborazione tra i singoli strati è assicurata tramite l'incollatura strutturale che permette di amplificare le prestazioni naturali dei materiali grazie al collegamento a corpo rigido.

Il comportamento del pannello XLAM soggetto a flessione può quindi essere descritto in modo relativamente semplice, applicando le note relazioni viste in scienze delle costruzioni, in particolare si determina la distribuzione delle tensioni sui singoli strati in funzione delle rispettive caratteristiche meccaniche.

Si osserva che gli strati orientati trasversalmente rispetto alla direzione considerata assumono comunque una funzione essenziale, garantendo il collegamento rigido tra i diversi strati di cui è composto il pannello.

## 2.4.2 Comportamento a piastra

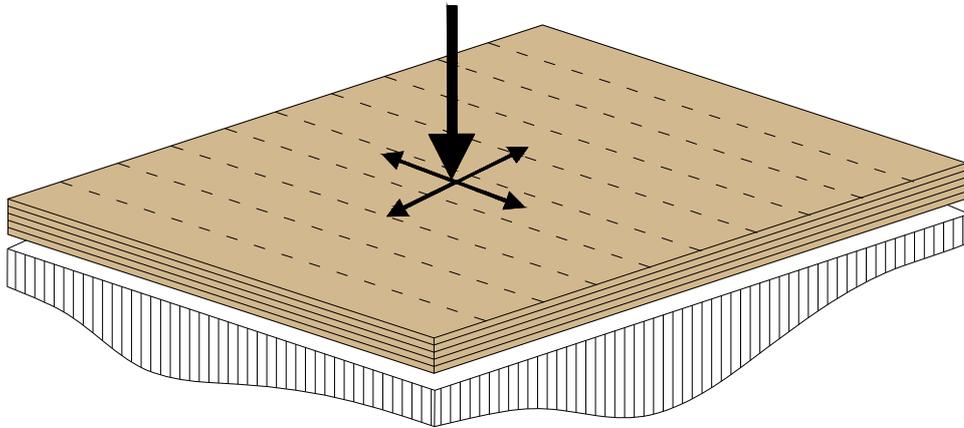


Fig. 2.4 Effetto strutturale dell'elemento piastra

La definizione meccanica di piastra prevede la sua descrizione come griglia di elementi inflessi che possono presentare diverse caratteristiche meccaniche nelle due direzioni del piano. L'utilizzo di questo modello è giustificato dal fatto che nella maggior parte dei casi concreti la geometria degli elementi della piastra portano alla considerazione dell'effetto strutturale in una sola direzione; è inoltre necessario considerare che la rigidità torsionale dell'XLAM è ridotta a causa dei ridotti valori del modulo di elasticità tangenziale  $G$  del legno. Si deve inoltre aggiungere l'effetto dovuto alla possibile fessurazione degli strati di tavole, che implica la riduzione della continuità nella direzione trasversale. Pertanto l'elemento a piastra permette di distribuire i carichi ad esso applicati nelle due direzioni del piano, sfruttando così tutto il materiale disponibile.

### 2.4.3 Comportamento a lastra

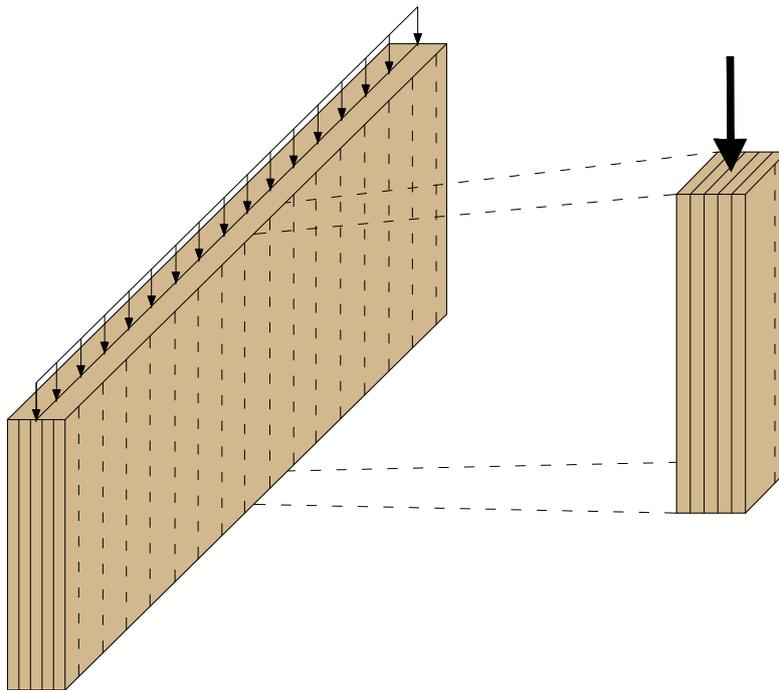


Fig. 2.5 Elemento di parete con funzione di discesa dei carichi verticali

Quando il pannello XLAM è utilizzato come elemento base di parete esso è formato da una lastra verticale che deve assumere le funzioni di elemento compresso (sforzo assiale verticale) e di lastra (controventatura ed azioni orizzontali nel piano della parete). Entrambe queste funzioni possono essere assolte grazie all'uso dei pannelli in XLAM.

La rigidezza e la resistenza sono anche in questo caso dovute alla composizione stratigrafica del pannello, dove lo spessore del pannello costituisce la dimensione di riferimento.

#### 2.4.4 L'elemento strutturale in XLAM

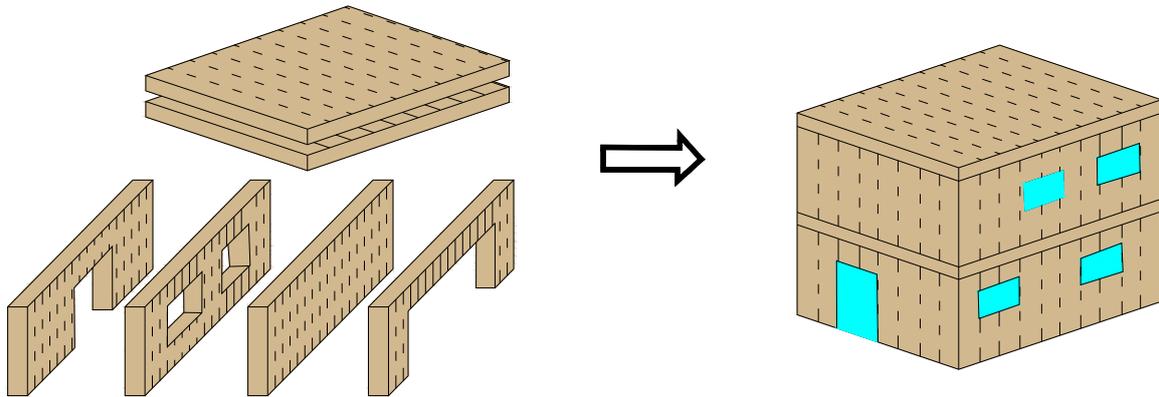


Fig. 2.6 Struttura portante dell'edificio formata da elementi piani

Il pannello in XLAM permette quindi di realizzare un elemento strutturale superficiale che può assumere tutte le funzioni strutturali:

- Il comportamento a piastra, dovuto alle sollecitazioni perpendicolari al piano del pannello e dalla resistenza e rigidità del pannello a flessione e taglio nelle due direzioni del suo piano;
- Il comportamento a lastra, dovuto alle 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 realizzato in XLAM è quindi il risultato della combinazione di elementi aventi comportamento a lastra ed a piastra collegati tra loro in modo da formare strutture portanti tridimensionali. I collegamenti tra i diversi elementi strutturali dell'edificio sono solitamente progettati e realizzati come cerniere, permettendo la trasmissione tra un elemento strutturale e l'altro di forze la cui linea d'azione passa sempre per lo spigolo d'intersezione fra i piani dei due elementi collegati.

## 2.5 Certificazione qualitativa

### 2.5.1 Principio

La produzione di pannelli in XLAM per uso strutturale è regolata dalla certificazione ed omologazione sulla produzione dei singoli pannelli. I vincoli per la produzione sono definiti dalle normative sulla produzione di elementi di legno strutturale incollati con tecniche industriali, conosciute in relazione al legno lamellare incollato.

Ogni produttore deve sottostare a determinate procedure di controllo della qualità produttiva prescritte per l'ambito del legno, deve inoltre esibire una certificazione valida per il prodotto che presenta in commercio. Nella tabella sottostante sono riportate le omologazioni dei principali prodotti XLAM:

Prodotto	Omologazioni		
	de	at	eu
KLH	Z-9.1-482	AT-3 06-77	ETA-06/0138
Leno	Z-9.1-501		
MM-BSP	Z-9.1-638		ETA-06/0036
CLT	Z-9.1-559		ETA-08/0271
BBS	Z-9.1-534		ETA-06/0009
HMS	Z-9.1-680		ETA-06/0242

Tab. 2.2 Omologazioni dei principali prodotti Xlam

## 2.6 Campi di applicazione dell'XLAM

### 2.6.1 Classi di servizio

Come riportato precedentemente, L'utilizzo dei pannelli in XLAM quale elemento strutturale è ammesso, tramite le opportune omologazioni dei prodotti, l'utilizzo nelle classi di servizio 1 e 2. Risulta pertanto escluso l'utilizzo in caso di esposizione alle intemperie ed

in caso di contatto diretto con l'acqua.

## 2.6.2 Solette di legno massiccio in XLAM

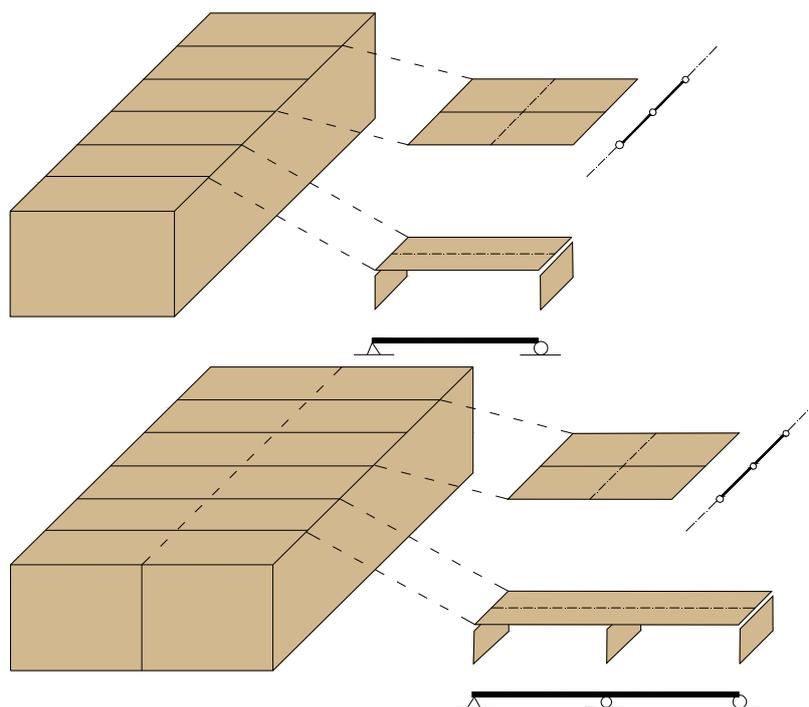


Fig. 2.7 Principio strutturale e giunti della soletta Xlam

Le solette in XLAM costituite da legno massiccio richiedono in media uno spessore compreso tra  $1/35$  ed  $1/40$  della luce che determina la massima flessione della soletta, ovvero la luce solitamente più piccola dell'elemento considerato.

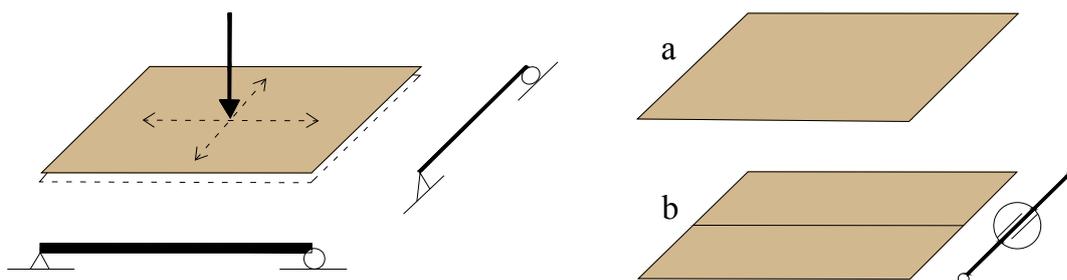


Fig. 2.8 Piastra con funzione portante in due direzioni: a (elemento unico) b (elemento composto da più parti con giunti rigidi)

Questi valori hanno carattere puramente indicativo, poiché sia i carichi e sia le esigenze di rigidità della soletta limitatamente alla verifica dello stato di servizio hanno un effetto decisivo sul dimensionamento e quindi sullo spessore necessario all'elemento strutturale. Si ricorda inoltre che in aggiunta 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. Le solette realizzate in XLAM permettono infatti di realizzare luci maggiori rispetto alle altre tipologie di costruzioni in legno, risultando particolarmente adatta per gli edifici residenziali multipiano oppure quelli ad uso ufficio o amministrativo. In questo contesto i criteri legati al comportamento oscillatorio delle solette assumono un'importanza notevole e devono essere valutati con molta cura.

Le esigenze di trasporto determinano solitamente le dimensioni massime degli elementi della soletta in XLAM ma risulta comunque possibile utilizzare pannelli di dimensioni minori.

Il giunto tra i vari elementi della soletta in XLAM, parallelo alla direzione della struttura principale, è solitamente realizzato in modo molto semplice, così da ottenere la continuità strutturale anche in questa direzione, ma senza realizzare un giunto rigido, ovvero senza continuità flessionale ma realizzando una cerniera. Risulta quindi garantita la continuità strutturale sia per il comportamento a lastra che per quello a piastra, ma senza dover realizzare un impegnativo giunto a flessione. In questo caso la larghezza dei singoli pannelli in 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 comportamento strutturale della soletta può quindi essere analizzato in modo semplice

allo stesso modo della trave inflessa. Si ricorda inoltre che è possibile sfruttare la continuità strutturale dell'elemento su più campate, in modo da ottimizzarne il comportamento strutturale.

L'XLAM permette di realizzare elementi con capacità portante a flessione in entrambe le direzioni del piano. Sebbene l'importanza di elementi di questo tipo è ridotta nelle costruzioni edili, dove i carichi concentrati sono praticamente assenti, può essere comunque interessante sfruttare questa caratteristica dove si presentino elementi ad angolo con sbalzi nelle due direzioni.

### 2.6.3 Pareti in XLAM

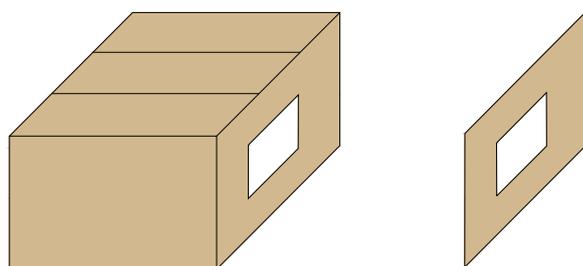


Fig. 2.9 Parete dotata di apertura

La parete verticale realizzata in XLAM può essere vista come un montante o un pilastro di lunghezza continua. Il minimo spessore degli elementi di parete è principalmente determinato dai carichi verticali agenti sulla parete, ma anche dalle necessità di rigidità dovute all'azione dei carichi orizzontali e spesso non considerate nel calcolo strutturale ma non per questo da sottovalutare. Tra queste sono da considerare le esigenze dovute all'isolamento fonico, alla presenza di massa sufficiente nella costruzione e alla rigidità strutturale.

La presenza di aperture può infatti compromettere quest'ultima. Le aperture creano infatti

un'interruzione nel flusso di forze verso il basso, che deve essere deviato sulle zone a lato delle aperture dove si crea una concentrazione di carichi e sollecitazioni. Nelle zone al di sopra delle aperture risulta quindi necessario aggiungere un elemento che funga da architrave. La parete in XLAM risponde perfettamente a queste necessità, in quanto la sezione verticale al di sopra dell'apertura è costituita anche da un numero di strati di tavole orizzontali, che possono essere adibiti al ruolo di architrave.

L'analisi strutturale di una parete in XLAM può essere eseguita come l'analisi di un elemento a lastra con una forma irregolare e richiede lo studio delle forze interne della lastra e la verifica della sezione utile o delle altre parti strutturali più sollecitate.

#### 2.6.4 Le Travi-Pareti in XLAM

L'utilizzo nell'edilizia delle pareti in XLAM ha portata alla comparsa sul mercato di un nuovo componente strutturale noto come trave-parete.

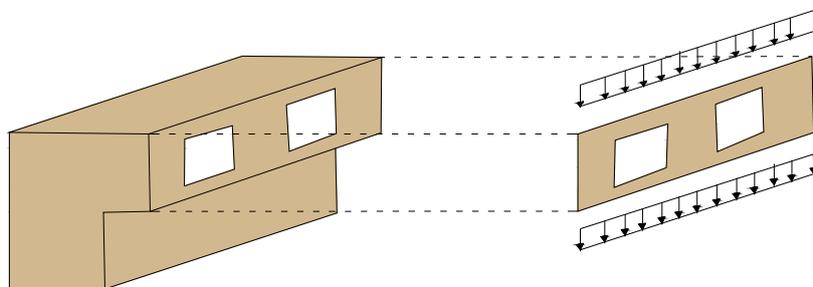


Fig. 2.10 Trave parete

Il sistema consiste in pratica nell'utilizzare le travi-parete in XLAM come elementi strutturali per formare la struttura tridimensionale dell'edificio. I pannelli XLAM divengono quindi delle vere e proprie travi verticali, aprendo la strada alla realizzazioni di sistemi spaziali strutturali basati sull'uso delle superfici come elementi strutturali principali. In particolare la realizzazione di strutture a sbalzo, sostenuta dalle pareti ad esse perpendicolari, è solo una delle molteplici applicazioni possibili.

### 2.6.5 La struttura spaziale dell'edificio in XLAM

Come già riportato più volte, l'edificio in XLAM è costituito da una serie di elementi piani che nel loro insieme formano la struttura portante della costruzione. L'XLAM permette quindi di realizzare strutture spaziali di grandi dimensioni sottili e di grandi dimensioni. L'elemento piano non è più inoltre un semplice tamponamento senza funzione strutturale, ma la parte principale della struttura portante con funzione di lastra e piastra. Questo permette da un lato di ridurre la dimensione degli elementi strutturali, e dall'altro aumenta la flessibilità progettuale.

Anche la controventatura della struttura, sia verticale che orizzontale, non richiede più una considerazione separata dalla struttura portante principale, ma è integrata in essa. Infatti tutti gli elementi strutturali piani fungono da lastre strutturali, realizzando quindi quasi automaticamente anche la controventatura della struttura.

### 2.6.6 Il progetto della struttura in XLAM

L'utilizzo dell'XLAM per la costruzione di edifici a struttura in legno è spesso considerato come un'alternativa alle tipologie costruttive in legno meno recenti riducendosi spesso ad una variante, possibilmente più conveniente.

Questo approccio risulta sicuramente corretto, in quanto permette di valutare le varie alternative disponibili al progettista durante la fase di elaborazione e di trovare la soluzione più ottimale per l'aspetto considerato. Ma le potenzialità del materiale XLAM possono e devono essere meglio sfruttate se considerate come uno dei sussidi alla fase di progettazione, integrandosi in modo ottimale al progetto sin dalle sue prime fasi.

Pur nella estrema varietà di formati, spessori e strati disponibili, l'XLAM assume infatti sempre il ruolo di un pannello con funzione portante, pertanto l'analisi del comportamento della struttura dipende dal pannello impiegato e dalla sua realizzazione.

Risulta quindi importantissimo il ruolo del progettista, il quale deve scegliere non solo il pannello XLAM i cui requisiti soddisfino le esigenze degli utenti, ma deve ripensare lo

stesso modello strutturale dell'edificio progettato, adattandolo ad un sistema costruttivo a pannelli e non a telaio portante.

Si ricorda inoltre che la scelta del prodotto non è legata solo al comportamento strutturale, ma anche ad una serie di altri aspetti che comprendono la produzione e prefabbricazione degli elementi costruttivi, le condizioni e le possibilità di trasporto, la definizione delle fasi di montaggio e delle infrastrutture necessarie al cantiere ed i tempi di lavorazione nelle varie fasi. A titolo esemplificativo verranno ora mostrati una serie di esempi sulle diverse possibilità di realizzazione.

#### SOLETTE IN XLAM

Le solette in XLAM possono essere considerate degli elementi strutturali inflessi lineari, in quanto gli effetti strutturali a lastra sono evidenti solo in prossimità degli angoli o in zone con luci ridotte; pertanto è preferibile non realizzare giunti nei pannelli nella direzione principale di sollecitazione. I pannelli dovranno comunque essere collegati tra loro in modo corretto e secondo le esigenze strutturali dovute alla necessità di garantire la continuità strutturale del pannello anche nella direzione meno sollecitata. La larghezza massima è limitata dalla disponibilità degli elementi e dalle possibilità di trasporto, situandosi di regola tra 1,2 m e 3 m.

Le dimensioni del pannello in XLAM possono però essere dettate anche dalle esigenze strutturali, risultando a volte necessario sfruttare la capacità portante anche nella direzione secondaria o trasversale a quella principale. Si può inoltre avere l'esigenza di avere un lato della soletta a sbalzo, oppure la presenza di aperture nella soletta possono richiedere la continuità strutturale flessionale della soletta nella direzione trasversale.

## PARETI IN XLAM

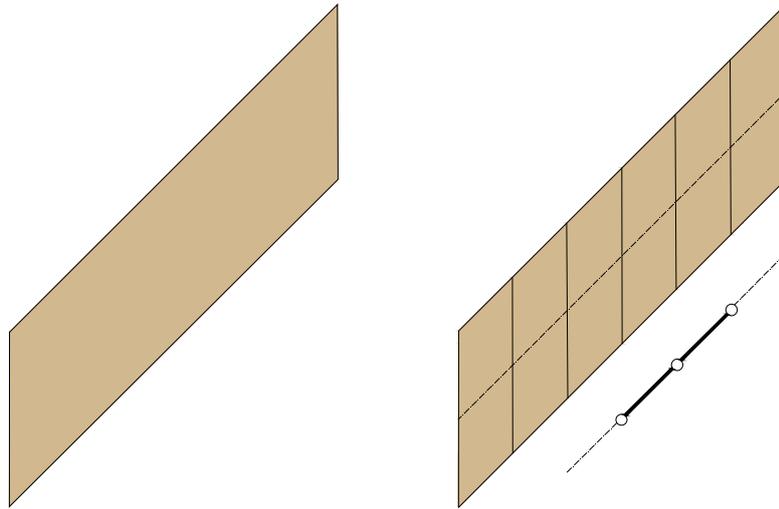


Fig. 2.11 Parete intera e parete formata da più elementi con giunti verticali

Anche la realizzazione pratica degli elementi di parete può avvenire in modi diversi. L'altezza degli elementi di parete è spesso vincolata all'altezza di un piano dell'edificio: a seconda del tipo di edificio questa altezza può variare intorno ai 3 m, pertanto solitamente gli elementi di parete sono formati da un unico pannello XLAM nella direzione verticale. Sono comunque disponibili pannelli XLAM che raggiungono i 20 m di lunghezza.

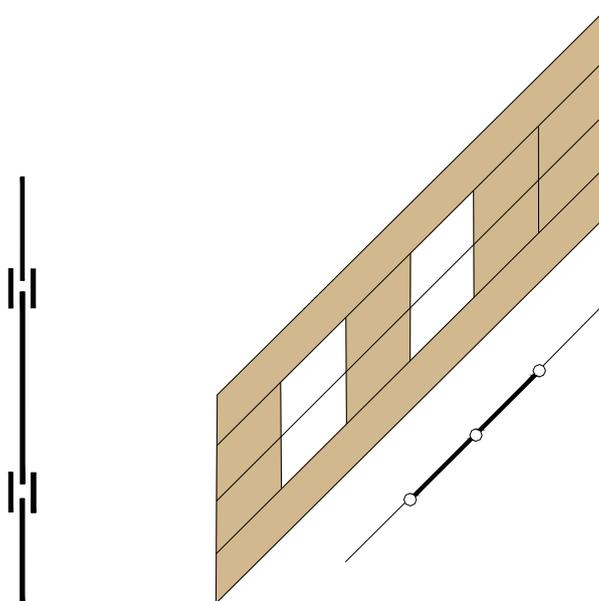


Fig. 2.12 Lastra verticale composta da più elementi con giunti orizzontali rigidi

Gli elementi di parete, avendo la doppia funzione di discesa dei carichi verticali ed elemento inflesso in caso di carichi perpendicolari al proprio piano, presentano di preferenza gli strati esterni del pannello orientati nella direzione verticale.

Il comportamento strutturale a lastra del pannello verticale dipende non solo dalla stratigrafia della parete, ma anche da eventuali aperture presenti, pertanto questi aspetti dovranno essere considerati all'interno del sistema strutturale di calcolo.

### 2.6.7 La struttura tridimensionale

L'analisi della struttura tridimensionale realizzata con pannelli in XLAM potrebbe apparire complessa ed impegnativa, soprattutto a causa dell'effetto strutturale delle superfici che compongono la struttura portante. Essendo però nella maggior parte dei casi elementi di

parete e di soletta collegati tra loro senza giunti rigidi a flessione, l'analisi della struttura può essere eseguita scomponendo la struttura nei suoi diversi elementi strutturali, in modo da poter analizzare le varie parti in maniera indipendente. Questo modo di procedere, anche se non adatto all'analisi dettagliata delle deformazioni della struttura ed all'analisi dell'azione sismica, è comunque utile come primo approccio per poter definire in modo chiaro ed univoco il comportamento strutturale e la funzione di ogni singolo elemento in XLAM. Pertanto in una fase iniziale il calcolo e la verifica dei singoli elementi può avvenire in modo sufficientemente semplice ed efficace, permettendo di valutare l'effetto delle scelte costruttive ed esecutive che saranno fatte in fase di definizione del progetto esecutivo.

## 2.7 Comportamento al fuoco dei pannelli XLAM

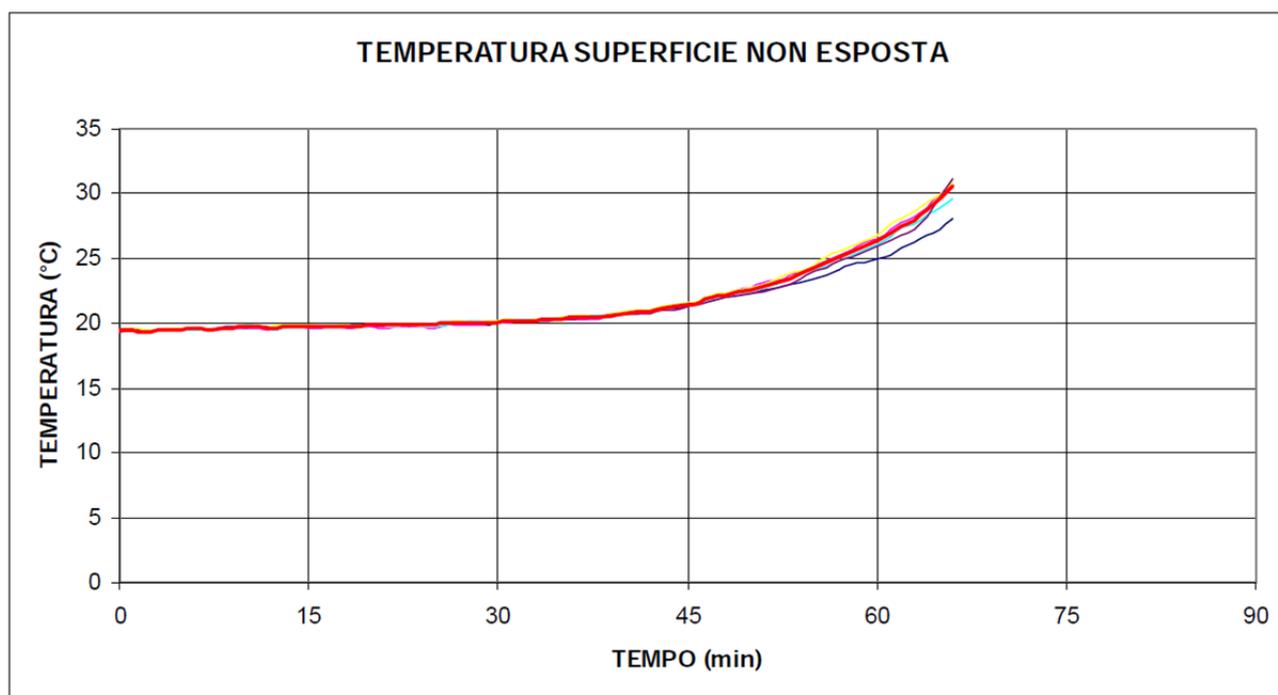


Fig. 2.13 Grafico della variazione di temperatura sulla faccia non esposta di un pannello in Xlam da 85 mm (temperatura di oltre 1000°C sulla faccia esposta)

Il legno è un materiale combustibile, questo però non significa che le strutture in legno non abbiano resistenza al fuoco oppure che ne soffrano più i danni rispetto ad una equivalente struttura in acciaio o in cemento armato. Accade infatti raramente che le strutture in legno

facciano da combustibile agli incendi, ma ne subiscono anzi le conseguenze, manifestando spesso un comportamento migliore di altri materiali.

Osservando infatti il comportamento di un elemento strutturale soggetto ad incendio si nota che:

- Il legno brucia lentamente e il processo di carbonizzazione procede dall'esterno verso l'interno;
- Il legno che non si è ancora bruciato conserva l'efficienza strutturale nonostante l'incremento di temperatura;
- Il raggiungimento della rottura avviene lentamente, solo quando la sezione utile si è talmente ridotta da non poter sopportare il carico applicato.

Quindi, la perdita di efficienza della struttura in legno soggetta al fuoco avviene per riduzione della sezione utile e non per degrado fisico-meccanico.

Osservando inoltre il processo di carbonizzazione, si osserva che questo avviene lentamente con tempi che vanno da alcuni minuti ad alcuni ore, lasciando quindi un intervallo notevole per l'evacuazione di sicurezza.



Fig. 2.14 Prova a combustione effettuata sulla casa Sofie

Confrontando poi il comportamento del legno soggetto ad incendio con quello di altri materiali da costruzione, si osserva che il legno offre addirittura diversi vantaggi:

- Gli elementi strutturali in acciaio non bruciano ma l'incremento di temperatura porta

ad un pericoloso aumento della duttilità e quindi delle deformazioni;

– Nelle costruzioni in cemento armato la resistenza al fuoco dipende quasi esclusivamente dallo spessore del copriferro;

### **2.7.1 Resistenza e reazione al fuoco**

La resistenza e la reazione al fuoco sono concetti molto diversi nell'analisi della sicurezza al fuoco.

Con “resistenza al fuoco” si intende la capacità portante di un elemento strutturale, nonché la capacità di compartimentazione rispetto all'incendio sia per gli elementi di separazione che strutturali, come muri e solai, che non strutturali, come porte e tramezzi.

Con “reazione al fuoco” si intende il grado di partecipazione di un materiale combustibile al fuoco al quale è sottoposto. In base a questo sono assegnati alle classi 0, 1, 2, 3, 4 e 5 con l'aumentare del loro contributo alla combustione; quelli di classe 0 sono classificati come non combustibili, mentre i prodotti a base di legno hanno reazione al fuoco 3 o 4.

### **2.7.2 Comportamento al fuoco degli edifici in XLAM**

Dall'analisi del comportamento al fuoco del legno, è possibile trarre alcune regole generali sulla progettazione al fuoco degli edifici in XLAM.

Secondo quanto riportato dall'attuale normativa italiana, non esiste alcun divieto alla realizzazione di edifici con struttura in legno anche di molti piani. Si hanno però alcune limitazioni riguardanti la resistenza minima al fuoco delle strutture portanti e di separazione che prescindono dal materiale con il quale la struttura è stata realizzata e che per un elevato numero di piani (oltre 50 m) rendono difficile l'utilizzo di strutture portanti in legno.

Da normativa non è stato ancora stabilito se per i pannelli a strati incrociati lasciati a vista debba essere richiesto il requisito di reazione al fuoco, oltre a quello di resistenza. Occorre però considerare che poiché i pannelli delle pareti e dei solai costituiscono una importante frazione della superficie totale del compartimento, è opportuno che vengano trattati sia come

struttura per la resistenza al fuoco) che come rivestimento (per la reazione al fuoco). Relativamente alla velocità di carbonizzazione, non esistono ancora riferimenti precisi in normativa. L'unico riferimento ad oggi applicabile è quello della tabella 3.1 dell'Eurocodice 5, parte 1-2, in cui per i pannelli a base di legno diverso dal compensato viene dato un valore di 0,9 mm/min. Tuttavia questo valore fa riferimento a pannelli di spessore minore o uguale a 20 mm, e quindi molto più sottili di quelli utilizzati per l'XLAM.

Dalle prove sperimentali effettuate in laboratorio risulta che la velocità di carbonizzazione media presenta velocità simili a quelle del legno massiccio (0,65 mm/min).

Comunque, considerando i pacchetti costruttivi utilizzati solitamente per solai e pareti, le strutture portanti in legno sono solitamente protette dai materiali di rivestimento interni ed esterni, che forniscono una protezione aggiuntiva al fuoco delle strutture portanti.

A titolo esemplificativo, secondo la EN 1995-1-2 un rivestimento applicato alla parete oppure ad un solaio composto da un pannello in cartongesso standard dello spessore di 15 mm fornisce una resistenza al fuoco aggiuntiva di 19 min se posato con una intercapedine vuota superiore ai 2 mm di spessore. Se l'intercapedine è ad esempio di 4 cm ed è riempita di lana di roccia il valore può aumentare fino a 35 min.

Anche la protezione data dal rivestimento esterno dell'edificio risulta utile per impedire che l'incendio localizzato ad un determinato piano si propaghi in quelli adiacenti per combustione dei listelli di supporto del cappotto isolante esterno e dello stesso materiale isolante combustibile. Risulta quindi evidente che l'applicazione di un rivestimento esterno aderente al cappotto è preferibile.

Recenti casi di incendio in edifici che non presentavano la struttura in legno XLAM direttamente esposta hanno dimostrato che il danno strutturale sia notevolmente ridotto rispetto ad edifici con il legno a vista.

In particolare si riporta a titolo esemplificativo il caso dell'abitazione progettata e costruita nel 2007 dall'Ing. Giuseppe Moschi. Un incendio causato da un errore di montaggio dell'innesco interno della canna fumaria si propagò, senza poter essere spento, all'interno della casa non ancora abitata per più di 20 ore. I danni osservati al termine dell'incendio hanno colpito solamente circa 3 mq di solaio e 4 mq di parete, senza che si verificasse alcun cedimento strutturale. Successivamente i danni sono stati facilmente riparati grazie all'applicazione di alcune protesi strutturali realizzate con la stessa tecnica costruttiva dei

pannelli in XLAM.

L'incendio che ha coinvolto l'edificio dell'Ing. Moschi ha dimostrato l'importanza di considerare anche il comportamento al fuoco dei materiali isolanti e di rivestimento utilizzati nei pacchetti costruttivi di pareti e solai. Infatti nel caso appena analizzato l'incendio si è inizialmente originato per carbonizzazione, causata dalle alte temperature raggiunte, dei pannelli del solaio e poi si è diffuso a causa della presenza di coibentazioni infiammabili fino alle canalizzazioni dei bagni e poi, per effetto camino, fino ai piani superiori.

Pertanto, per realizzare una buona progettazione dell'edificio in XLAM, occorre sempre valutare il comportamento al fuoco non solo delle strutture ma anche dei tamponamenti e dei materiali di finitura. Verranno ora analizzati alcuni materiali di isolamento e finitura in base al loro comportamento al fuoco.

#### PANNELLI IN FIBRA DI LEGNO

Questi pannelli sono solitamente realizzati per aggregazione termica a compressione di fibre di legno, e risultano facilmente infiammabili.

Comunque gli isolanti vengono solitamente protetti da uno strato di intonaco o cartongesso o pannello di legno, non risultando mai direttamente esposti al fuoco. In questo caso, se si è stati attenti a non formare una camera d'aria a contatto con il materiale, il fuoco non riesce a propagarsi all'interno dello strato isolante anche se può rimanere covante; se al contrario è presente una camera d'aria la fibra di legno brucia ed il fuoco si può propagare anche velocemente all'interno della parete o della copertura.

Risulta quindi opportuno che gli isolanti in fibra di legno sia sempre confinati da materiali che contrastino l'afflusso d'aria e limitino quindi la propagazione dell'incendio.

#### PANNELLI IN FIBRA DI LEGNO MINERALIZZATA

Sono pannelli in fibra di legno legata con materiali cementizi usati per la realizzazione di rivestimenti isolanti e di controsoffittature.

Presentano una maggiore resistenza meccanica rispetto ai pannelli in fibra di legno, un peso maggiore ed un migliore comportamento al fuoco. La resistenza al fuoco può essere però

compromessa dalla presenza di giunti se questi sono stati realizzati malamente, per tale motivo spesso sui pannelli viene posato un intonaco con rete che ne garantisce la continuità.

## PANNELLI DI SUGHERO

Il sughero è un eccellente materiale isolante e presenta un buon comportamento al fuoco. Il sughero presenta inoltre una bassa velocità di combustione senza la necessità di ulteriori trattamenti igniritardanti.

Solitamente si utilizzano pannelli a media ed alta densità e possono essere forniti anche in forma granulare.

Il sughero viene generalmente classificato in classe 1 o 2 (DM 26/08/1994) di reazione al fuoco.

## ISOLANTI SINTETICI

Dal punto di vista del comportamento al fuoco presentano diversi svantaggi. Infatti sono combustibili, presentano una elevata velocità di propagazione delle fiamme, possono emettere fumi tossici e nocivi, inoltre in alcuni casi a seguito della combustione si ritirano creando delle intercapedini all'interno delle quali il fuoco si propaga molto velocemente. Sono generalmente classificati in classe di reazione al fuoco 4 o 5.

## PANNELLI DI LEGNO COMPENSATO

Il legno compensato è composto da sottili strati di legno incollati tra di loro tramite la fibratura incrociata. Ed è proprio la fibratura concentrata che conferisce al materiale una elevata stabilità dimensionale anche in caso di incendio. Per tale motivo questo materiale ha una ottima risposta nei confronti della tenuta al fuoco (requisito E della tenuta al fuoco). Poiché è composto principalmente da legno, la sua reazione al fuoco è quella del legno (classe 3 o 4 in funzione dello spessore, con apposite vernici lo si può portare in classe 1). Solitamente il legno compensato non emette fumi tossici in caso di incendio, ma le emissioni possono dipendere dai collanti utilizzati.

## 2.8 Comportamento sismico delle strutture in XLAM

### 2.8.1 Precauzioni tecniche nel montaggio della struttura in XLAM

Diversamente dalle azioni verticali che possono agire solo su una porzione della struttura ed alcuni elementi costruttivi, l'azione sismica è un insieme di forze orizzontali che coinvolgono la struttura nella sua interezza, quindi la continuità tra i collegamenti delle diverse parti della struttura è importante e deve essere realizzata sia a trazione che a compressione.

Osservando il comportamento sismico, si nota che un edificio realizzato in XLAM può essere assimilato ad una struttura scatolare in cui pareti e solai sono realizzati con pannelli in legno massiccio molto rigidi e resistenti, collegati tra loro tramite sistemi meccanici.

Le pareti sono realizzate o con un unico elemento dotato di tutte le aperture per porte e finestre, con l'unica limitazione della lunghezza data dalle esigenze di trasporto (solitamente sotto i 12 m), oppure con l'unione di più pannelli (lunghezza minore o uguale a 3 m) collegati tra loro tramite giunti meccanici realizzati con sottili strisce di pannello multistrato oppure tramite viti, chiodi e tasselli.

I solai di interpiano vengono invece sempre realizzati assemblando più pannelli di lunghezza minore o uguale a 3 m, uniti con giunti meccanici realizzati con le stesse modalità dei pannelli di parete e sono collegati alle pareti sottostanti ed eventualmente a travi rompitratta in legno lamellare.

Le strutture di fondazione sono invece realizzate o con una platea (che può essere realizzata anche sopra un vano interrato ad uso scantinato) oppure con un reticolo di travi rovesce in c.c.a. Utilizzando una platea viene comunque sempre realizzato un cordolo in c.c.a. o in legno (altezza 100-120 mm) adatto per l'esterno così da evitare il contatto diretto dei pannelli di parete con la platea stessa. Inoltre tra la platea in c.c.a. e la struttura in legno deve sempre essere interposto uno strato di guaina bituminosa risvoltata sulla struttura in legno.

In alcuni casi, nella zona tra la parete e la fondazione, può essere interposto un ulteriore strato di gomma, utilizzato sia per impedire il passaggio dell'aria attraverso le zone di contatto, sia per migliorare l'isolamento acustico.

Il collegamento tra le pareti del piano terra e la fondazione svolge una duplice funzione; ovvero impedire che per effetto delle azioni orizzontali (vento e sismi) si possano verificare sia lo scorrimento che il ribaltamento della parete rispetto alla fondazione.

Solitamente il ribaltamento viene contrastato con piastre angolari dette hold-down. Queste vengono collegate alla parete di legno con chiodi o viti e alle fondazioni in cemento armato con barre filettate o tasselli a pressioni ancorati con resine poliuretatiche.

Lo scorrimento può invece essere contrastato in vari modi, a seconda della tipologia di collegamento delle pareti alla fondazione. Nel caso in cui sia presente un cordolo di collegamento in legno nell'intercapedine tra le pareti e la fondazione, si prevede solitamente un doppio collegamento del cordolo alle fondazioni tramite barre filettate, e un collegamento tra il cordolo e la parete realizzato con viti autoforanti inserite inclinate tra i due componenti.

Come riportato sopra, le pareti possono essere realizzate con un unico pannello lungo fino a 16 m ed alto fino a 3 m (1 piano), oppure possono essere suddivise in pannelli di larghezze variabili a seconda del produttore fino ad un massimo di 3 m e collegate tra loro con la realizzazione di giunti verticali. Questi vengono solitamente realizzati inserendo una striscia di pannello multistrato in legno inserita all'interno di apposite fresature predisposte nelle pareti. Il collegamento viene poi rinforzato tramite l'inserimento di viti autoforanti (diametro da 6 a 10 mm) con interasse variabile in funzione dei carichi. Nell'inserimento di queste viti è indispensabile fare attenzione ad intercettare gli strati del pannello con la direzione della fibratura verticale. In caso contrario, intercettando gli strati aventi la direzione della fibratura orizzontale, l'unione diventa quasi inefficiente a causa della scarsa resistenza. Per tale motivo, data l'alta precisione richiesta per intercettare lo strato giusto, è solitamente preferibile realizzare il collegamento con la vite fissata inclinata.

Montate le pareti del piano terra, è possibile procedere con l'installazione del primo solaio. Questo è costituito da pannelli di spessore solitamente maggiore di quello delle pareti, ovviamente a causa delle luci e dei carichi che poggiano sulle pareti del piano inferiore e su travi in legno lamellare quando previste.

Anche per il solaio, in considerazione delle esigenze di trasporto e montaggio, è preferibile utilizzare pannelli di larghezza massima 3 m, collegati poi tra loro con giunti orizzontali realizzati con le stesse modalità dei giunti verticali realizzati per le pareti.

Terminato il solaio, si procede con la posa delle pareti dei piani superiori fissati al solaio del piano terra con l'ausilio delle piastre hold-down. In alternativa possono essere utilizzate anche le pratiche bande metalliche forate da collegare esternamente alla parete esterna con chiodi o viti, sia alla parete del piano inferiore che a quella del piano superiore.

Giunti alla copertura, questa può essere realizzata in pannelli oppure col metodo tradizionale, ovvero con travi principali, secondarie ed arcarecci in legno lamellare ricoperti da un doppio strato di perlinato incrociato o da pannelli a base di legno.

I collegamenti nella copertura realizzata con pannelli avvengono nello stesso modo dei collegamenti dei solai, mentre nel caso del tetto realizzato con il metodo tradizionale in legno lamellare, la lavorazione a taglio computerizzato delle travi permette di realizzare incastri ad alta precisione per l'aggancio dei vari elementi, a cui si aggiungono viti autoforanti ed a volte piastre per aumentare la rigidità degli stessi.

### 2.8.2 Criteri di progettazione degli edifici XLAM in zona sismica

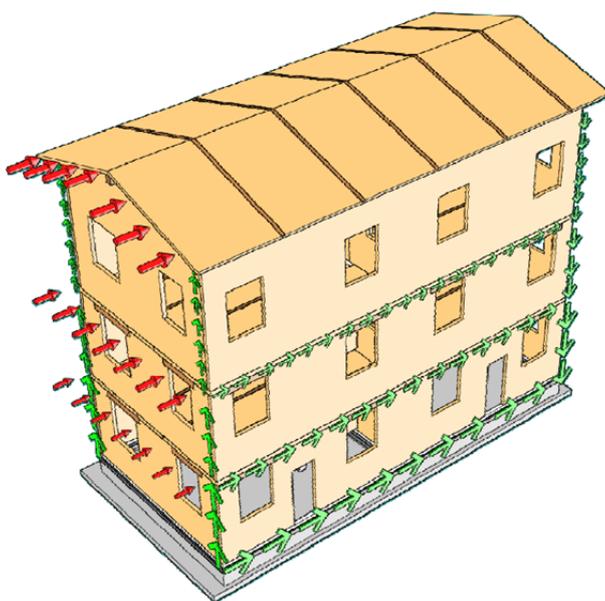


Fig. 2.15 Forze sismiche agenti su un edificio in Xlam

L'evoluzione della tecnica delle costruzioni riguardante gli edifici in Xlam e la ricerca sul comportamento statico e sismico condotta in Europa negli ultimi anni, hanno permesso oggi di stabilire delle regole di progettazione sia nel campo statico che in quello dinamico.

Poiché queste edifici hanno una massa molto ridotta rispetto ad edifici di analoghe

dimensioni realizzate in c.c.a., solitamente l'azione del vento è dello stesso ordine di grandezza di quella sismica e non è quindi trascurabile, pertanto, anche in zone a bassa sismicità, la progettazione per azioni orizzontali è estremamente importante.

Come visto precedentemente, un edificio realizzato in XLAM è in sostanza una struttura scatolare in cui solai e pareti sono costituiti da diaframmi composti da pannelli in legno massiccio connessi tra loro mediante sistemi di collegamento meccanici.

Considerando quindi il comportamento scatolare, quando l'edificio viene colpito da un sisma l'energia accumulata viene trasferita dagli orizzontamenti, ipotizzati rigidi nel proprio piano, alle pareti di piano in funzione della propria rigidità e da queste ai piani sottostanti fino ad arrivare alle fondazioni.

Ovviamente, ipotizzando i diaframmi rigidi, il taglio sismico di piano andrà ripartito tra le varie pareti in funzione della propria rigidità, considerando gli effetti torsionali calcolati sommando all'eccentricità effettiva tra il baricentro delle masse ed il baricentro delle rigidità un'eccentricità accidentale come prescritto dalla normativa, ottenuta spostando il centro di massa di ogni piano in ogni direzione, considerata una distanza pari a circa  $\pm 5\%$  della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica.

Le pareti saranno quindi caricate da azioni orizzontali nel proprio piano e soggette, per effetto di queste ultime, ad azioni di scorrimento e sollevamento per le quali andranno verificati i corrispondenti elementi di collegamento.

Si ricorda inoltre che la deformazione di un sistema parete realizzato con pannelli di legno XLAM fissato con unioni meccaniche è causata principalmente dalla deformazione delle unioni meccaniche (angolari e piastre hold-down) che può essere dell'ordine di 1 cm, mentre la deformazione del pannello resta sotto al millimetro, quindi ai fini di calcolo si può schematizzare il pannello come infinitamente rigido nel proprio piano collegato con unioni meccaniche deformabili.

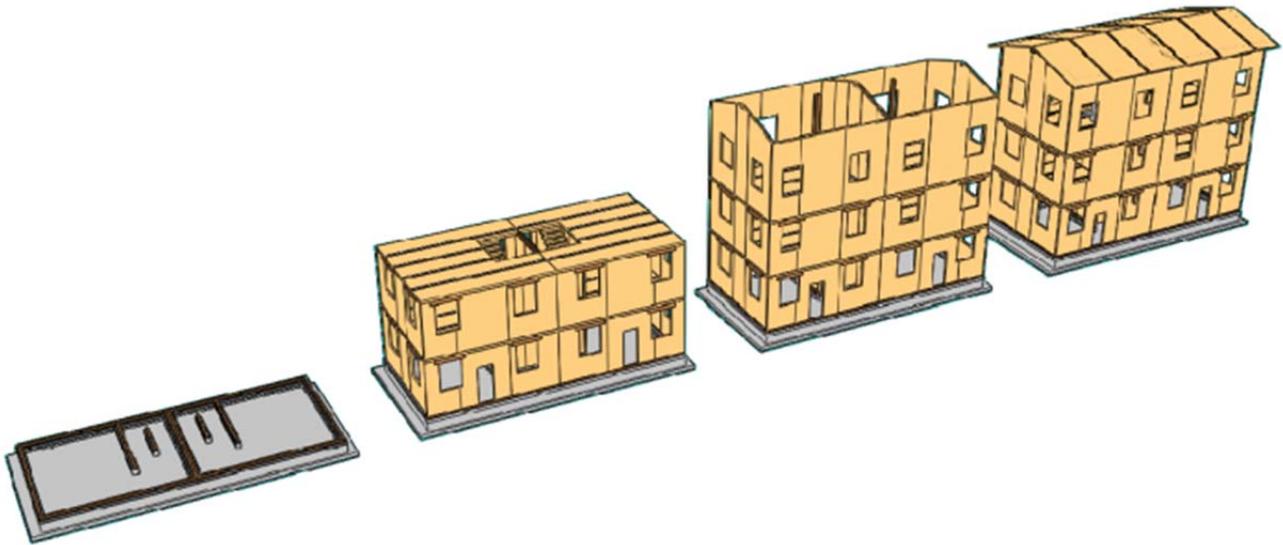


Fig. 2.16 Fasi costruttive di un edificio in Xlam

La rigidezza di ciascuna parete può essere considerata proporzionale alla lunghezza della parete stessa solo se le connessioni, sia quelle verticali fra i singoli pannelli di cui è composta la parete, sia quelle orizzontali tra parete e solai, sono distribuite uniformemente lungo tutte le pareti di ciascun piano.

Le sollecitazioni derivanti dalle azioni sismiche agenti sui vari elementi strutturali possono essere calcolate per edifici rispondenti ai criteri di regolarità strutturale in pianta ed elevazione indicati dalle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008. Per fare questo è necessario procedere secondo un'analisi statico lineare considerando l'azione sismica agente nelle due direzioni principali ortogonali e assumendo il primo modo di vibrare dell'edificio come una distribuzione di spostamenti che aumentano in modo lineare al crescere dell'altezza dell'edificio.

Diversamente, per edifici non rispondenti ai criteri di regolarità strutturale indicati dalle norme, è necessario procedere con una analisi dinamica, e quindi l'edificio dovrà essere modellato nella sua interezza schematizzando sia le pareti a pannelli che le unioni

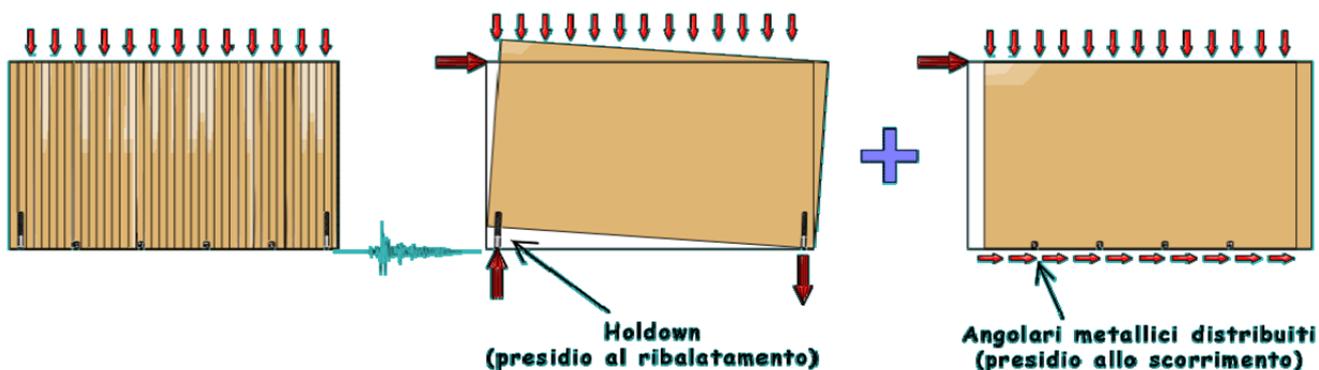


Fig. 2.17 Effetti dell'azione sismica agenti su una parete e diversa funzione degli elementi di collegamento

meccaniche come diaframmi rigidi. Si può effettuare una modellazione in campo lineare affidabile con diversi software di calcolo strutturale agli elementi finiti disponibili in commercio, schematizzando le pareti come elementi shell a cui vanno opportunamente assegnate le caratteristiche di rigidezza a taglio e a compressione equivalente dei pannelli a strati incrociati, e le connessioni meccaniche mediante elementi biella di rigidezza equivalente.

Per garantire il comportamento scatolare è necessario che non intervengano prima cedimenti per la perdita di geometria locale o globale, cioè la scatola strutturale non si apra ma resti connessa.

Per questa finalità alcune connessioni tra i vari elementi strutturali devono possedere un'adeguata riserva di resistenza in modo da rimanere sempre in campo elastico-lineare evitando così eccessive deformazioni consentendo, in accordo con il criterio di gerarchia delle resistenze, agli elementi ed alle connessioni un comportamento duttile finalizzato a dissipare l'energia trasferita dal sisma. Tra queste connessioni si ricordano:

- Le connessioni tra i pannelli del solaio in modo da assicurare la quasi assenza di scorrimento relativo e garantire l'ipotesi di diaframma rigido;
- Le connessioni tra il solaio e la sottostante parete in modo che ad ogni piano ci sia un diaframma rigido al quale le sottostanti pareti risultano rigidamente collegate e che quindi faccia da cintura di piano;
- Le connessioni verticali tra le pareti che si intersecano tra loro, in particolare agli spigoli dell'edificio, in modo che la stabilità delle stesse pareti e dell'intera scatola strutturale risulti sempre garantita.

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

- Le connessioni verticali tra i pannelli-parete;
- Le connessioni a taglio alla base delle pareti;
- Le connessioni hold-down all'inizio ed alla fine di ciascuna parete ed in corrispondenza delle aperture.

Allineandosi al criterio di gerarchia delle resistenze è necessario che gli elementi siano progettati per resistere alle azioni sismiche di competenza, senza effettuare sovradimensionamenti. Risulta infatti di notevole importanza che la resistenza alle azioni orizzontali sia maggiore ai piani bassi e diminuisca ai piani alti in proporzione alla variazione in altezza del taglio di piano. Si deve quindi evitare il sovradimensionamento delle unioni o almeno è opportuno adottare un fattore di sovradimensionamento unico per tutti i piani, cercando di ottenere la plasticizzazione contemporanea di tutte le unioni meccaniche.

Questo è fondamentale per garantire il livello di duttilità e di dissipazione dell'intero organismo strutturale.

In relazione a questo è opportuno osservare come la resistenza delle connessioni con mezzi metallici di unione a gambo cilindrico (chiodi, spinotti, bulloni, viti) risenta fortemente dell'effetto della laminazione incrociata. Recenti studi scientifici hanno dimostrato come le tavole incollate perpendicolarmente alla direzione dello sforzo riducono notevolmente il fenomeno dello splitting, cioè la rottura prematura per divaricazione delle fibre, e che pertanto la resistenza a rottura possa risultare maggiore del 50% rispetto a quella calcolata secondo la teoria classica delle connessioni meccaniche descritta dall'Eurocodice 5, qualora la connessione interessi una parte di pannello in cui è presente l'effetto della laminazione incrociata. In alternativa è sempre possibile progettare nell'ipotesi di comportamento scarsamente dissipativo, assumendo per il fattore di struttura  $q$  il valore 1,5 senza considerare alcun comportamento duttile. Tuttavia, anche in questo caso, è opportuno

rispettare i criteri di gerarchia delle resistenze espressi sul sovradimensionamento di alcune tipologie di collegamento.

## 2.9 L'isolamento dei pannelli in XLAM

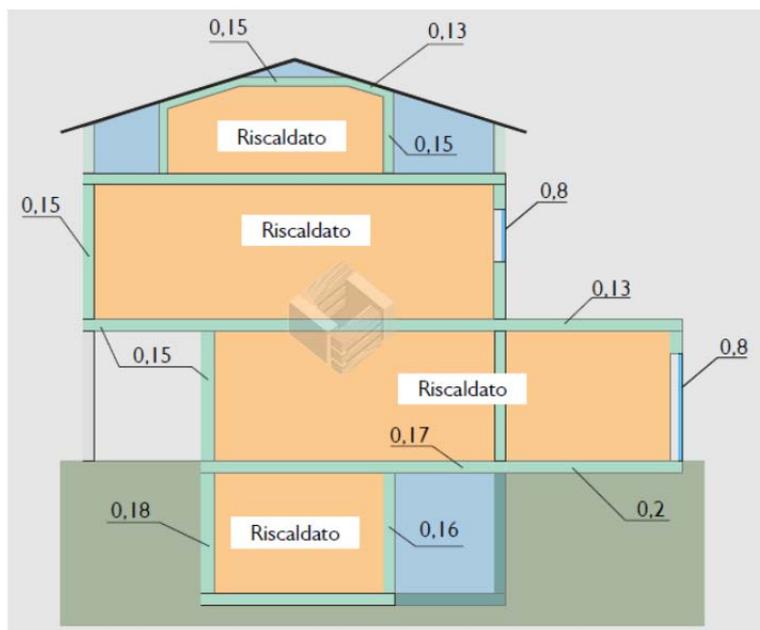


Fig. 2.18 Prestazioni termiche degli involucri passivi con indicazione delle trasmittanze

Nonostante l'incredibile evoluzione che ha caratterizzato le tecnologie costruttive negli ultimi decenni, osservando i consumi energetici per il riscaldamento ed il raffrescamento dei nostri edifici si sono mantenuti a livelli prossimi a quelli di oltre 40 anni fa. Infatti se gli edifici costruiti prima del 1970 avevano un consumo medio di circa 25 litri di gasolio/m<sup>2</sup>a, la maggior parte degli edifici moderni presentano ancora consumi medi dell'ordine di 17 litri di gasolio/m<sup>2</sup>a. Da questi dati si evince quindi la necessità di provvedere a migliorare le prestazioni energetiche degli edifici tramite un adeguato isolamento.

## 2.9.1 Isolamento contro il freddo

Per l'ottenimento delle migliori condizioni di comfort invernale è necessario eseguire una "check list" energetica dell'edificio da analizzare, considerando le caratteristiche dell'involucro opaco e trasparente presente.

L'involucro è tipicamente composto da 4 strutture:

- La parete opaca;
- Il solaio verso il basso;
- Gli infissi;
- Il tetto e l'ultimo solaio.

Il grado di isolamento di questi elementi è espresso dalla trasmittanza termica  $U$ . Minore è questo valore, minore sarà la perdita di calore.

I valori minimi per la trasmittanza termica  $U$  sono prescritti dal DLgs. 192 e successive modifiche.

Considerando il valore di riferimento per la trasmittanza termica  $U$  di  $0,30 \text{ W/m}^2\text{K}$ , va osservato che l'utilizzo di qualsiasi materiale da costruzione non garantisce l'ottenimento delle condizioni di comfort desiderate, se non si utilizza un materiale isolante.

Ad esempio, la muratura monostrato in laterizio tradizionale non consente il raggiungimento del valore di trasmittanza termica  $U$  desiderato, se non per spessori di almeno 70 cm, molto difficilmente adattabili all'economia ed alle tecniche costruttive correnti.

Osservando altri esempi di pareti si possono trarre le suddette conclusioni:

- Muratura monostrato realizzata con blocchi porizzati di 38 cm. Ha un valore  $U=0,64\text{W/m}^2\text{K}$  ed uno spessore totale di 42 cm. Come risultato, il blocco porizzato tradizionale è adatto per costruire un muro portante ma non per isolare

sufficientemente contro il freddo invernale;

- Muratura in laterizio da 25 cm + isolante termocappotto da 10 cm. Ha un  $U=0,30$   $W/m^2K$  ed uno spessore totale di 38 cm. Da questo si deduce che sia la migliore tra le murature in laterizio;
- Muratura in laterizio a 2 strati (blocco da 25 cm + isolante 10 cm + blocco da 10 cm). Ha un  $U=0,29$   $W/m^2K$  ed uno spessore totale di 49 cm. Come risultato si osserva che è termicamente equivalente alla muratura con cappotto occupando però 49 cm di spessore;
- Struttura a pannelli di legno XLAM da 10 cm + isolante su ambo i lati. Ha un  $U=0,29$   $W/m^2K$  ed uno spessore totale di 25 cm. Risulta quindi la parete in grado di fornire l'isolamento eccellente col minimo spessore.

Da prove effettuate risulta che una parete in XLAM offra 2 grandi vantaggi:

- Un elevato isolamento con trasmittanza termica  $U=0,19$   $W/m^2K$ ;
- Uno spessore molto ridotto (25 cm).

Utilizzando quindi pannelli in XLAM è possibile avere un notevole isolamento con ingombro contenuto. Confrontando poi i dati si nota che la parete in legno sia circa 3 volte più isolante della parete monostrato con blocchi porizzati, presentando inoltre il vantaggio di avere uno spessore dimezzato rispetto alle murature tradizionali.

## 2.9.2 Isolamento contro il caldo

Analizzando il problema estivo, si ha un pericoloso isolamento della richiesta di energia per il condizionamento. Il mercato offre svariati sistemi ed impianti di raffrescamento, che però

al 90% funzionano con elevato dispendio di energia elettrica. Energia che, in quanto prodotta per la maggior parte dalla combustione di carbonfossili, risulta estremamente inquinante per l'ambiente.

Pertanto è necessario provvedere all'utilizzo di altri sistemi di raffrescamento, riducendo al minimo l'impiego di energia elettrica per gli impianti di condizionamento.

Ma a differenza del freddo, contro il caldo non è sufficiente utilizzare l'isolamento, ma è necessario provvedere pianificando le giuste strategie per il raggiungimento del comfort desiderato.

Si possono elencare almeno 4 principali accorgimenti da seguire:

1. La fonte di riscaldamento più pulita ed economica è sicuramente l'irraggiamento solare; quindi è importante schermare dall'esterno temporaneamente tutte le superfici vetrate durante l'esposizione solare estiva;
2. Tutto l'involucro opaco deve essere realizzato con una certa inerzia termica, così da poter tenere fuori l'aria surriscaldata per almeno una giornata. In questo caso si parla di trasmittanza  $U_{din}$  e dello sfasamento, ovvero del ritardo con cui la temperatura arriva dall'esterno verso l'interno e che dovrebbe essere di almeno 9 ore;
3. Realizzare un sistema di ventilazione notturna, poiché la temperatura è sempre più bassa rispetto al giorno così da favorire lo smaltimento del calore accumulatosi durante la giornata. Il ricambio dell'aria può avvenire in modo manuale aprendo i serramenti oppure tramite meccanismi di ventilazione controllata;
4. Un altro aspetto molto importante è la capacità termica interna delle superfici; risulta quindi fondamentale realizzare i rivestimenti interni degli ambienti esposti al sole con materiali ad alta densità.

Il DLgs n.192 e le successive modifiche obbligano a fare una verifica estiva per limitare i fabbisogni energetici per la climatizzazione. Per ottenere questo risultato, i progettisti devono prevedere sistemi schermanti per le vetrate, stimare una massa superficiale minima di  $230 \text{ kg/m}^2$  oppure, se si realizza un edificio con un altro materiale che non raggiunge

questo valore, si devono verificare i parametri termici dinamici, come la trasmittanza termica dinamica  $U_{din}$ , affinché siano inferiori ai valori limite di legge.

In particolare analizzando il comportamento termico dei materiali più utilizzati in edilizia per capire la loro efficienza in estate si osserva per la parete in Cls a  $230 \text{ Kg/m}^2$  una prestazione insufficiente, per il laterizio forato a  $230 \text{ Kg/m}^2$  un buon risultato, ma il risultato migliore è quello della parete in XLAM con cappotto a  $65 \text{ Kg/m}^2$ .

Considerando infatti una parete in XLAM con cappotto termico da 10 cm in fibra di legno del peso totale di  $65 \text{ Kg/m}^2$ , lo sfasamento è di circa 14 ore. Significa che la parete in legno XLAM garantisce delle migliori prestazioni rispetto ad una muratura in laterizio porizzato a  $230 \text{ Kg/m}^2$ , non solo in inverno ma anche in estate.

### 2.9.3 Edifici a fabbisogno “QUASI ZERO”

Alla ricerca di un sistema costruttivo che riduca i consumi energetici quasi allo zero, la Facoltà di Scienze e Tecnologie dell'Università di Bolzano ha condotto uno studio per verificare il comportamento termico di edifici a basso consumo in climi mediterranei, e sono state elaborate le strategie progettuali da attuare per rispondere alle esigenze di comfort termico in climi caldi.

Sono state individuate 3 tipologie edilizie localizzate nel territorio del Centro-Sud Italia, in particolare nelle città di Roma, Bari e Palermo poiché in queste aree, rispetto a quelle dell'Italia Settentrionale, presentano un surriscaldamento estivo più intenso utile per la realizzazione di edifici a consumo “quasi zero”. Si deve inoltre sottolineare che l'obiettivo stabilito era quello di costruire edifici a consumo “quasi zero”, rispetto sia ai consumi per il riscaldamento sia a quelli per il raffrescamento, riducendo al massimo in climi ogni contributo energetico alla climatizzazione estiva. La sfida era proprio quella di dimostrare che realizzando edifici secondo strategie progettuali certe, si può costruire a basso consumo in climi caldi, senza l'utilizzo del condizionatore, ottenendo reali condizioni di comfort interno. Troppo spesso infatti, si pensa erroneamente che gli edifici a consumo “quasi zero” siano solo quelli in cui il contributo energetico per riscaldamento sia basso. Abbiamo visto

però che gran parte del nostro paese, e specificatamente la zona del Centro-Sud è “energivora” soprattutto dal punto di vista dei consumi per raffrescamento, che incidono dal 30% nella città di Roma fino ad arrivare al 70% rispetto ai consumi totali proprio a Palermo, condizionando fortemente il comportamento termico degli edifici presi in esame.

Sono state a questo proposito realizzate 486 simulazioni, nella fase finale del lavoro, interpolando una serie di scelte progettuali differenti in relazione al contenimento sia del fabbisogno di energia per riscaldamento, per l’involucro opaco e per quello trasparente, sia per il raggiungimento delle condizioni di comfort estivo desiderate ( $T_{\text{interna}} < 26^{\circ}\text{C}$  secondo UNI TS 11300), con l’indicazione di precise strategie atte a prevenire i fenomeni di surriscaldamento estivo; dall’ombreggiamento esterno all’inerzia termica, passando per la ventilazione naturale notturna fino alla capacità termica interna (Cip).

Tutti i risultati ottenuti sono stati successivamente “filtrati” in 3 differenti gruppi caratterizzati da 3 diversi colori:

- Scelta NON POSSIBILE : ROSSO
  
- Scelta NON CONSIGLIATA : GIALLO
  
- Scelta CONSIGLIATA : VERDE

E le scelte consigliate sono state ulteriormente selezionate individuando per ogni tipologia edilizia progettata:

- Casa MONOFAMILIARE
  
- Casa a SCHIERA
  
- CONDOMINIO

e per ogni zona climatica corrispondente (B,C e D) le scelte progettuali adeguate per il

raggiungimento delle condizioni di comfort interno in zone calde. In ultimo sono stati individuati dei pacchetti costruttivi adeguati, per ogni tipologia edilizia proposta, in relazione alle differenti città prescelte (ROMA, BARI e PALERMO) corrispondenti alle zone climatiche individuate (D,C e B) rispettivamente per:

- PARETI
  
- TETTI
  
- SOLAI

Il tutto per dimostrare che è possibile costruzione a basso consumo in climi caldi, limitando al massimo l'utilizzo di impianti di raffrescamento.

#### 2.9.4 Isolamento acustico

Analizzando anche le prestazioni acustiche dei pannelli in XLAM, si osserva che questi offrono ottimi risultati rispetto a pareti realizzate con altri materiali.

Ma per ottenere i risultati migliori devono essere considerati i seguenti aspetti:

- Il principio massa-molla-massa funziona anche con i pannelli XLAM sia in parete sia nel tetto e nel solaio;
- Le masse aggiuntive sono importanti per ridurre il passaggio di rumore a frequenze basse (come traffico, aerei, ...) e al calpestio;
- Coibentazioni leggeri-rigidi (come polistirene espanso, polistirene estruso...) hanno bisogno di masse aggiuntive;
- Le aperture, come crepe e imperfezioni di lavoro che aprono fughe aperte verso l'esterno (mancanza di tenuta all'aria) indeboliscono l'isolamento acustico, specialmente se l'aria passa attraverso superfici acusticamente non assorbenti. Per esempio i materiali fibrosi sono in questo caso i più adatti rispetto ai materiali rigidi data la loro maggiore capacità di assorbire rumore;
- Anche tutte le aperture come finestre e tubi influiscono molto sul risultato

complessivo. L'elemento più debole influisce maggiormente. Economicamente conviene minimizzare le differenze di isolamento acustico nella facciata;

– Elementi che passano dall'interno all'esterno (come travetti, travi, ...) conducono molto rumore all'interno. Termicamente e acusticamente è meglio una soluzione con elementi esterni attaccati.

Si deve poi aggiungere che in cantiere spesso succedono situazioni non previste, pertanto è estremamente importante non prevedere di rimanere a ridosso del limite di legge. Risulta consigliabile lasciare un margine di sicurezza di almeno 5 dB.

## 3\_Xlam e Social Housing

### 3.1\_Vantaggi prestazionali dei prodotti a base legnosa

Come visto nel capitolo 2, i prodotti a base legnosa come l'Xlam stanno suscitando particolare interesse nel settore edilizio. Le tecnologie che prevedono l'utilizzo di questo prodotto sono però poco conosciute anche ai progettisti che, per poterle utilizzare nel modo più efficace, deve tenere presente sia le prescrizioni normative che gli schemi operativi di progettazione. Infatti la cultura della progettazione con elementi strutturali lignei è ancora oggi, soprattutto in Italia, appannaggio di un ristretto numero di professionisti specializzati; mentre invece la crescente espansione del mercato edilizio in questa direzione richiederebbe una maggiore diffusione di competenze specifiche.

Molti indicatori segnalano infatti che sia in Italia che negli altri paesi europei si assisterà nei prossimi anni ad un notevole impulso dell'uso del legno nell'edilizia per i vantaggi offerti da questo materiale: industrializzazione del processo costruttivo con la conseguente riduzione dei costi e dei tempi di realizzazione e la leggerezza del materiale che permette di ridurre l'intensità delle azioni sismiche.

In considerazione di tali ragioni, già oggi in Italia vengono realizzati circa 3000 edifici in legno all'anno, con un trend crescente che ha trovato riscontro nella codificazione normativa che regola per la prima volta in Italia il legno come materiale strutturale (il D.M. 14/01/2008 successivo al Documento VNR-DT206/2007

Istruzioni per la progettazione, esecuzione e controllo delle strutture in legno). Sono stati dunque inseriti suggerimenti tecnici per l'utilizzo di queste strutture in zona sismica ed i requisiti per la certificazione dei prodotti in legno da parte dei produttori, mentre fino ad allora si faceva riferimento a norme emesse da altri paesi europei, ed in particolare le DIN tedesche.

Risulta quindi d'interesse indagare le recenti sperimentazioni ed applicazioni di questi sistemi costruttivi nell'ambito dell'edilizia sociale in Europa ed in Italia, così da evidenziare le peculiarità del materiale Xlam proprio in un ambito in cui l'esigenza di realizzare edifici sicuri utilizzando sistemi in grado di abbattere costi e tempi di realizzazione a parità di

qualità edilizia rappresenta un insieme di requisiti fondamentali di competitività.

Tra gli indicatori delle prestazioni insiti nei sistemi costruttivi in legno e derivati che soddisfano le esigenze tipiche dell'edilizia sociale si ricordano:

- elementi edilizi ad elevato livello di standardizzazione ed integrabilità;
  - semplicità di realizzazione;
  - flessibilità funzionale e d'utilizzo;
  - durabilità e manutenibilità appropriate in rapporto alla vita utile dell'edificio;
- prefabbricazione ed assemblaggio a secco così da abbattere i costi della manodopera; aumento della produttività e della velocità di avanzamento del cantiere.

Si deve inoltre considerare che molti dei sistemi costruttivi in legno permettono di razionalizzare la progettazione tecnologica attraverso l'equilibrio tra il progetto di soluzioni standard e la progettazione e esecutiva dell'edificio, incidendo in modo positivo anche sui costi della progettazione nel suo complesso.

Devono infine essere considerati i vantaggi connessi all'ottimizzazione dell'organizzazione del cantiere, che permette di favorire la sicurezza e la salute dei lavoratori. Poiché infatti quasi tutti i componenti sono prefabbricati, in cantiere si dovrà procedere solo al loro montaggio ed assemblaggio, secondo una pianificazione organica delle sequenze di lavoro in accordo con le indicazioni della progettazione esecutiva, permettendo di limitare l'improvvisazione in cantiere e minimizzando gli sfridi di materiale.

### **3.2 Applicazioni nell'ambito dell'edilizia sociale in Europa**

Molti paesi dell'Europa del nord, come Germania, Finlandia, Norvegia, Regno Unito, Olanda, Austria, ma anche la Turchia, paese caratterizzato da un forte rischio sismico, hanno incentivato l'utilizzo del legno nell'edilizia moderna, favorendo l'applicazione di nuove tecniche per fronteggiare il fabbisogno di alloggi destinati a categorie soggette a emergenza abitativa, così da fare assumere al binomio costruzioni in legno/sostenibilità anche una valenza economica e produttiva.

In Germania la realizzazione di alloggi sociali è assoggettata al vincolo di introdurre criteri di sostenibilità ambientale negli interventi che vengono proposti, così da equilibrare le finalità economiche e sociali con quelle ambientali. Infatti proprio in Germania, negli ultimi anni, sono stati introdotti nuovi sistemi che prevedono la sovrapposizione di pannelli in legno massiccio Xlam, permettendo di realizzare edifici a basso costo offrendo notevoli caratteristiche di resistenza meccanica alle sollecitazioni verticali ed alle spinte orizzontali. Questi sistemi prevedono il collegamento in cantiere con altri pannelli di finitura e con il sistema di fondazione tramite semplici viti autofilettanti, chiodi, angolari ed ancoraggi in acciaio con procedimenti costruttivi a secco.

Nei paesi scandinavi, ed in particolare in Finlandia ed in Norvegia, dove i giovani studenti si allontanano dalla famiglia per costituire un nucleo autonomo anche durante il periodo degli studi universitari, la spinta delle amministrazioni pubbliche verso la realizzazione di alloggi a prezzi contenuti si è orientata verso la realizzazione di un'edilizia diffusa in legno, adattabile ad una produzione in serie. Sono state avviate sperimentazioni su alcuni sistemi in legno intero prefabbricati (sistemi Kerto Q o Kerto Ripa) con l'obiettivo di migliorare alcune prestazioni specifiche aventi dirette ricadute sotto il profilo della qualità dell'abitare. Tornando in Italia, purtroppo si rileva come l'emergenza casa sia tuttora una realtà. Il nostro paese sconta infatti un notevole ritardo rispetto ad altri paesi europei, nei quali la creazione di edifici sociali è andata di pari passo con la riqualificazione di intere aree urbane. Nonostante questo ritardo, sta comunque avanzando anche nel nostro paese l'interesse verso l'edilizia sociale costruiti con tecniche costruttive a secco basate su pannelli portanti in legno.

Tra le opere in fase progettuale ed esecutiva si ricorda in particolare il complesso di edilizia popolare di 6 piani in costruzione a Firenze grazie al gruppo Case S.p.a.

Si ricorda poi la recente mostra *Social Home Design* "Abitare il futuro", che al Made Expo 2011 ha presentato 4 progetti di altrettanti studi di architettura. Idee tra loro differenti attraverso cui la *social house made in Italy* si concretizza attraverso il ricorso ad una edilizia prefabbricata a basso impatto ambientale realizzata in legno.

### 3.3\_Gli indicatori delle performance e d'uso del sistema Xlam applicato all'edilizia sociale

I sistemi costruttivi ed i prodotti di derivazione legnosa utilizzati nel campo dell'edilizia sociale sono stati analizzati finalizzando il contributo di tutte le competenze, ed in particolare le conoscenze tecniche delle industrie produttrici, dei relativi progettisti, di tutte le associazioni di categoria legate alla filiera del legno, alla predisposizione di un quadro di sintesi normativo.

In considerazioni di questi obiettivi, sono stati identificati alcuni indicatori di performance e di utilizzo, come le caratteristiche dimensionali, le modalità di realizzazione e gli aspetti prestazionali dal punto di vista della sicurezza (prestazioni di tipo meccanico e strutturale, sistemi di connessione e di controventamento dei componenti, comportamento al fuoco, isolamento termico ed acustico...), della sostenibilità ambientale ed economica (LCA, emissioni di formaldeide dovute ai prodotti utilizzati per l'incollaggio, sostituzione delle colle a favore di connessioni metalliche o in legno...), del benessere (prestazioni termigrometriche, acustiche, visive, percettive, confort...), della durabilità.

Grazie all'accurata analisi delle schede tecniche dei prodotti sono emersi anche alcuni punti critici, responsabili della difficoltà di diffusione dei sistemi, tra cui si ricorda la qualità dell'informazione tecnica veicolata dai produttori e diretta ai progettisti.

Molto spesso, si è infatti riscontrata un tipo di informazione del cliente, e quindi dell'utente finale, eccessivamente specialistica, più concentrata sul comportamento strutturale dei prodotti e meno sugli esiti formali e morfologici. Inoltre, risulta assai difficile procedere con un confronto ed una valutazione dei diversi sistemi costruttivi e dei prodotti in termini prestazionali, data la mancanza di uniformità dei dati tecnici riportati nelle schede prodotto (differenti riferimenti normativi, diverse unità di misura, omissione di alcuni requisiti connotanti...) che implica la non immediata fruibilità del dato e lo sforzo di conversione da parte del progettista, comportando così la difficoltà di non poter operare scelte tecniche sulla base di un confronto diretto.

A titolo di esempio, verrà esaminato uno dei sistemi costruttivi forse meno conosciuto nel nostro paese, ma con una consolidata e diffusa tradizione costruttiva nei paesi dell'Europa settentrionale ed in Germania: il sistema *Leno Massivbau* prodotto dalla Finforest Merk in Germania, utilizzato per la costruzione di 6 gruppi di case a schiera a basso costo a

Darmstadt – Kranichstein KG.

L'idea alla base di questo sistema costruttivo è quella di produrre pannelli strutturali in legno lamellare a strati incrociati, tramite l'incollaggio con resina melaminica (priva di formaldeide), di lamelle in legno di Abete Rosso disposte a fibre incrociate, così da offrire componenti strutturali omogenei di dimensioni variabili.

La denominazione utilizzata comprende una gamma di prodotti come Leno e LenoTec, e la conformazione dei prodotti può variare tra pannelli di dimensioni standardizzate per i solai, le coperture e le pareti, fino ad arrivare a veri e propri kit di montaggio per la realizzazione in poco tempo dell'edificio prefabbricato.

I pannelli sono già forniti comprensivi di incavi e fresature per le aperture e le canalizzazioni, e sono inoltre predisposti con cinghie e ganci di attacco per il montaggio da effettuare in cantiere.

Le costruzioni realizzate con il sistema *Leno Massivbau* sono caratterizzate dalla semplicità nella progettazione e dalla rapidità di montaggio, presentando quindi ottime ricadute in termini di tempi e costi di realizzazione, elevate prestazioni meccaniche e notevole stabilità dimensionale.

Si deve inoltre considerare che, utilizzando un solo prodotto, si riesce ad assolvere alle funzioni strutturali, a quelle di isolamento termico ed acustico ed alla protezione contro gli incendi.

La realizzazione di residenze di alta qualità a basso costo, minimo fabbisogno energetico e ridotto impatto ambientale, richiede una profonda e radicale revisione del processo edilizio dei nuovi insediamenti, e soprattutto una concreta correzione di alcune prassi responsabili delle ormai croniche carenze qualitative che contraddistinguono il patrimonio edilizio di *housing* nazionale.

Tra tutte le nuove tecnologie e materiali disponibili sul mercato, il legno dimostra al momento di essere particolarmente appropriato per la realizzazione di sistemi aperti, flessibili, con una produzione basata su un alto livello di prefabbricazione ed industrializzazione, tale da garantire efficaci prestazioni a fronte di costi di progettazione, produzione, installazione e manutenzione notevolmente più bassi rispetto alle soluzioni adottate comunemente.

La ricerca tecnologica deve quindi sperimentare e proporre nuove idee capaci di stimolare le

aziende produttrici ed i progettisti, interpretare i comportamenti ed i meccanismi sociali ed arrivare ad un equilibrio tra tecnologia, sicurezza e piacevolezza estetica caratterizzato da semplicità concettuale, minimalismo delle forme e capacità operativa a basso costo, che porti ad un edificio concepito per durare nel tempo ai massimi livelli di efficienza e di sostenibilità sociale.

### **3.4\_Analisi delle costruzioni di edilizia sociale in Xlam nel contesto europeo**

Verranno ora presentate ed analizzate alcune delle più grandi ed importanti costruzioni residenziali realizzate in Xlam in Europa negli ultimi anni.

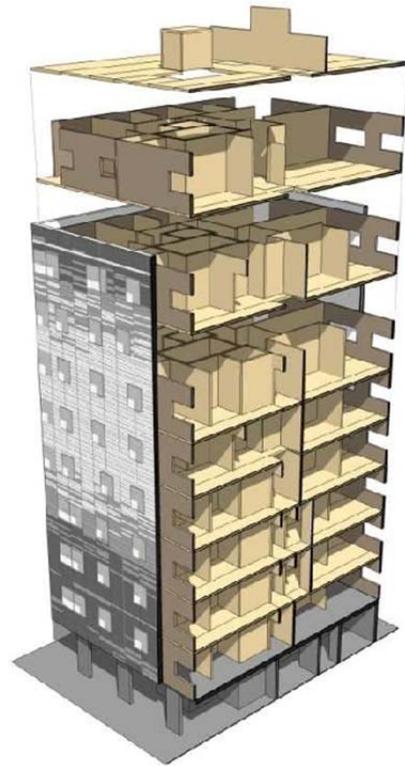
Tale lavoro non ha uno scopo puramente compilativo, ma vuole invece evidenziare le soluzioni tecniche che hanno permesso di realizzare edifici di molti piani a pannelli portanti in legno, pur mantenendo limitati i costi di costruzione per metro quadro.

#### **3.4.1\_Complesso Murray Grove a Londra**

Il complesso residenziale, costruito nel 2008, è stato progettato dallo studio Waugh Thistleton Architects, mentre il progetto strutturale è dello studio Techniker e Jenkins & Potter.

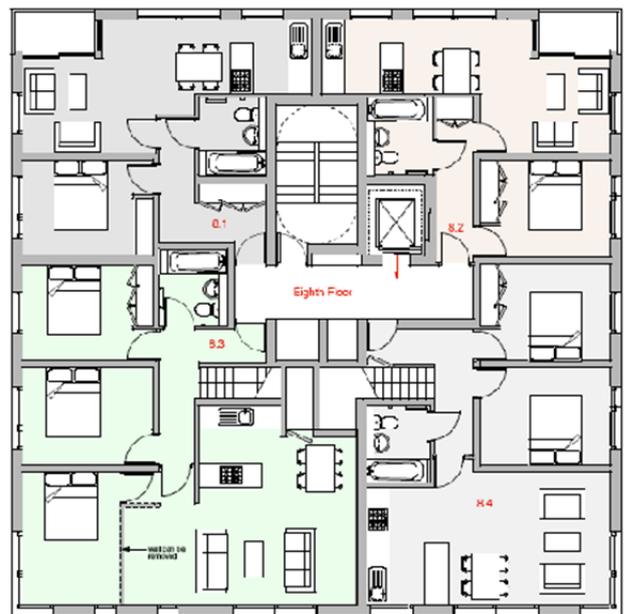
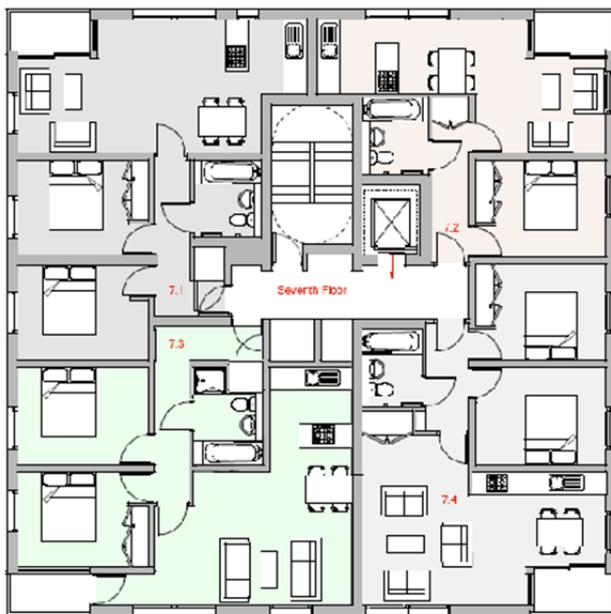
L'edificio è costruito interamente con pannelli in Xlam, compresi il nucleo ascensori e le scale per una altezza totale di 9 piani, affermandosi come la più alta struttura realizzata con tecnologia Xlam.

La pianta di ogni piano è riconducibile ad un quadrato in cui sono ricavati da 2 a 4 appartamenti per piano. I vani, che vengono separati da setti portanti, vengono organizzati intorno ad un nucleo centrale in cui trovano posto i 2 corpi scala contrapposti e gli ascensori.



Figg. 3.1, 3.2 Foto del complesso Murray Grove e spaccato assonometrico che evidenzia i setti portanti in Xlam

Osservando i 9 piani di altezza nel loro insieme, il volume può essere considerato come una vera e propria torre in cui le chiusure perimetrali contribuiscono a conferire rigidità ai setti portanti interni ed al core.



Figg. 3.3, 3.4 Pianta di due piani tipo di Murray Grove

Ogni elemento costruttivo è stato progettato all'insegna della funzionalità e dell'ottimizzazione delle caratteristiche della soluzione tecnologica adottata. Infatti, l'utilizzo di elementi prefabbricati lunghi fino a 14 metri, appositamente predisposti per le esigenze progettuali con forature per porte e finestre, ha permesso di ridurre drasticamente la durata delle operazioni in cantiere, che si è infatti concluso in sole 9 settimane, consentendo notevoli risparmi sia in termini economici che energetici.

Studiando infatti le analisi energetiche dei progettisti, l'edificio permetterà una riduzione delle emissioni di CO<sub>2</sub> equivalente a circa 21 anni di esercizio di un fabbricato tradizionale di dimensioni e caratteristiche equivalenti.

I pannelli, movimentati in cantiere grazie ad una gru, sono stati assemblati e collegati grazie all'utilizzo di connettori metallici e chiodi che hanno permesso di ottenere la struttura scatolare tipica di questo sistema costruttivo.

Le aperture lungo le facciate sono state studiate per garantire le migliori condizioni di aerazione ed illuminazione agli alloggi, inoltre la soluzione a "taglio angolare", ovvero aperture adiacenti lungo i 4 spigoli dell'edificio, ha permesso di offrire ad ogni appartamento uno spazio aperto riservato.

La struttura portante in legno è protetta all'esterno da uno strato isolante ad alte prestazioni a sua volta coperto da un rivestimento con cavità di ventilazione. Questo rivestimento è realizzando unendo pannelli in legno mineralizzato delle dimensioni di 1200 x 230 mm, ricavati utilizzando per il 70% scarti derivanti dalla lavorazione del legno.

La particolare composizione cromatica è dovuta all'utilizzo di oltre 5000 pannelli in 3 differenti sfumature di colore diverse, facendo assumere così alle facciate un aspetto pixel frame che gioca sulla percezione della volumetria in funzione delle variabili condizioni di luce.



**Figg. 3.5, 3.6** Montaggio del primo piano del vano scala/ascensori ed applicazione impermeabilizzazioni



**Figg. 3.7, 3.8** Montaggio dei pannelli degli appartamenti circostanti e del vano ascensori del piano superiore



**Figg. 3.9, 3.10** Montaggio dei pannelli e collegamenti con piastre angolari

### 3.4.2\_Complesso e\_3 a Berlino



Fig. 3.11 Vista del complesso e\_3 a Berlino

L'edificio, realizzato a Berlino sulla Esmarchstrasse, è divenuto per svariati motivi un vero e proprio caso al centro delle cronache della città di Berlino. Infatti risulta essere il primo edificio in legno alto ben 7 piani a fare la sua comparsa in una città da sempre legata a strutture in muratura massiva.



Fig. 3.12 Realizzazione del telaio portante realizzare con telaio di travi in legno lamellare

Il progetto, realizzato dallo studio Kaden Klingbeil Architekten, ha rappresentato una

duplice eccezioni per i regolamenti edilizi della città, che impongono specifiche misure antincendio e normalmente impongono un limite massimo di 3 piani per le costruzioni con struttura in legno. Tramite un'efficace opera di persuasione, i progettisti sono riusciti a convincere prima i vigili del fuoco e poi le autorità cittadine sulla validità della loro proposta. Questa è stata basata in sostanza su 2 strategie: una riguardante il comportamento delle strutture, e l'altra riguardante la possibilità di evacuazione dell'edificio.

I pannelli prefabbricati in legno Xlam vengono utilizzati in questa costruzione come elementi di tamponamento di un telaio in legno massiccio fissato con connettori metallici, permettendo di alternare le parti opache e quelle trasparenti con maggiore libertà. Inoltre i pannelli in legno sono stati rivestiti con uno strato in gesso sia all'interno che all'esterno, permettendo di creare una protezione antincendio.



Fig. 3.13 Montaggio dei tamponamenti realizzati con pannelli Xlam e dei controventamenti a croce di Sant'Andrea in acciaio

Sono stati inoltre introdotti 2 setti centrali in calcestruzzo armato per ospitare tutti i cavedi impiantistici principali e per agire da elementi di controventamento del telaio.

Viene poi introdotto un ulteriore elemento innovativo collocando all'esterno il corpo scale e gli ascensori, in modo da realizzare una via d'esodo sicura in caso di incendi, senza rischi di propagazione del fumo.

Risultano infine interessanti le analisi effettuate sui consumi energetici. Per riscaldare un appartamento di 140 m<sup>2</sup> sono infatti necessari solo circa 500 KW all'anno, ottenendo un notevole risparmio economico nel medio periodo. A questi vantaggi si devono aggiungere i benefici ambientali che possono essere ottenuti dal ricorso alla tecnologia del legno e che

spiegano la notorietà a livello cittadino di questo intervento.

### 3.4.3\_Casa Montarina a Lugano



Figg. 3.14 – 3.15 Viste di casa Montarina



Figg. 3.15 – 3.16 Prospetti Lato Ovest e Lato Est

L'intervento, progettato dallo studio Felder & Steiger a Lugano, si caratterizza per la

particolare condizione di avere le sembianze di una torre residenziale senza tuttavia possedere la stessa densità di questa tipologia abitativa.

L'edificio ospita infatti solo 4 alloggi che sono tuttavia concepiti come l'aggregazione di 4 abitazioni monofamiliari in un unico volume.

La soluzione elaborata dai progettisti sfrutta abilmente la notevole pendenza del lotto per ottenere 2 coppie di appartamenti in duplex e triplex sovrapposti tra di loro. Tutte e 4 le unità presentano un ingresso indipendente ed ognuna gode di uno spazio esterno a contatto diretto con il giardino oppure in copertura, dove sono disponibili 2 ampie terrazze. Una scala collocata all'interno permette il collegamento dei diversi livelli di ogni appartamento. Analizzando il progetto dal punto di vista costruttivo, si osserva come la costruzione tenti di ottimizzare la soluzione tecnologica adottata facendo lavorare le parti portanti in base all'andamento del terreno.

Le strutture in elevazione sono infatti realizzate in legno con elementi disposti a telaio, opportunamente controventati da setti portanti in legno disposti in direzione ortogonale alle curve di livello del suolo. Ovviamente, dovendo contrastare la spinta esercitata dal terreno, le strutture contro terra sono realizzate in calcestruzzo armato.



Fig. 3.17 Sezioni dell'edificio

Su questa massa cementizia vengono installate le strutture in legno che presentano solai in pannelli incrociati e tamponamenti in legno.

Risulta anche particolare la disposizione delle aperture sulle pareti esterne, con finestre a tutt'altezza che privilegiano l'orientamento est-ovest seguendo così la naturale esposizione solare del sito.

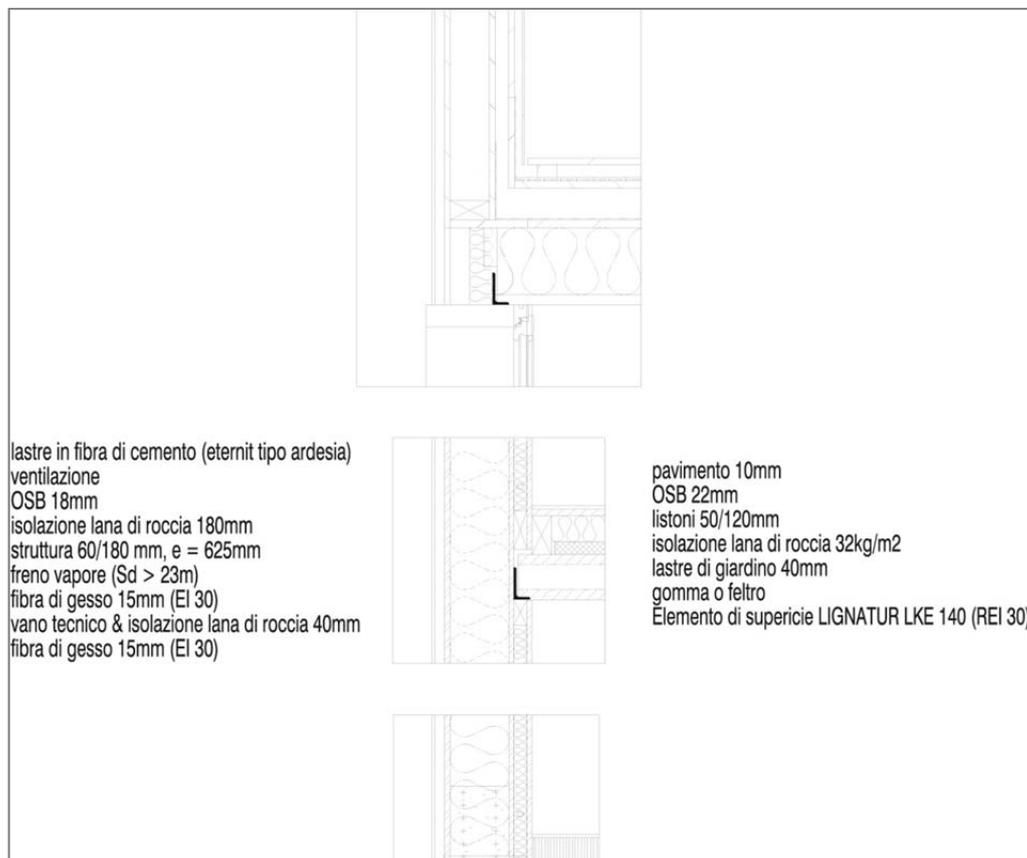


Fig. 3.18 Dettagli costruttivi del collegamento solaio-parete esterna

Oltre ad una certa attenzione nei confronti di un approccio sostenibile alla costruzione, il progetto ha previsto anche alcuni accorgimenti per il contenimento dei consumi di energia, grazie all'introduzione di pompe ad energia geotermica e 4 scambiatori di calore indipendenti.

### 3.5\_Analisi delle costruzioni di edilizia sociale in Xlam nel contesto italiano

In questo paragrafo si esamineranno alcuni delle costruzioni a pareti in Xlam realizzate oppure in corso di realizzazione in Italia negli ultimi anni.

### 3.5.1\_Complesso CASE S.p.a. a Firenze



Figg. 3.19 - 3.20 – 3.21 Viste dei tre edifici del progetto Case S.p.a. in corso di realizzazione a Firenze

Il complesso residenziale è stato realizzato nell'area sede, fino al 1974, delle industrie Longinotti a Firenze. Da allora sono stati realizzati diversi progetti di riqualificazione urbana che hanno portato l'area di progetto alla conformazione attuale. In particolare l'area è dotata di un grande centro commerciale, un teatro auditorium, una serie di piazze ed una serie di parcheggi di pertinenza del centro commerciale e delle aree pubbliche.

Risulta però tuttora incompleto il recupero urbano del grande isolato compreso tra via Datini, via Erbosca, via Traversari e viale Giannotti; su quest'area infatti sono ancora presenti 2 edifici: l'ex supermarket esselunga ed una palazzina ex C.P.A.

E' stata quindi presentata il 13 marzo 2006 una variante urbanistica finalizzata alla "riduzione del disagio abitativo dei conduttori di immobili assoggettati a misure esecutive di rilascio", caratterizzata da un forte carattere di sperimentazione e di biocompatibilità a basso impatto ambientale.

Seguente tali prescrizioni, è nato il progetto dell'edificio A, articolato sull'allineamento con edifici esistenti lungo il marciapiede di viale Giannotti, con gli arretramenti di 2 metri al piano terra ed al sesto piano nel rispetto delle normative.

Osservando il fronte sui viali, si notano i caratteristici sporti scorrevoli nelle logge che, nell'utilizzo giornaliero, schermano dai raggi solari e dal rumore degli autoveicoli, formando con i vari scorrimenti un fronte dinamico.

Nel fronte sul retro, la composizione del prospetto è regolata nella parte centrale dal ritmo delle finestre quadrate, cui si aggiungono alcune zone arretrate per realizzare logge di pertinenza.

Studiando invece l'edificio B, si osserva la pianta a corte, con 2 appartamenti a piano ed il piano terra dotato di accessi ai garage ed ai vari alloggi.

Sul fronte lungo via Traversari è posizionato un volume utilizzato per la collocazione degli impianti, mentre la superficie rimanente è destinata a funzioni condominiali e parcheggio per cicli e motocicli.

Infine l'edificio C, adibito a ludoteca, si inserisce all'interno della piazza Gino Bartali in vicinanza del supermercato, adiacente alla pensilina metallica, con un carattere di notevole leggerezza ed opportunamente colorata per assecondare il gradimento dei bambini.

Analizzata la composizione architettonica dei 3 edifici, ci si può concentrare sullo studio delle tecnologie costruttive.

Le strutture sono infatti completamente realizzate utilizzando pannelli di legno massiccio Xlam. Questi vengono disposti ortogonalmente uno rispetto all'altro, così da formare elementi rigidi, resistenti e stabili, di spessore variabile tra gli 8 cm ed i 30 cm.

I pannelli sono stati preparati in stabilimento ed arrivano in cantiere dove vengono collegati e posizionati a formare la struttura. L'unione tra i vari pannelli è stata realizzata utilizzando piastre metalliche, viti autoforanti e chiodi.

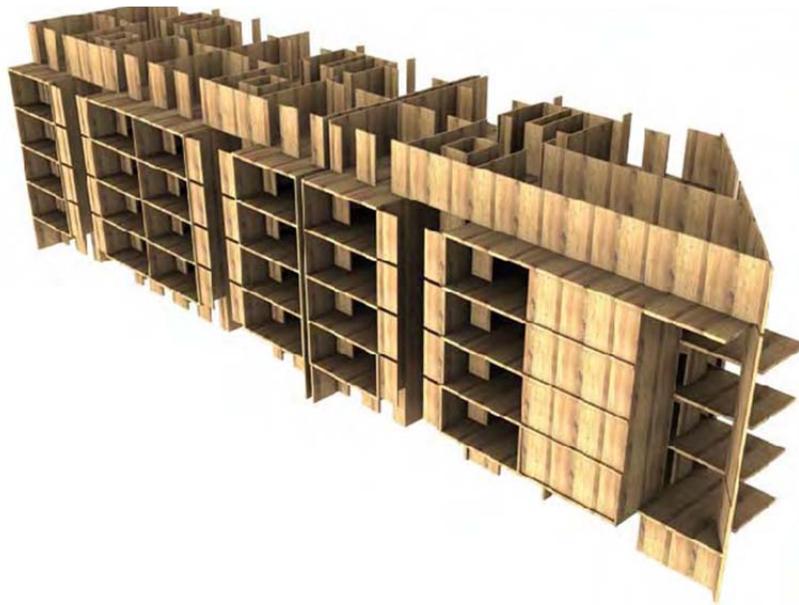


Fig. 3.22 Assonometria della struttura portante realizzata interamente in pannelli Xlam

L'ottimizzazione nell'utilizzo della tecnologia a pareti portanti in Xlam ha permesso di realizzare una struttura ad elevato numero di piani (fino a 6 nell'edificio A), in cui le pareti ed i solai sono formati da diaframmi costituiti da pannelli in legno massiccio molto rigidi e resistenti, collegati tra loro grazie ad unioni meccaniche.

In particolare, per l'edificio di 6 piani, la struttura verrà realizzata grazie a:

- Fondazioni e piano interrato con struttura in calcestruzzo armato;
- 6 piani fuori terra con struttura interamente a pannelli in legno Xlam, incluse pareti, solai di interpiano e di copertura, scale e vani ascensore;
- Finiture tradizionali con intonaco e pannelli di rivestimento in legno-cemento lungo le facciate esterne, pannelli in cartongesso per le pareti interne, pavimentazioni in ceramica e controsoffitti in cartongesso.

Il complesso presenta un carattere sperimentale, in considerazione sia dell'elevato numero di piani, sia dell'attenzione posta all'aspetto economico; essendo infatti un edificio improntato al *social housing*, è stato preventivato un costo di costruzione che non supera i 1.000 € al metro quadro.

Dovranno inoltre essere considerati requisiti particolarmente ambiziosi e severi, definiti dalla committenza, ben superiori rispetto ai limiti di legge, facendo particolare attenzione alla resistenza al fuoco, all'azione sismica, alla classificazione energetica ed ai requisiti di

isolamento acustico.

In particolare, la resistenza sismica dell'edificio è stata dominante sin dalle prime fasi della progettazione rispetto agli altri aspetti, molto prima che i tragici eventi sismici degli ultimi anni li rendessero di scottante attualità.

Lo studio progettuale ha dovuto affrontare ben 3 aspetti. Non si ha infatti conoscenza attualmente al mondo di realizzazioni di edifici a struttura in legno di queste dimensioni e con questo sistema costruttivo realizzate in zona sismica.

In secondo luogo, l'essere partiti da una soluzione architettonica pensata nelle fasi iniziali per un sistema intelaiato in calcestruzzo armato, con soluzioni particolarmente impegnative dal punto di vista strutturale (il corpo dell'edificio che va dal 1° al 5° piano sporge a sbalzo su 2 fronti rispetto al piano terreno, per poi riprendere la stessa configurazione planimetrica all'ultimo piano), ha reso ancora più impegnativa la progettazione.

Come terzo aspetto, deve essere considerata la attuale carenza di indicazioni sia progettuali che costruttive all'interno del quadro normativo sia italiano che europeo, che ha reso necessario uno sforzo progettuale maggiore per ricavare e motivare le scelte progettuali ed i metodi di calcolo adottati, così da garantire il pieno rispetto dei requisiti di sicurezza previsti dalla normativa in vigore.

Per soddisfare in modo migliore questi requisiti, è stata fondamentale la scelta di utilizzare un sistema costruttivo a pannelli in legno, in grado di fornire un eccellente livello di duttilità, capacità di dissipazione dell'energia sismica e sicurezza nei confronti delle azioni telluriche.

Proprio per incrementare il livello di duttilità dell'intera struttura, è stato previsto di utilizzare pannelli di larghezza ridotta collegati tra loro mediante giunti verticali realizzati con pannelli multistrato e viti autoforanti.

L'utilizzo di questa soluzione, a differenza della realizzazione delle pareti con un unico pannello già dotato di tutte le aperture, permette di ottenere un migliore comportamento strutturale dell'edificio nei confronti delle azioni sismiche, una maggiore praticità e velocità durante le fasi di trasporto e montaggio dell'edificio.

Considerando la non regolarità strutturale del complesso, si è resa necessaria una analisi mediante una modellazione dinamica in campo lineare.

Infatti l'edificio è stato dapprima predimensionato grazie ad una analisi statica lineare,

assumendo in prima battuta ed in assenza dei risultati di una analisi modale che consentisse di valutare il periodo fondamentale di vibrazione, il valore massimo dell'ordinata dello spettro di progetto.

Il dimensionamento preliminare mediante l'analisi statica lineare ha permesso di progettare gli elementi costruttivi in legno ed i collegamenti meccanici fra i vari componenti strutturali. Per la valutazione del fattore di struttura, in mancanza di precise indicazioni normative per la tipologia strutturale considerata, sono stati presi in considerazione i risultati di ricerche effettuate recentemente in Italia e riportate in vari articoli su riviste scientifiche di settore. Grazie ai risultati del predimensionamento, è stato poi realizzato il modello dell'edificio studiato secondo l'analisi dinamica. Considerando inoltre l'importanza dell'intervento, sono stati preparati 3 modelli distinti, analizzati mediante 3 differenti software agli elementi finiti. Durante la fase di modellazione, gli edifici sono stati elaborati schematizzando, oltre ai componenti strutturali in legno, anche tutti gli elementi di connessione meccanica con le relative caratteristiche di resistenza e rigidità.

L'azione sismica è stata calcolata considerando l'edificio in Classe IV secondo il D.M. 14/01/2008, cioè come costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche di particolare importanza, anziché in Classe II, come previsto per gli edifici di civile abitazione, prevedendo quindi una condizione di carico notevolmente più gravosa rispetto a quella imposta dalla normativa.

Sono state inoltre pienamente rispettate le indicazioni riportate nelle "Linee guida per l'edilizia sostenibile" della regione Toscana, e per la progettazione è stato fatto riferimento alle "Linee guida per l'edilizia in legno", pubblicate dalla regione Toscana nel 2009, che hanno costituito un valido ed efficace strumento di supporto.

Analizzando anche la resistenza al fuoco degli elementi strutturali, si osservano prestazioni di tutto rispetto: infatti la resistenza al fuoco è REI 60, con campate dei solai fino a 5,70 metri.

Inoltre il legno è un cattivo conduttore di calore, pertanto la temperatura scende rapidamente dal fronte della combustione, permettendo agli elementi di mantenere stabilità dimensionale e resistenza fino a 60 minuti, da cui il valore REI 60.

### 3.5.2\_Social Main Street (SMS) a Milano



Figg. 3.23 – 3.24 Vista render e Sezione del complesso *Social Main Street* (SMS)

Progettando nell'ambito del *social housing*, ovvero per clienti con un reddito identificato ma non sufficiente per acquistare (studenti fuori sede, giovani coppie, single...), i progettisti dello studio URBAM + Dante Benini & Partners Architects hanno dovuto sviluppare a Milano un logotipo che si potesse replicare ed esportare, con inoltre un segno architettonico che fosse sinonimo di benessere. Il progetto sviluppato è stato quindi definito Social Main Street, in quanto a questo va il compito di rappresentare la strada maestra per il sociale. Inoltre è stato scelto un nome non italiano per favorire l'esportabilità del "prototipo". La diffusione del progetto mira a far sì che tutti possano dare il proprio apporto e contribuire a costruire con una qualità sempre superiore. Il risultato finale sarà un miglioramento del benessere per l'utente ed una riduzione dei canoni d'affitto.

Passando all'analisi tecnica del progetto, si osserva come la composizione nasca da una forma elementare, il parallelepipedo, dato l'incremento di costi che sarebbe seguito ad un incremento della complessità di questa forma. Viene quindi presentata una torre in legno, alla Bicocca a Milano, con 100 appartamenti e 2 piano adibiti a box per auto.

Fino ad oggi la costruzione in Xlam più alta è quella a Murray Grove a Londra (9 piani), ma qui si arriverà a 15 piani, utilizzando un basamento tradizionale di calcestruzzo armato di 3 piani con un cavedio centrale con struttura in metallo e tramezzi in legno. Risulterà dunque essere la costruzione in legno più alta del pianeta.



Fig. 3.25 Pianta di uno degli alloggi tipo del progetto SMS

Il progetto ha previsto un pieno sfruttamento dello spazio, dove tutto è adibito ad una funzione, prevedendo soluzioni di alta qualità per fornite indicazioni all'interno ed all'esterno del palazzo.

Ad ogni piano ci saranno zone giardino, mentre a piani alterni sono state previste postazioni Wi-Fi ed un cortile per il gioco dei bambini, il tutto completato da una palestra sulla copertura che sarà verde, per fare massa termica, con aree di svago e la possibilità di installare pannelli solari. Inoltre un serbatoio per l'acqua piovana permetterà l'irrigazione, il lavaggio delle aree comuni e lo scarico delle acque nere, mentre un sistema automatizzato autogenerante provvederà alla vaporizzazione ascensionale del cavedio centrale.

Nella progettazione dell'edificio è stata posta attenzione nel cercare la massima razionalizzazione delle forme e degli spazi, utilizzando una pianta quadrata e schemi prospettici semplici e modulari.

Basandosi sulla pianta, è stata studiata la distribuzione degli appartamenti di taglio minimo,

ovvero 48 metri quadri, definita come cellula minima, scegliendo un'impostazione che garantisca 10 alloggi per piano. E' stato scelto un posizionamento a corona intorno ad una corte interna per permettere di dare forma all'edificio senza tuttavia condizionarne il contenuto. Infatti, salendo i vari piani, è possibile avere alloggi di dimensioni maggiori, grazie all'aggregazione delle cellule base. Ripetendo lo schema sono state infatti ottenute le abitazioni più grandi fino ad arrivare agli ultimi piani, dove sono collocati appartamenti di 100 metri quadri.

Questo è stato reso possibile grazie allo svincolamento della pianta dell'edificio dal suo sistema distributivo e strutturale, cosa che ha permesso di ottenere un'estrema flessibilità sulla scelta delle tipologie abitative ed una notevole adattabilità in caso di possibili trasformazioni per cambio di esigenze da parte dei gestori del complesso.

La distribuzione verticale viene consentita da 2 corpi separati di scale ed ascensori, la cui struttura ha inoltre una funzione portante per l'intero edificio.

La distribuzione orizzontale è invece permessa da passerelle ancorate al perimetro interno della corona di appartamenti.

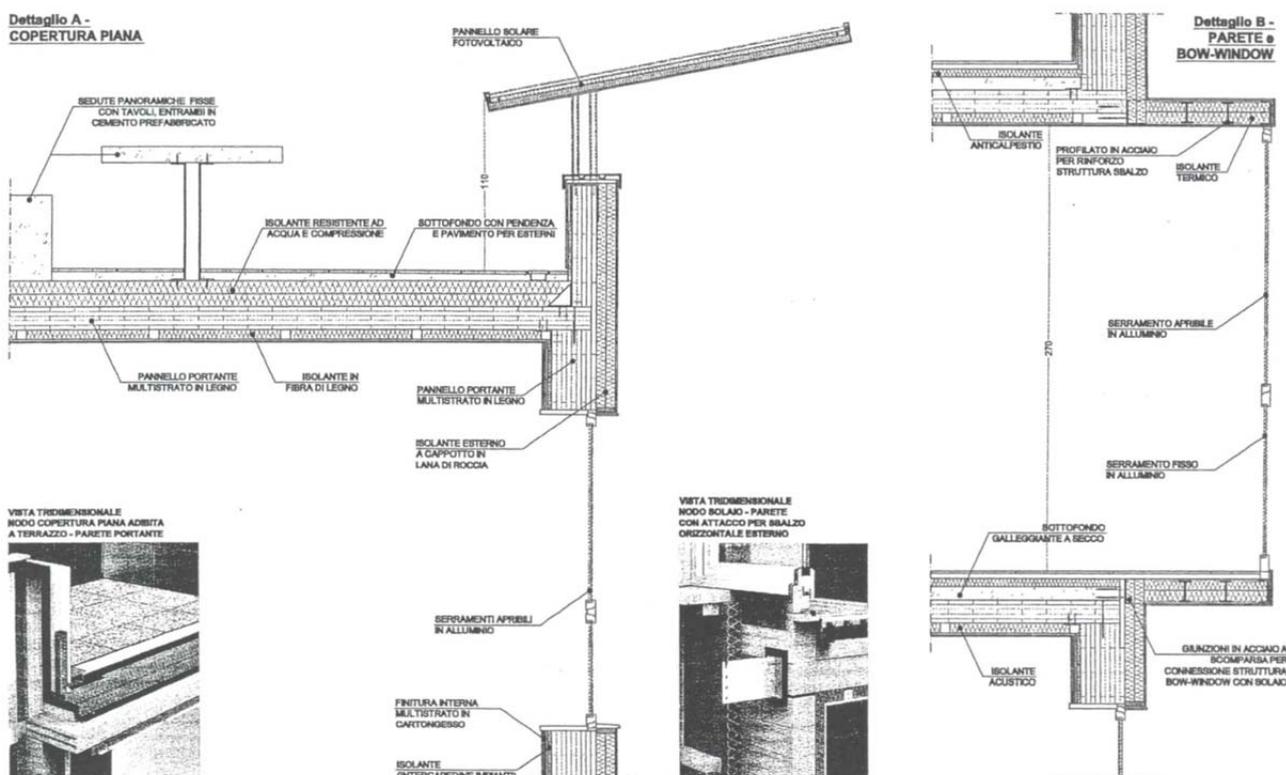


Fig. 3.26 Dettagli costruttivi in sezione del collegamento copertura-parete esterna, in cui viene evidenziato l'utilizzo dei pannelli in Xlam

Il profilo interno su cui corre la passerella ed il profilo esterno dell'edificio sono anche i setti portanti dell'involucro, con una soluzione che enfatizza la volontà di assicurare libertà e flessibilità degli interni per ogni possibile soluzione di spazi.

Per dare al cavedio centrale anche funzioni di alta qualità sono stati studiati alcuni piani particolari: ad intervalli regolari, sui vari piani, si potranno infatti trovare salette attrezzate allestibili ad area studio, area relax, sala lettura o piccoli giardinetti di natura rocciosa o vegetativa in base alle condizioni ambientali e di luce, comunque progettate per una facile gestione e manutenzione.

Per contenere maggiormente i costi di costruzione, sono state utilizzate solo 3 tipologie di serramenti: finestratura grande, finestratura piccola per i bagni e bow-window.

Osservando il prospetto, si nota come le posizioni in facciata delle finestre siano scandite da un passo costante e modulare, con ampie possibilità di prefabbricazione. I bow-window, colorati con tonalità sgargianti per dare dinamicità al prospetto, sono anch'essi elementi prefabbricati, e vengono realizzati a forma di prisma con base a triangolo rettangolo, con tasselli annegati per il fissaggio al muro del prefabbricato già predisposto per l'alloggiamento.

Grazie alla dinamicità della dislocazione dei bow-window, il loro differente orientamento e la scelta di un'ampia gamma cromatica, si sono ottenuti molteplici effetti: una forte identità personale dell'edificio, una forte identità individuale per ogni famiglia, un annullamento di ogni effetto di massificazione, una concentrazione ed omologazione che il fabbricato, per conto della sua mole imponente, assumerebbe facilmente.

### 3.5.3\_Edificio COGEFRIN (casa campione) a Bologna



Figg. 3.27 – 3.28 Viste della casa campione collocata nella sede bolognese del gruppo Cogefrin S.p.a.

Nel 2007, il gruppo edilizio con sede a Bologna COGEFRIN S.p.a. ha brevettato il sistema costruttivo EBS ® (Easy Building System) realizzando una casa campione presso la propria sede bolognese.

Gli edifici realizzati con questo sistema sono caratterizzati da alloggi flessibili e silenziosi, ad ideale benessere igrometrico sia in in inverno che in estate, componendo edifici multiformi in cui i balconi, le serre bioclimatiche, i giardini d’inverno e le profonde logge generano l’impressione di corpi architettonici permeabili e leggeri.

Analizzando il sistema strutturale si osservano i seguenti componenti:

- Pilastrini in calcestruzzo armato montati in opera con nodi flangiati realizzati a secco previsti ad altezze di interpiano;
- Sui pilastrini vengono poi appoggiate le travi in legno lamellare del tipo a tavole impilate;
- I nodi trave-pilastrino vengono realizzati a secco grazie a piastre ancorate ai pilastrini con barre filettate passanti e collegate alle travi in legno lamellare con chiodi;
- Le pareti esterne vengono realizzate con telai in legno lamellare e finiture con materiali ecocompatibili;
- Le pareti interne vengono realizzate con sistemi intelaiati a secco.

Il sistema costruttivo EBS si caratterizza quindi per essere una tecnologia edilizia “puntiforme” ma permettendo di utilizzare elementi prefabbricati collegati a secco, con tutti

i vantaggi di rapidità, praticità ed economicità che ne derivano.

Inoltre, prevedendo uno scheletro con pilastri in calcestruzzo armato ed orizzontamenti e travi in legno lamellare, il sistema EBS consente di incrementare la sicurezza al rischio sismico, grazie all'elevata elasticità del legno, nonché al rischio del fuoco.

L'utilizzo di solai in legno lamellare permette infatti la riduzione delle masse sismiche, con il conseguente decremento del "periodo proprio" delle struttura e delle relative azioni sismiche. Si ha inoltre una riduzione dei carichi trasmessi alla fondazione, con conseguente diminuzione di tutte le problematiche connesse ai cedimenti.

Inoltre il sistema misto legno-calcestruzzo permette un ripristino immediato in caso di incidente, sisma oppure incendi. Le pareti interne ed esterne sono inoltre state concepite per non interferire con la rigidità di piano; non potendo quindi determinare deformazioni aggiuntive sull'edificio in caso di sisma. In aggiunta, essendo il sistema EBS un sistema ad elementi costruttivi puntuali, vanno considerati tutti i vantaggi estetici connessi. Difatti, grazie alla struttura puntiforme. La conformazione planimetrica degli appartamenti risulta completamente libera da muri portanti, consentendo il libero collocamento delle partizioni verticali, sia interne che esterne, a seconda delle esigenze degli utenti.

Le facciate esterne degli edifici, realizzate interamente con pareti non portanti, permettono di accogliere aperture di qualsiasi forma e dimensioni, definibili ogni volta secondo le differenti esigenze della committenza. Inoltre, grazie all'efficiente sistema di drenaggio delle acque meteoriche e di irrigazione, che sfrutta i cavedi tecnologici verticali, la copertura può ospitare giardini pensili utili all'incremento dell'inerzia termica complessiva del pacchetto di solaio. Questo sistema costruttivo permette anche notevoli vantaggi dal punto di vista logistico nell'organizzazione del cantiere. Infatti, grazie alla drastica riduzione delle operazioni da svolgere in cantiere e dei conseguenti tempi di lavorazione, è possibile una notevole riduzione dell'impatto ambientale del cantiere. Si ha infatti una riduzione dell'impatto sul traffico e sulla viabilità, grazie all'adozione di

provvedimenti di mitigazione di natura logistica ed organizzativa. Deve inoltre essere considerata la mitigazione dell'inquinamento acustico tipico dei rumori in cantiere, che verrà ottenuta grazie all'assemblaggio dei componenti anziché la loro realizzazione in cantiere.

Utilizzando la tecnologia EBS si avrà inoltre una riduzione dell'impatto ambientale, permettendo di ridurre se non annullare i fenomeni di impatto ambientale relativi alle

polveri ed all'emissione di gas di scarico, riducendo la quantità di CO<sub>2</sub> emessa in termini globali. Va infine presa in considerazione la riduzione dei viaggi in uscita per il trasporto in discarica autorizzata dei materiali di scarto che, grazie alla tecnologia utilizzata, risultano quasi inesistenti. Passando all'analisi delle prestazioni ambientali, vanno segnalati alcuni vantaggi presentati dal sistema EBS:

- Un migliore isolamento termico diffuso grazie all'utilizzo di materiali legnosi ad alto potere isolante;
- Elevati valori di inerzia termica (definita come massa con capacità di accumulo del calore) che minimizza l'oscillazione delle temperature garantendo una protezione degli ambienti dal surriscaldamento estivo;
- Un migliore isolamento acustico;
- Una protezione antincendio della struttura come da prescrizioni progettuali e da normativa vigente in materia antincendio (REI 90, grazie agli spessori richiesti dalle esigenze statiche).

Venendo infine all'analisi della tecnologia impiantistica del sistema EBS si individuano le seguenti specificità:

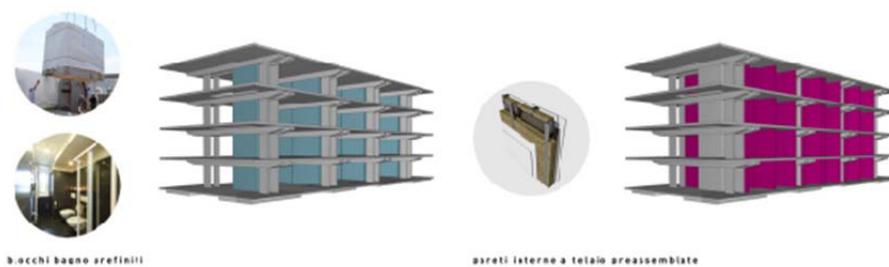
- Le tubazioni, canaline e scatole necessarie per ospitare gli impianti elettrici ed idraulici vengono predisposte all'interno delle pareti in stabilimento; in questo modo risulta più agevole controllare e collaudare con precisione le prestazioni generali delle partizioni esterne, sia in termini termici che acustici.
- I cavedi necessari al passaggio dell'impiantistica verticale vengono anch'essi predisposti, in modo che sia disponibile un sistema di colonne montanti localmente ispezionabili. Inoltre la previsione di doppia travatura per l'appoggio dei solai consente di realizzare un'asola tecnologica trasversale entro cui alloggiare tutte le distribuzioni verticali;
- Sono stati inoltre realizzati dei moduli bagno integralmente preassemblati e completati in stabilimento, già completi di tutte le finiture e di tutti i terminali impiantistici;
- L'utilizzo di tubazioni tipo silent permette infine un migliore isolamento acustico di scarichi e ventilazioni.



Figg. 3.29 – 3.30 Posa della platea di fondazione e dei pilastri preassemblati in c.c.a.



Figg. 3.31 – 3.32 Posa delle travi in lamellare e dei solai in Xlam



Figg. 3.33 – 3.34 Posa dei blocchi-bagno e delle pareti interne preassemblate



Figg. 3.35 – 3.36 Posa delle pareti esterne e dei solai a copertura

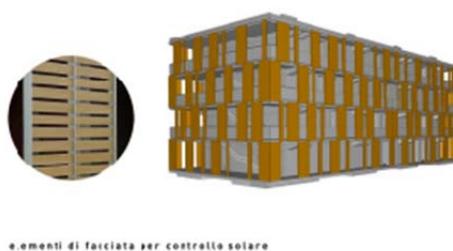


Fig. 3.37 Posa degli elementi di facciata per il controllo solare

## 4\_Elaborazione del progetto

### 4.1\_Introduzione

Verrà ora illustrata la fase prettamente progettuale di questa tesi di laurea. Partendo infatti dalle analisi tecniche effettuate precedentemente sulle tecnologie utilizzate per l'XLAM e quelle del Social Housing, verranno proposti ed analizzati nel dettaglio nuovi moduli costruttivi realizzati usando pannelli in legno massiccio a strati incrociati, progettati sia per ridurre al minimo i costi, sia per ottimizzare le prestazioni del materiale.

In particolare , nella definizione dell'elemento scatolare, si è proceduto considerando le seguenti fasi.

Rientrando nel contesto del *social housing*, nella prima fase sono stati definiti 4 moduli abitativi di dimensioni 36 – 54 – 72 – 90 m<sup>2</sup>, destinati rispettivamente a 1, 2, 3 e 4 o 5 inquilini.

Questi dimensionamenti hanno permesso di progettare moduli abitativi di dimensioni multiple di 3 metri, in modo da ottimizzare la standardizzazione del processo produttivo, in particolare:

- Modulo da 36 mq, misure 6 x 6 m;
- Modulo da 54 mq, misure 6 x 9 m;
- Modulo da 72 mq, misure 8 x 9 m;
- Modulo da 90 mq, misure 10 x 9 m.



Fig. 4.1 Piante degli alloggi ipotizzati nella fase preliminare

E' stata quindi elaborata una prima proposta progettuale creando dei moduli da montare in cantiere realizzati con pannelli portanti in Xlam.

## 4.2\_Riassunto dei casi analizzati

Lo studio di alcuni edifici ad elevato numero di piani realizzati in XLAM, effettuato nel precedente capitolo, ha permesso di porre le basi per la fase progettuale.

In particolare, nello studio del complesso Cogefrin S.p.a. realizzato a Bologna, si è osservato come l'utilizzo di moduli wc prefabbricati da inserire nella maglia strutturale, abbia permesso una ottimizzazione dei tempi di montaggio ed una conseguente riduzione dei costi.

Dall'analisi dell'edificio Social Main Street, realizzato a Milano dagli studi Dante O. Benini & Partners, si è notata la particolare disposizione a corona degli alloggi rispetto alle aree comuni, che ha permesso di ottimizzare la distribuzione strutturale tramite la disposizione a corona delle pareti portanti in Xlam.

Anche lo studio effettuato sul complesso Murray Grove a Londra ha permesso di sottolineare l'accurato studio che è stato effettuato sugli elementi portanti in Xlam, permettendo di ottenere un edificio alto ben 9 piani.

Infine lo studio del complesso residenziale realizzato a Firenze ha permesso di dimostrare come la tecnologia in Xlam permetta di ottenere una notevole riduzione dei costi di costruzione al metro quadro, oltre a tutti i benefici prestazionali connessi all'utilizzo di pareti a pannelli portanti in legno.

Ma è il progetto Casa 7, realizzato in Spagna dall'architetto Santiago, quello che ha dato l'input principale alla definizione del progetto che sarà illustrato in questa tesi.

Infatti, la possibilità di realizzare edifici anche di pregio utilizzando moduli scatolari ottenuti riciclando vecchi container, ha fornito le linee guida per adattare questa tecnologia all'utilizzo di moduli scatolari realizzati completamente in legno, procedendo poi nella progettazione definendo con maggiore attenzione le caratteristiche strutturali, fisiche e tecnologiche.

### 4.3\_Definizione del modulo abitativo

Lo studio di alcuni edifici ad elevato numero di piani realizzati in XLAM, effettuato nel precedente capitolo, ha permesso di porre le basi per la fase progettuale.

Si è passati quindi ad ipotizzare un elemento tubolare realizzato completamente in Xlam. Durante la fase iniziale sono state inquadrare diverse proposte.

Nella prima proposta è stato ipotizzato un modulo abitativo a pianta quadrata, delle dimensioni di circa 6x6 m, e relativi multipli. Il modulo viene realizzato collegando i pannelli in XLAM secondo le tecnologie standard, ed i singoli moduli sono poi sovrapposti l'uno sull'altro a formare il complesso edilizio.

Nella seconda ipotesi sono invece stati concepiti dei pannelli in xlam collocati in posizione verticali di altezze di 9 m (pareti alte 3 piani) lavorate ad incastro ogni 3 metri per agganciare i supporti orizzontali degli elementi di solaio.

Nell'ultima ipotesi i moduli abitativi vengono realizzati tramite sovrapposizione di pannelli in Xlam che lavorano come solai, e quindi sollecitati a flessione, agganciati a travi in acciaio a loro volta fissati a pilastri in acciaio collocati lungo il perimetro dell'edificio.

Tutte e tre le soluzioni proposte presentano vantaggi e negatività, ma quella che permette di ridurre al minimo i costi ed ottenere soluzioni comunque architettonicamente interessanti.

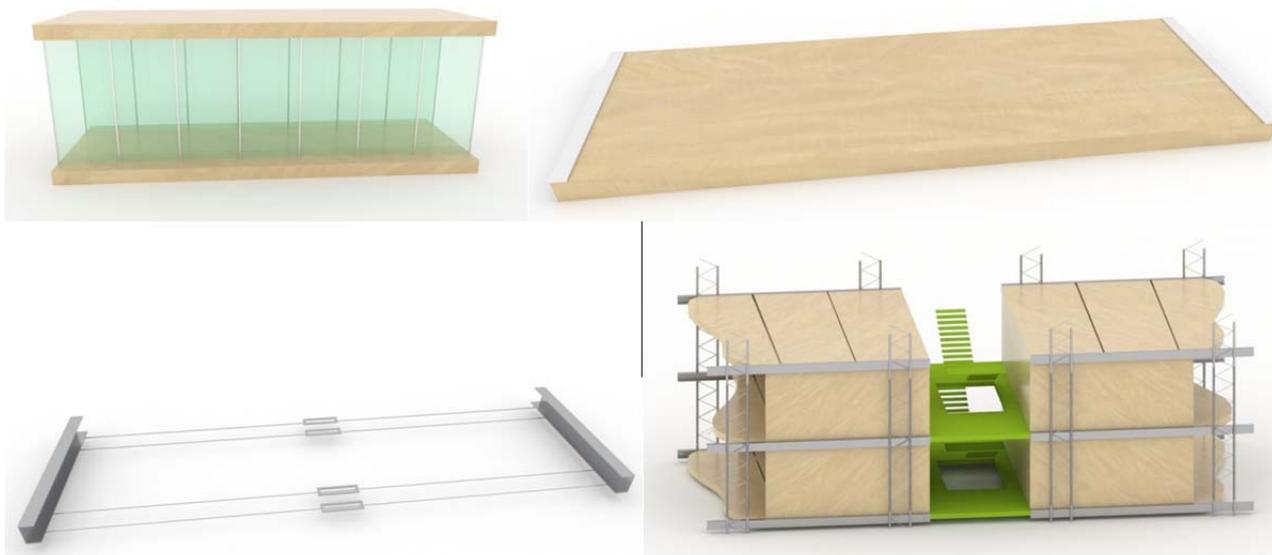
Ma anche la prima soluzione ipotizzata ha richiesto alcuni aggiustamenti.

Volendo infatti realizzare moduli che possano essere trasportati in cantiere già assemblati, è stato necessario ridurre la larghezza massima dei moduli a 3,2 metri, in modo da agevolare il passaggio degli automezzi con i moduli lungo le vie di circolazione.

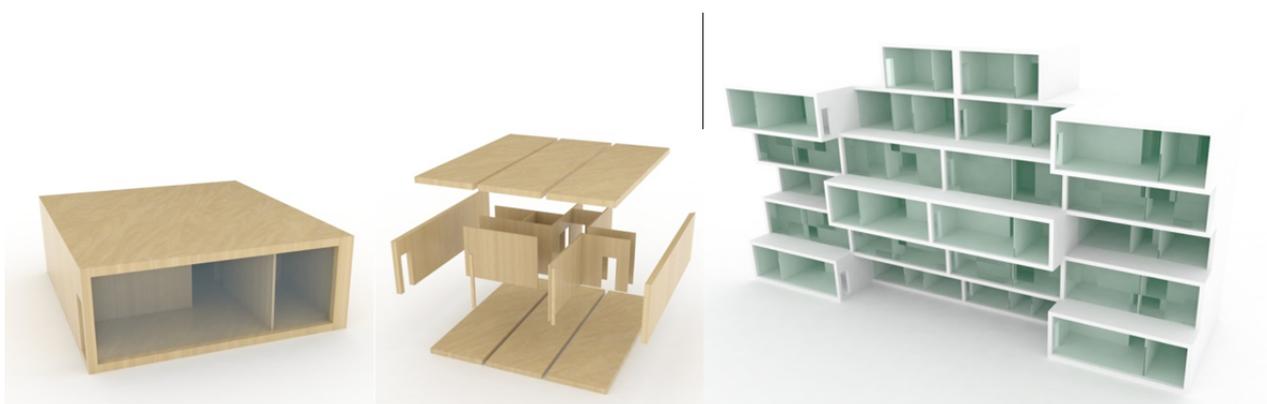
Una volta definito in linea di massima il layout progettuale di ogni modulo abitativo e fatto un dimensionamento iniziale, si è però resa necessaria l'analisi di altri progetti che prevedono edifici collettivi a basso prezzo realizzati sovrapponendo singole cellule abitative.



**Figg. 4.2 – 4.3 – 4.4** Prima soluzione progettuale basata su elementi verticali con apposite fresature per permettere l'appoggio dei pannelli solaio



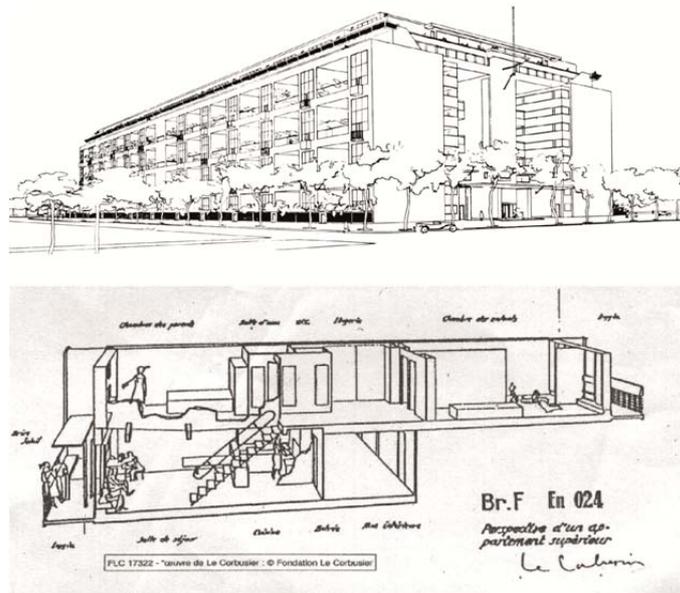
**Figg. 4.5 – 4.6 – 4.7 – 4.8** Seconda soluzione progettuale basata sulla sovrapposizione di moduli di elevata lunghezza. Risulta possibile coprire la luce grazie all'applicazione della precompressione ai pannelli in Xlam orizzontali.



**Figg. 4.9 – 4.10 – 4.11** Terza soluzione progettuale (che sarà poi sviluppata nella tesi) basata sulla sovrapposizione di moduli in Xlam con aperture collocate lungo le pareti frontali e posteriori

### 4.3\_Analisi di complessi abitativi collettivi realizzati per sovrapposizione di singoli moduli abitativi

Come primo caso di analisi ci si è concentrati su un caso storico particolarmente noto, ovvero le *Immeubles Villas* di Le Corbusier.



Figg. 4.12 – 4.13 Vista assonometrica delle *Immeubles Villas* di Le Corbusier e spaccato assonometrico di uno degli alloggi duplex utilizzati

In particolare è stata evidenziata l'organizzazione razionale degli alloggi duplex, dotate di ogni comfort, organizzate intorno ad una corte centrale deputata a servizi comuni. Questa soluzione è particolarmente intelligente, ma comunque statica e difficilmente adattabile all'evoluzione del nucleo familiare.

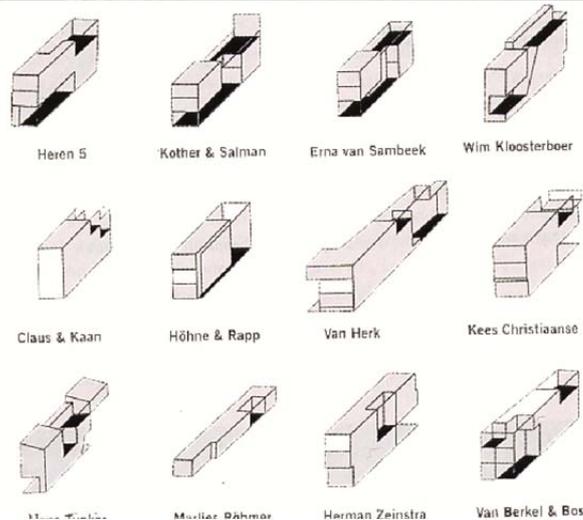
Come secondo caso sono stati analizzati gli alloggi Diagoon progettati dall'architetto tedesco Herman Hertzberger. In questo complesso emerge in particolare la SUPERFETAZIONE, ovvero far emergere nella facciata esterna le variazioni provenienti dall'interno, causate dalle esigenze degli utenti.



Figg. 4.14 – 4.15 Foto e vista assonometrica degli alloggi Diagoon

In questi edifici la pianta rimane indefinita, mentre lo scheletro è un semi-lavorato completabile liberamente dagli utenti, anche se permane un legame troppo stringente con la regolamentazione e codificazione degli spazi.

Un'altra proposta interessante è quella del progetto West 8 a Borneo Sporenburg, in cui si parte dalla sovrapposizione di semplici parallelepipedi, che vengono però poi scavati e decomposti diventando volumi sospesi, in grado di ospitare all'interno del singolo alloggio spazi aperti, definendo un unicum con l'esterno, creando così un alloggio che non è un insieme di stanze, ma uno spazio da costruire.



Figg. 4.16 – 4.17 Foto e vista assonometrica delle possibilità compositive del progetto West8

Si è poi considerata l'espressione più nota dell'architettura metabolica giapponese, movimento che ha avuto particolare diffusione tra gli anni Sessanta e gli anni Ottanta.

Questo movimento, il cui nome deriva dal fatto di progettare costruzioni espandibili che rievocano il processo della crescita organica.

Tra le opere più rappresentative è stato analizzato il complesso delle NAGAKIN CAPSULE TOWER.

Le 2 torri sono composte da un pilone centrale in calcestruzzo rinforzato, intorno a cui sono fissati i moduli abitativi cellulari, fissati con solo 4 connettori in modo da poter essere sostituiti facilmente in futuro.



Fig. 4.18 Foto delle torri Nagakin Capsule Tower

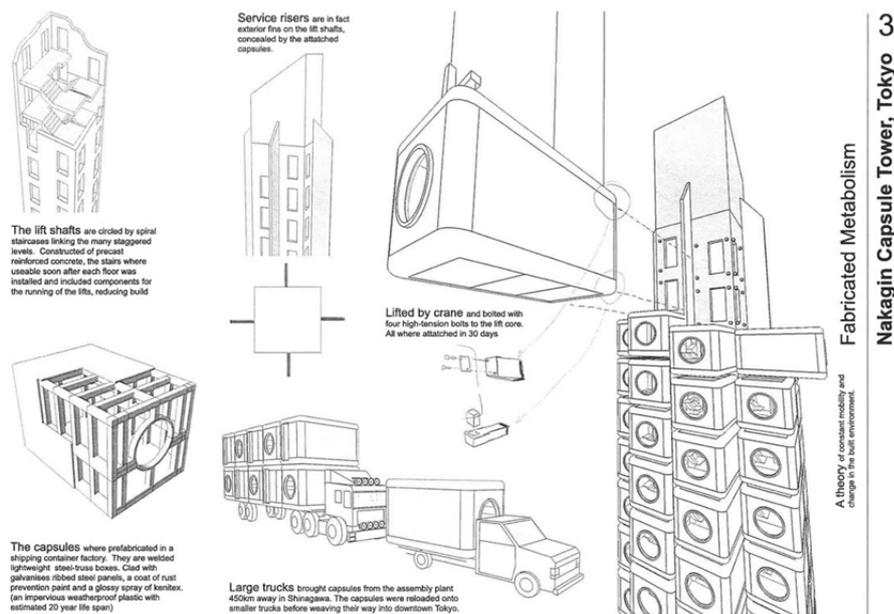


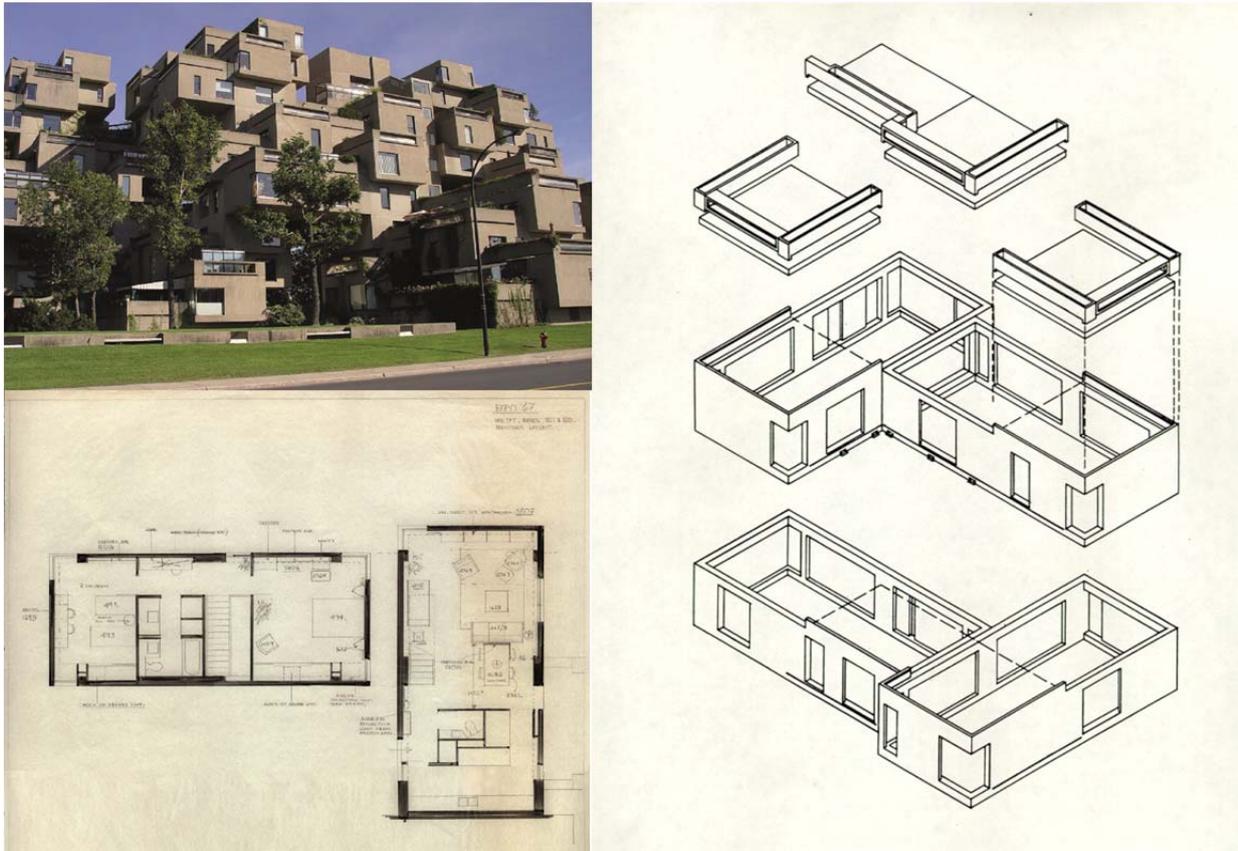
Fig. 4.19 Schema descrittivo del processo di montaggio dei moduli sui nuclei in calcestruzzo rinforzato

Successivamente è stato analizzato il progetto Habitat 67 dell'architetto israeliano Moshe Safdie.

Anche questo progetto è basato su moduli abitativi adattabili alle aree densamente popolate.

In attinenza con il progetto oggetto di questa tesi, qui è assente un nucleo centrale su cui

fissare i moduli, che vengono invece connessi tra di loro tramite un sistema di tiranti e di saldature in acciaio.



Figg. 4.20 – 4.21 – 4.22 Foto, pianta di un appartamento e schema assonometrico di montaggio relativo al progetto Habitat 67

Infine è stato analizzato il progetto R4House dell'architetto spagnolo Luis de Garrido. Questa costruzione bifamiliare risulta particolarmente interessante per il fatto di essere stata interamente realizzata sovrapponendo vecchi container ristrutturati. Pertanto, pur essendo stata concepito utilizzando elementi tubolari in acciaio, nulla vieta che tale tipologia strutturare possa essere adattata ad elementi tubolari in XLAM.



Fig. 4.23 – 4.24 Vista e pianta del piano terra dell'abitazione R4House

#### 4.4\_Studio delle possibilità compositive dei moduli

Dall'analisi incrociata dei progetti descritti precedentemente, sono emerse le caratteristiche peculiari del progetto che verrà elaborato in questa tesi.

In particolare si vuole progettare un complesso abitativo collettivo realizzato sovrapponendo moduli abitativi facilmente trasportabili in cantiere e collocabili (quindi di peso contenuto), con ottime caratteristiche di sostenibilità ambientale, con collegamenti sicuri ma che permettano future sostituzioni, e soprattutto a basso costo di costruzione.

Per soddisfare questi requisiti il materiale ideale è l'XLAM, data la leggerezza ed elasticità intrinseca del materiale, le ottime prestazioni termo-acustiche e di resistenza al fuoco, e la facilità dei collegamenti realizzati prevalentemente a secco.

Volendo quindi ottenere lo stesso comportamento tubolare che si ha per un container in acciaio, sono stati ipotizzati elementi scatolari con pareti piene in XLAM lungo i 4 lati lunghi, mentre le aperture sono collocate lungo la superficie frontale e quella posteriore.

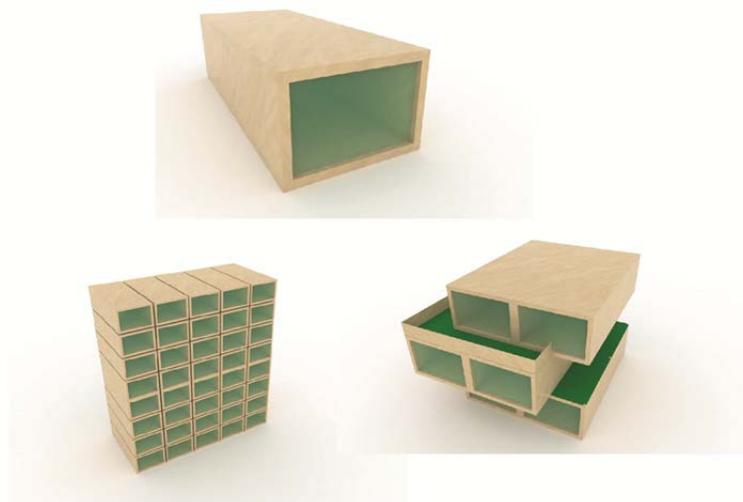


Fig. 4.25 Studio delle possibilità compositive dei moduli, Inizialmente si è optato con la semplice sovrapposizioni, poi si è passati a soluzioni che prevedessero lo slittamento di un modulo sull'altro, per creare interessanti giochi spaziali.

Successivamente sono state fatte prove sulla sovrapposizione dei moduli. Per prima cosa è stata ipotizzata la sovrapposizione perfettamente allineata, sicuramente performante ma che non avrebbe presentato alcuna differenza rispetto ad una costruzione in XLAM classica.

Successivamente si è optato per la sovrapposizione sfalsata degli elementi moduli, soluzione che permette anche di creare balconature utilizzabili dagli inquilini degli alloggi ai piani superiori, ma che può presentare problemi di instabilità, soprattutto nei casi della sollecitazione sismica.

L'ipotesi è stata quindi ulteriormente sviluppata, arrivando alla sovrapposizione sfalsata dei moduli lungo i piani destinati ad uso residenziale; mentre per i piani commerciali i moduli sono stati ruotati lungo il lato lungo rispetto a quelli residenziali, permettendo così di aumentare la rigidezza complessiva del complesso abitativo all'azione orizzontale.

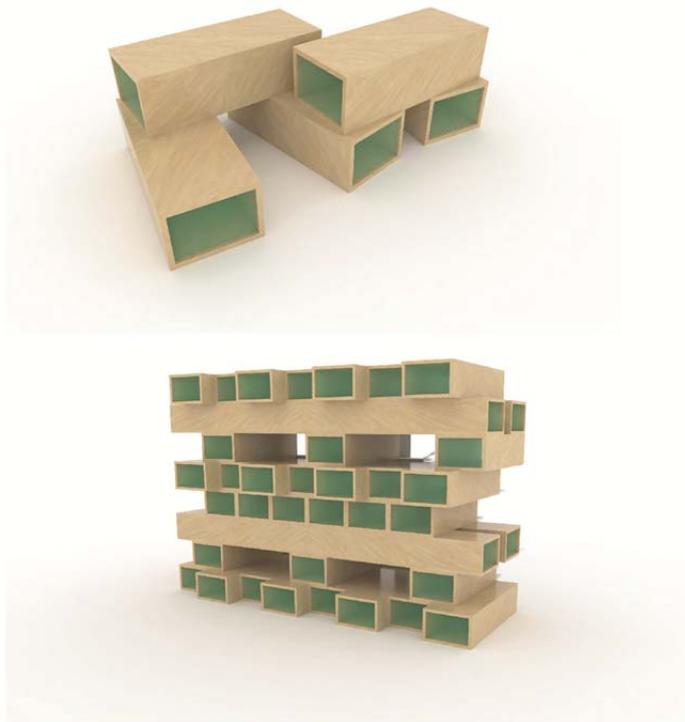
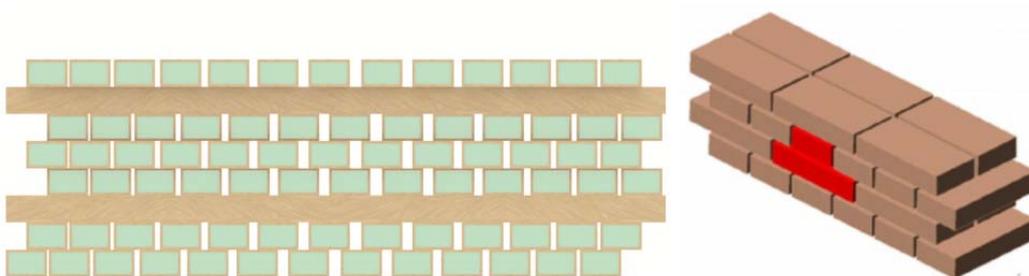


Fig. 4.26 Studio compositivo basato sullo slittamento e rotazione ortogonale dei moduli

Questa disposizione riprende l'organizzazione caratteristica della tipologia muraria a due teste tipo "inglese", in cui sono alternati filari di mattoni ortostati a filari di mattoni diatoni.



Figg. 4.27 – 4.28 Somiglianza tra la disposizione dei moduli abitativi di progetto e la disposizione muraria tipo “inglese”, entrambe le soluzioni permettono una maggiore compattezza e rigidità dell’opera complessiva.

L’utilizzo di questa organizzazione, sicuramente interessante sia dal punto di vista estetico che da quello strutturali, ha però implicato la necessità di trovare soluzioni a diversi problemi strutturali, tecnologici ed organizzativi, che saranno meglio approfonditi nei prossimi paragrafi.

#### 4.5\_Progettazione dettagliata dei moduli abitativi

Una volta definita in via approssimativa la disposizione dei moduli per comporre l’edificio nel quartiere pilastro, si è cominciato a definire nel dettaglio i moduli abitativi.

Per rispondere alle esigenze del *Social Housing*, si è deciso di standardizzare il più possibile le dimensioni dei moduli, in particolare sono stati progettati due tipologie di moduli aventi le seguenti dimensioni in pianta:

- Larghezza: 3,0 m    Profondità: 5,5 m
- Larghezza: 3,0 m    Profondità: 7,0 m

Sono state scelte queste dimensioni, sia perché sufficientemente ridotte da permettere il trasporto dei pannelli che compongono il modulo in modo agevole, sia perché abbastanza grandi da permettere la realizzazioni di almeno un modulo all’interno di ogni singola stanza. Definite le dimensioni dei moduli, si è passata allo studio dell’organizzazione interna delle stanze e degli arredi all’interno dei moduli.



Fig. 4.29 Vista assonometrica di un modulo 3x7 m dotato di cavedio per impianti tecnici



Fig. 4.30 Vista assonometrica di un appartamento realizzato accostando singoli moduli da 3x7 m e 3x5,5 m

Per cominciare sono stati progettati 5 differenti appartamenti (che possano accogliere da 1 fino a 6 persone) realizzati tramite l'accostamento di moduli delle dimensioni indicate precedentemente, sperimentando varie organizzazioni fino ad arrivare a quella ottimale per organizzazione interna e sfruttamento della superficie calpestabile.

In particolare si è cercato di fare in modo che lo stesso tipo di modulo (es: modulo camera singola+bagno) possa essere utilizzato per differenti tipi di appartamento, in modo da semplificare la fase di progettazione e montaggio dei vari alloggi, nonché la possibilità di sostituire un modulo con un altro per soddisfare le esigenze future del nucleo familiare.

Nella definizione delle piante degli alloggi, è stato poi necessario risolvere il problema dei cavedi destinati ad ospitare gli impianti.

In edifici in Xlam, in cui le pareti perimetrali sono portanti, è infatti sconsigliabile inserire gli impianti all'interno delle pareti, poiché questo ne indebolirebbe la sezione utile. Risulta invece preferibile utilizzare cavedi appositi, che presentano anche il vantaggio di una più agevole manutenzione degli impianti stessi.

In una struttura "classica", in cui le pareti sono allineate verticalmente, non si hanno particolari problemi, dato che il cavedio si troverebbe nella stessa posizione in tutti i piani, ma nel caso di progetto, in cui i moduli di un piano sono slittati di 1,5 m rispetto a quelli del piano sovrastante e sottostante, non si possono avere i cavedi nella stessa posizione per tutti i piani, dovendo garantire l'allineamento verticale almeno della colonna di scarico.

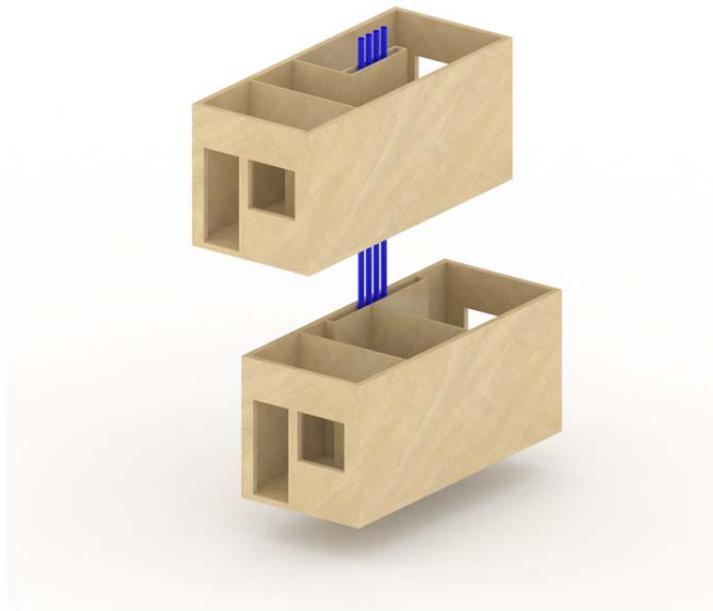


Fig. 4.31 Schema assonometrico che mostra la necessità di progettare 2 differenti tipi di alloggio (uno con cavedio centrale e l'altro laterale) per permettere lo slittamento dei moduli.

Per questo motivo, sono stati elaborati due tipologie di appartamenti, e quindi di moduli, realizzando 2 piani tipo (chiamati "Piano tipo A" e "Piano Tipo B") slittati appunto di 1,5 m l'uno rispetto all'altro, ma mantenendo il preciso allineamento verticale dei moduli.

Definite quindi le piante di tutti gli alloggi, sono stati estratti i moduli abitativi, realizzando un abaco di 13 moduli abitativi combinabili per realizzare i vari appartamenti.

## 4.6\_Studio della circolazione orizzontale e verticale

Una volta definiti i moduli abitativi, si è passati allo a studiare la circolazione orizzontale (movimento tra gli alloggi dello stesso piano) e verticale (movimento tra un piano e quelli adiacenti).

### 4.6.1\_Studio della circolazione orizzontale

Considerando la disposizione dei moduli scelta (accostamento lungo il lato lungo), si è optato per una soluzione “a ballatoio”, che consente di realizzare il camminamento semplicemente accostandolo al lato corto dei moduli, riducendo quindi al minimo i tempi ed i costi di montaggio. Tale soluzione presenta però lo svantaggio di permettere la visuale interna ai pedoni dalle finestre che danno sul ballatoio, tale problema è stato risolto utilizzando finestre alte (partono da 1,6 m di altezza dal piano di calpestio) e larghe, per rispettare il rapporto di illuminazione/areazione di 1/8 sulla superficie utile.

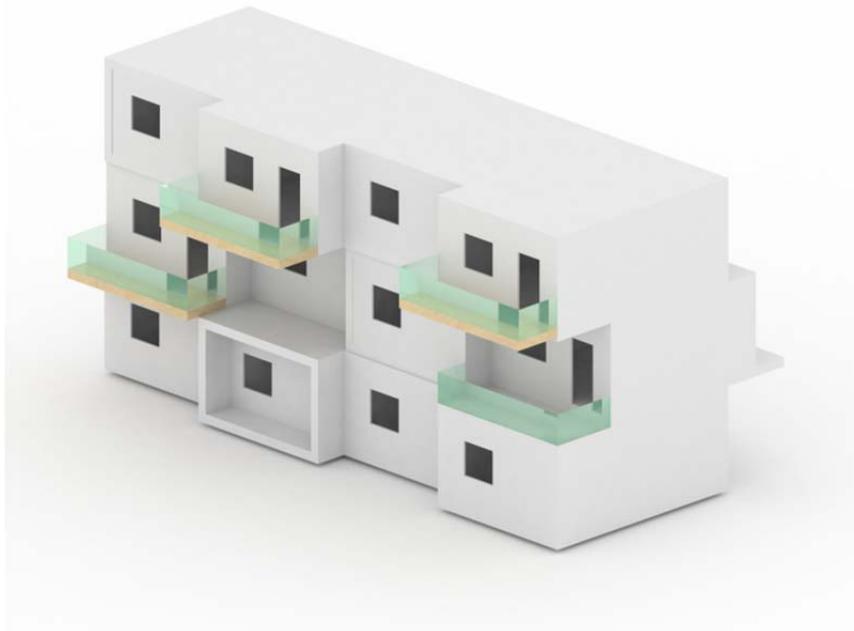


Fig. 4.32 Schema assonometrico esplicativo della realizzazione dei ballatoi, sia tramite slittamento dei moduli, sia tramite pannelli in Xlam a sbalzo.

I camminamenti dei ballatoi verranno realizzati tramite due differenti tecniche. Nelle facciate che affacciano a Sud saranno realizzati come elementi a sbalzo (tramite prolungamento del pannello in Xlam orizzontale inferiore) così da permettere anche l'ombreggiamento delle facciate durante i mesi più caldi.

Nelle facciate disposte lungo le altre direzioni, i ballatoi, larghi 1,5 m, verranno realizzati per 75 cm tramite sbalzo del pannello, e per 75 cm tramite slittamento trasversale dei moduli di un piano rispetto a quelli dei piani adiacenti, riducendo sia le sollecitazioni sulla parte del pannello a sbalzo, ed ottenendo anche interessanti giochi prospettici.

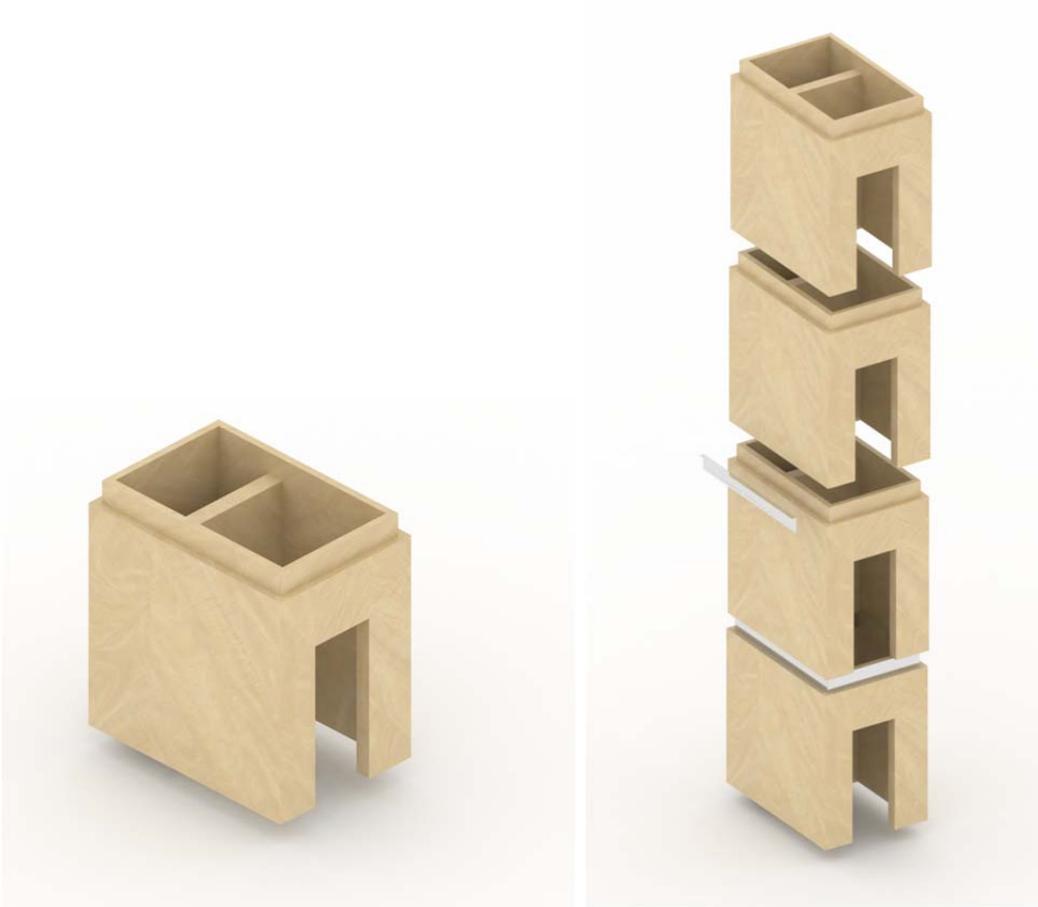
Questo slittamento risulta anche particolarmente conveniente per la realizzazione di balconi lungo la facciata opposta a quella dei ballatoi.



**Fig. 4.33** Schema assonometrico esplicativo della realizzazione dei balconi, che anche in questo caso possono nascere sia dallo slittamento dei moduli, che dal fissaggio di balconi prefabbricati a sbalzo

#### 4.6.2\_Studio della circolazione verticale

Il collegamento verticale tra i vari camminamenti dei ballatoi è stato quindi progettato tramite l'utilizzo di vani scala – ascensore.



Figg. 4.34 – 4.35 Vista del modulo-ascensore in Xlam progettato e schema di montaggio dei vari moduli per la realizzazione del vano ascensore

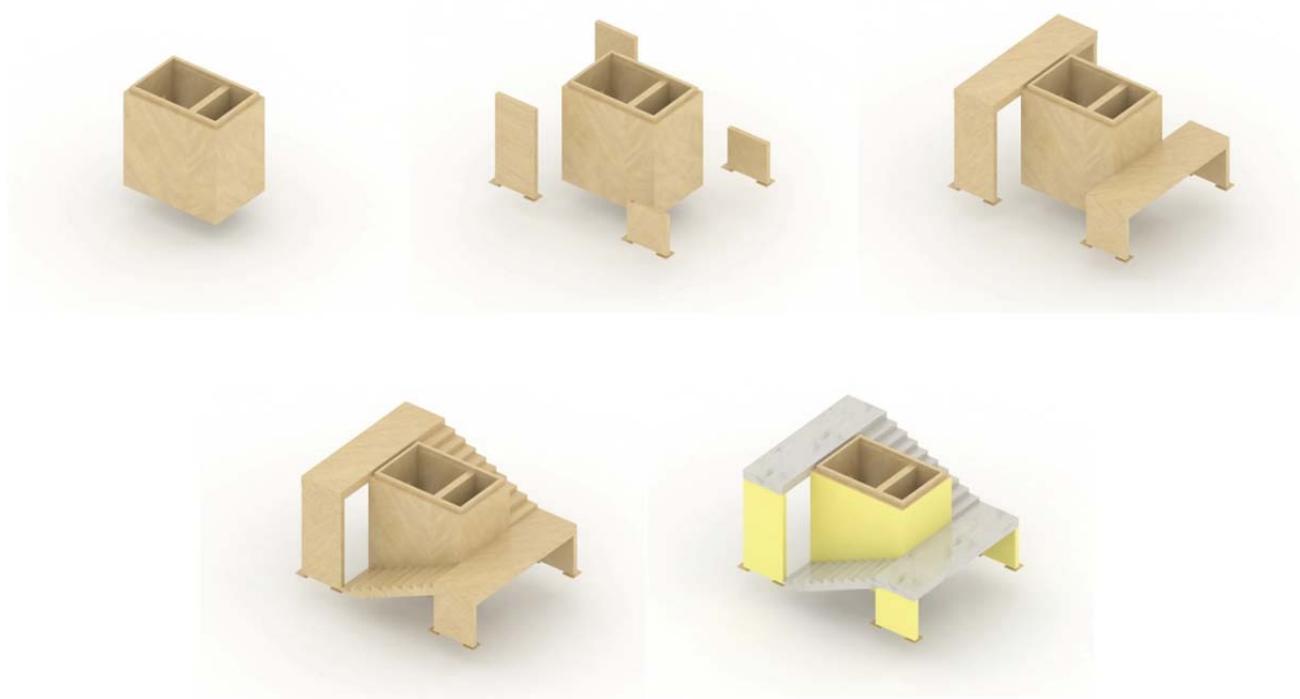
Questi elementi sono stati concepiti sempre in Xlam, realizzando prima dei moduli-ascensori tubolare, alti 3 m, che andranno sovrapposti realizzando la galleria di movimento della cabina ascensore, su questi elementi verranno poi fissati i pannelli in Xlam orizzontale usati come pianerottolo, che saranno ulteriormente connessi tramite pannelli verticali sempre in Xlam, utilizzati come supporto, allo scopo di ridurre la sollecitazione flessionale.

Questi pianerottoli sono stati progettati con un'apposita fresatura ad una estremità, concepita per consentire l'incastro del pannello inclinato in Xlam utilizzato come rampa di scala, il quale presenterà già i gradini fresati dallo stabilimento di produzione.



Fig. 4.36 Schema che mostra come i pannelli adibiti a rampa, vadano fissati tramite opportuni incastrati ai pannelli adibiti a pianerottolo.

Tutti gli elementi, essendo esposti all'esterno, saranno poi opportunamente rivestiti con elementi plastici per impedirne il degrado.

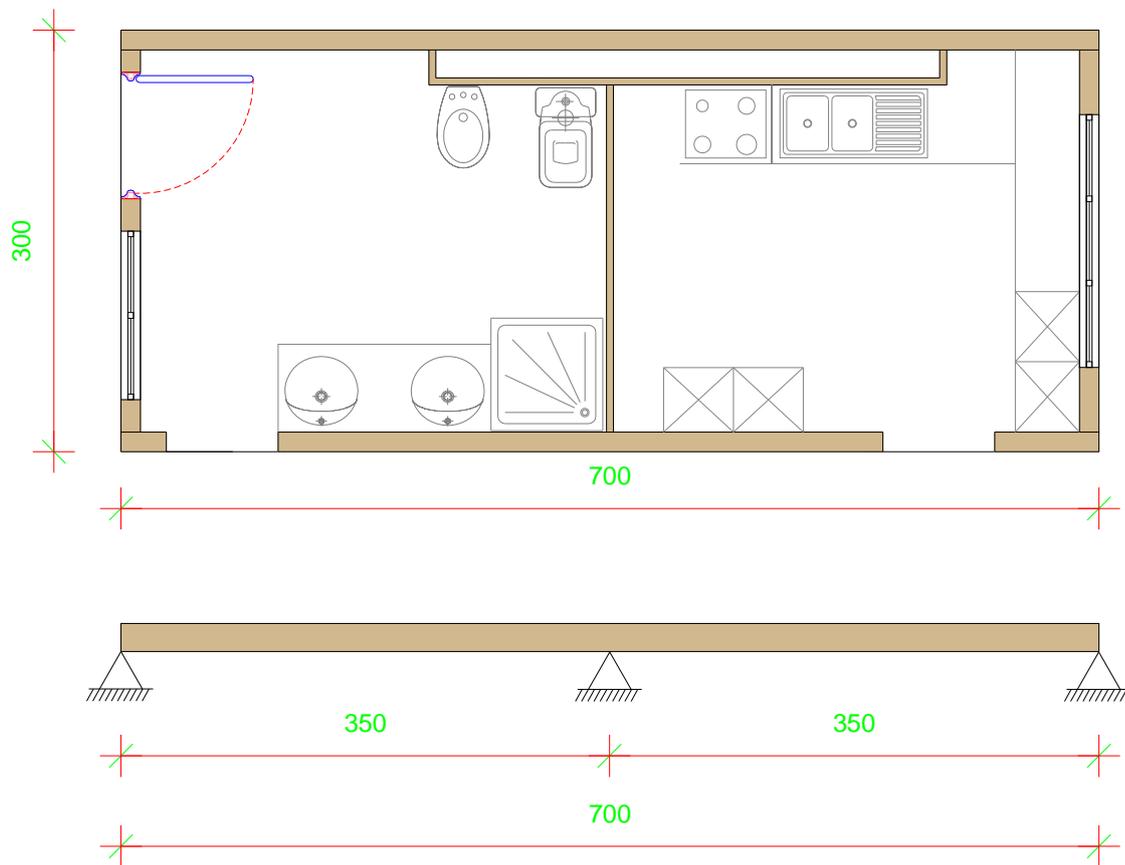


Figg. 4.37 – 4.38 – 4.39 – 4.40 – 4.41 Fasi di realizzazione di ogni piano del vano scala + ascensore

## 5\_Dimensionamento degli elementi strutturali

Un corretta e dettagliata progettazione esecutiva di un complesso abitativo come quello ipotizzato, composto da vari piani di elementi scatolari sovrapposti in modo non simmetrico risulterebbe estremamente laboriosa per l'obbiettivo di questa tesi, data l'enorme quantità di sollecitazioni ed elementi resistenti da tenere in considerazione.

Per tale motivo in questo capitolo lo studio strutturale sarà limitato all'analisi di un singolo modulo abitativo, nella combinazione di carico più sfavorevole (collocato al piano terra), amplificando di circa 6 volte i carichi orizzontali rispetto a quelli di legge per tenere conto del carico trasmesso dai moduli soprastanti.



Figg. 5.1 – 5.2 Pianta del modulo oggetto di calcolo e schema statico adottato

## 5.1\_Calcolo della soletta (pavimentazione)

Il modello di calcolo che viene adottato presuppone che il pannello si comporti come una trave continua a due campate di larghezza unitaria pari ad 1 m, costituita da 5 strati a connessione rigida. Lo schema statico adottato è quello in figura 5.2.

## 5.2\_Analisi dei carichi

L'analisi dei carichi viene svolta secondo le indicazioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14/01/2008.

Le azioni che agiscono sugli elementi della soletta sono i carichi permanenti (portanti e portati) e quelli di esercizio dovuti agli ambienti per uso residenziale.

### CARICHI PERMANENTI

Soletta di pavimentazione:

- Pavimento	0,05 kN/m <sup>2</sup>
- Massetto	1,04 kN/m <sup>2</sup>
- Coibentazione	0,06 kN/m <sup>2</sup>
- Cartongesso	0,15 kN/m <sup>2</sup>
- Pannello in Xlam da 18 cm	1,22 kN/m <sup>2</sup>

$$G = 2,52 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,00 \text{ m} = \mathbf{7,56 \text{ kN/m}}$$

### CARICHI D'ESERCIZIO

I carichi di esercizio da utilizzare per un edificio ad uso residenziale sono pari a:

$$q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,00 \text{ m} = \mathbf{6,00 \text{ kN/m}}$$

### 5.3\_Determinazione delle proprietà meccaniche del pannello in Xlam

Per determinare le resistenze di calcolo e le rigidezze del pannello, si assume che il pannello in Xlam sia composto da tavole/lamelle appartenenti alla categoria di classificazione C24.

#### RESISTENZE DI CALCOLO

La determinazione dei valori di calcolo delle resistenze è basata sul modello sviluppato dall'Università Tecnica di Graz in combinazione, dove non indicato in altro modo, con i valori caratteristici indicati nel documento DT 206:2007 relativi al legno lamellare incollato della classe di resistenza (nel caso in esame GL24h) che si otterrebbe utilizzando lo stesso materiale di base (tavole/lamelle) del pannello considerato.

Il coefficiente parziale di sicurezza per le proprietà dei materiali, nei confronti del legno lamellare, è stato ridotto rispetto alla normativa italiana ed internazionale a causa di un ancor maggiore processo di “omogeneizzazione” nelle varie fasi della produzione. Per pannelli in XLAM appartenenti alla classe di servizio 1 (elementi all'interno degli edifici in ambienti condizionati), come le solette dell'edificio in questione, e soggetti a carichi variabili appartenenti alla classe di media durata, valgono quindi i seguenti coefficienti:

$$\gamma_M = 1,25 ;$$

$$k_{MOD} = 0,8 .$$

Resistenza di calcolo a flessione:

$$f_{m,XLAM,d} = k_I \cdot \frac{k_{MOD} \cdot f_{m,g,k}}{\gamma_M} = 1,1 \cdot \frac{0,80 \cdot 24,0}{1,25} = 16,9 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza di calcolo a compressione perpendicolare alla fibratura:

$$f_{c,90,XLAM,d} = \frac{k_{MOD} \cdot f_{c,90,g,k}}{\gamma_M} = \frac{0,80 \cdot 2,7}{1,25} = 1,73 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza di calcolo a taglio:

$$f_{v,XLAM,d} = \frac{k_{MOD} \cdot f_{v,XLAM,k}}{\gamma_M} = \frac{0,80 \cdot 3,0}{1,25} = 1,92 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza di calcolo a taglio trasversale (o *rolling shear*):

$$f_{r, XLAM, d} = \frac{k_{MOD} \cdot f_{r, XLAM, k}}{\gamma_M} = \frac{0,80 \cdot 1,25}{1,25} = 0,80 \text{ N/mm}^2$$

## RIGIDENZE

Il calcolo delle rigidzze flessionale e a taglio, necessario, in generale, per la determinazione non solo delle deformazioni ma anche delle caratteristiche della sollecitazione (sistemi iperstatici), si basa sul modello di trave composta con connessione rigida, deformabile a taglio (trave di Timoshenko). Il fattore di taglio  $\kappa$  è calcolato (non in questa sede) per la sezione considerata. I moduli elastico  $E$  e di taglio  $G$  sono considerati nel loro valor medio conformemente a quanto definito nel documento tecnico DT 206:2007 per il legno lamellare incollato appartenente alla classe di resistenza GL24h. Il modulo elastico perpendicolare alle fibre  $E_{90, mean}$  è da considerarsi nullo.

Come soletta di pavimentazione viene utilizzato un pannello Xlam di spessore 18 cm, composto da 5 strati di spessore 36 mm ciascuno.

Rigidzza a flessione del pannello:

$$K_{LAM} = \sum_i (I_i \cdot E_i) + \sum_i (A_i \cdot e_i^2 \cdot E_i) = 3 \cdot 1000 \cdot \frac{36^3}{12} \cdot 11600 + 2 \cdot 1000 \cdot 36 \cdot 72^2 \cdot 11600 = 4,465 \cdot 10^{12} \text{ N/mm}^2$$

Rigidzza a taglio del pannello:

$$S_{XLAM} = (\sum_i (G_i \cdot A_i)) \cdot \kappa = (3 \cdot 36 \cdot 1000 \cdot 720 + 2 \cdot 36 \cdot 1000 \cdot 72) \cdot 0,256 = 2,123 \cdot 10^7 \text{ N}$$

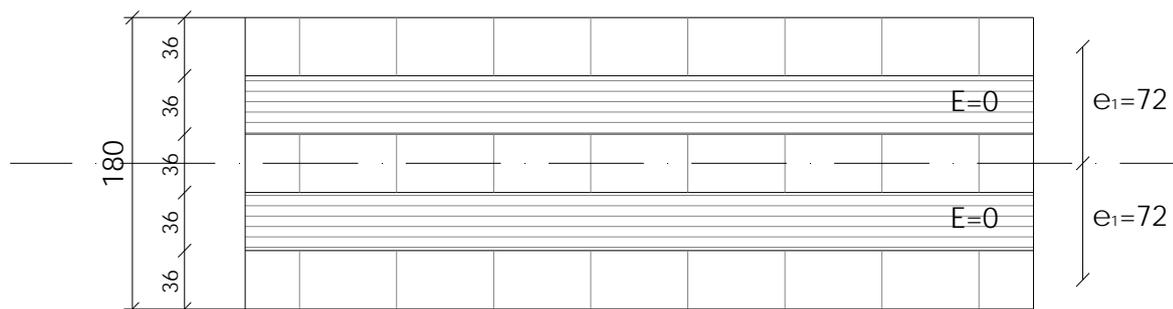


Fig. 5.3 Vista della sezione resistente del pannello in Xlam di spessore 180 mm a 5 strati uniformi.

#### 5.4 Determinazione delle caratteristiche della sollecitazione

Le caratteristiche della sollecitazione necessarie al calcolo sono ricavate singolarmente per ogni condizione di carico. I carichi di esercizio sono rappresentati agenti separatamente su ogni campata per permettere di individuare la disposizione più svantaggiosa ai fini del calcolo.

## CARICHI PERMANENTI: $p$

Schema statico, carichi (kN/m) e reazioni vincolari (kN)

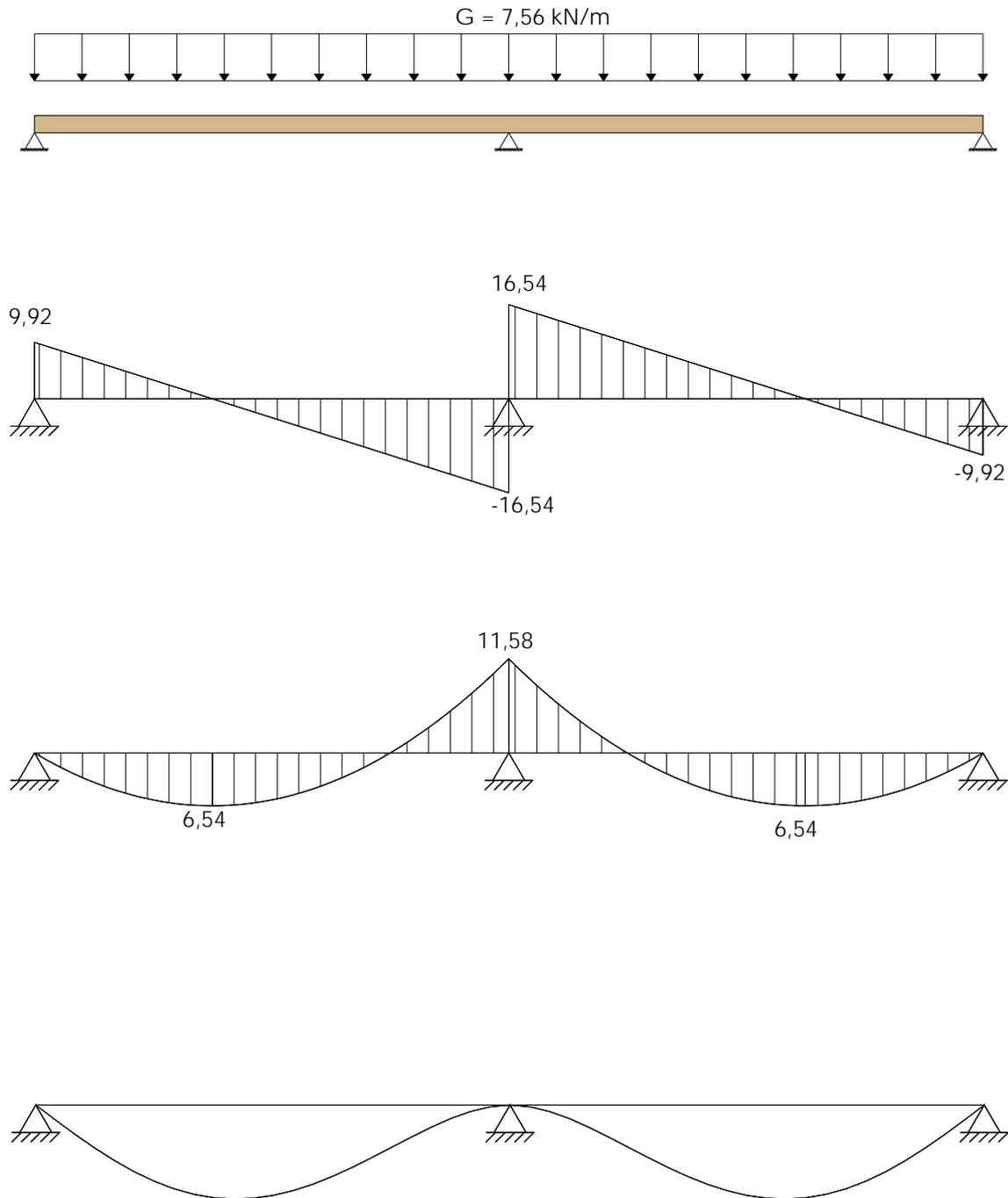


Fig. 5.4 Schema statico, diagramma del taglio, diagramma del momento flettente e deformata elastica del pannello sottoposto ai carichi permanenti.

## CARICHI D'ESERCIZIO SULLA CAMPATA 1: p

Schema statico, carichi (kN/m) e reazioni vincolari (kN)

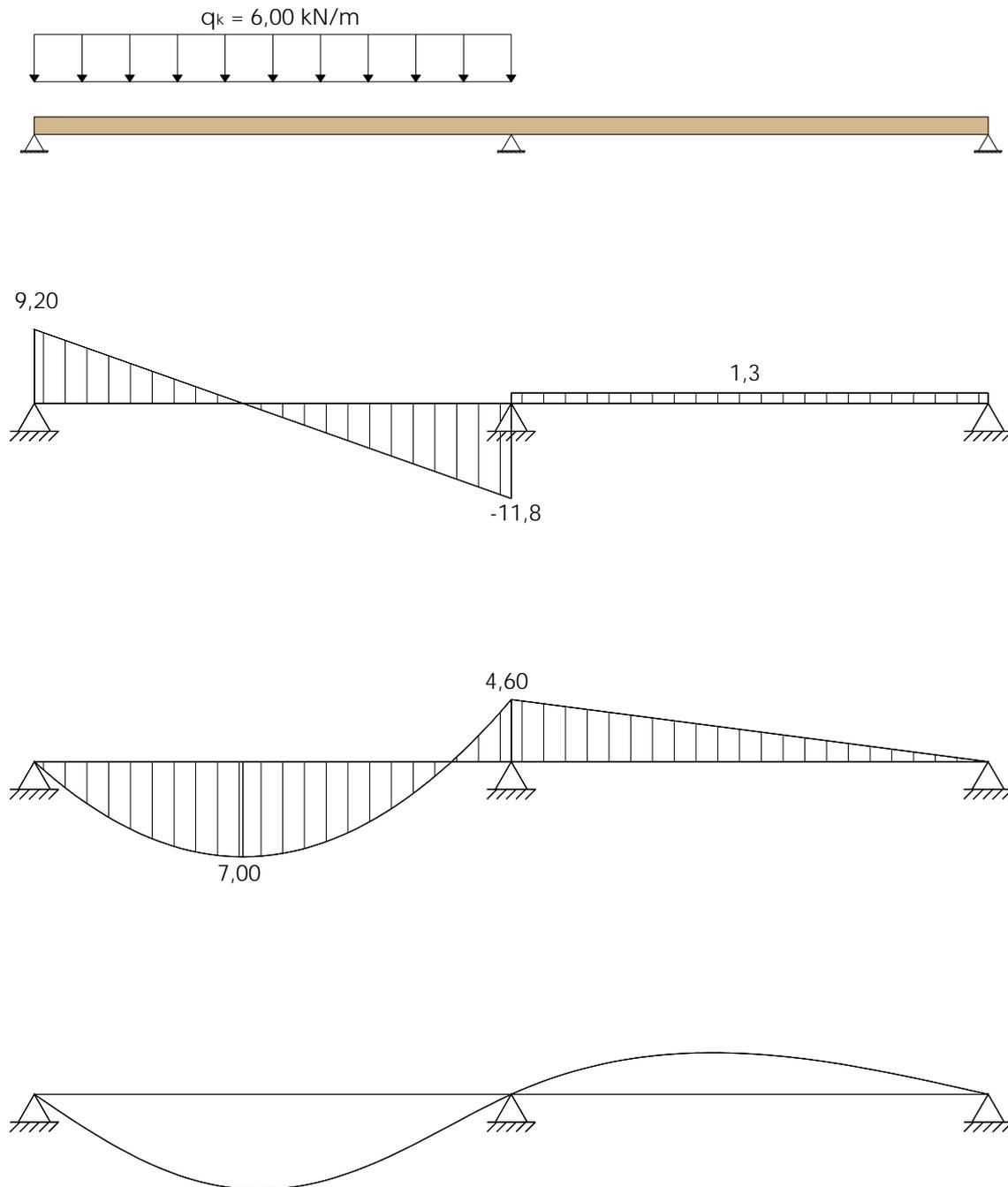


Fig. 5.5 Schema statico, diagramma del taglio, diagramma del momento flettente e deformata elastica del pannello sottoposto ai carichi d'esercizio sulla sola campata di sinistra.

## CARICHI D'ESERCIZIO SULLA CAMPATA 2: p

Schema statico, carichi (kN/m) e reazioni vincolari (kN)

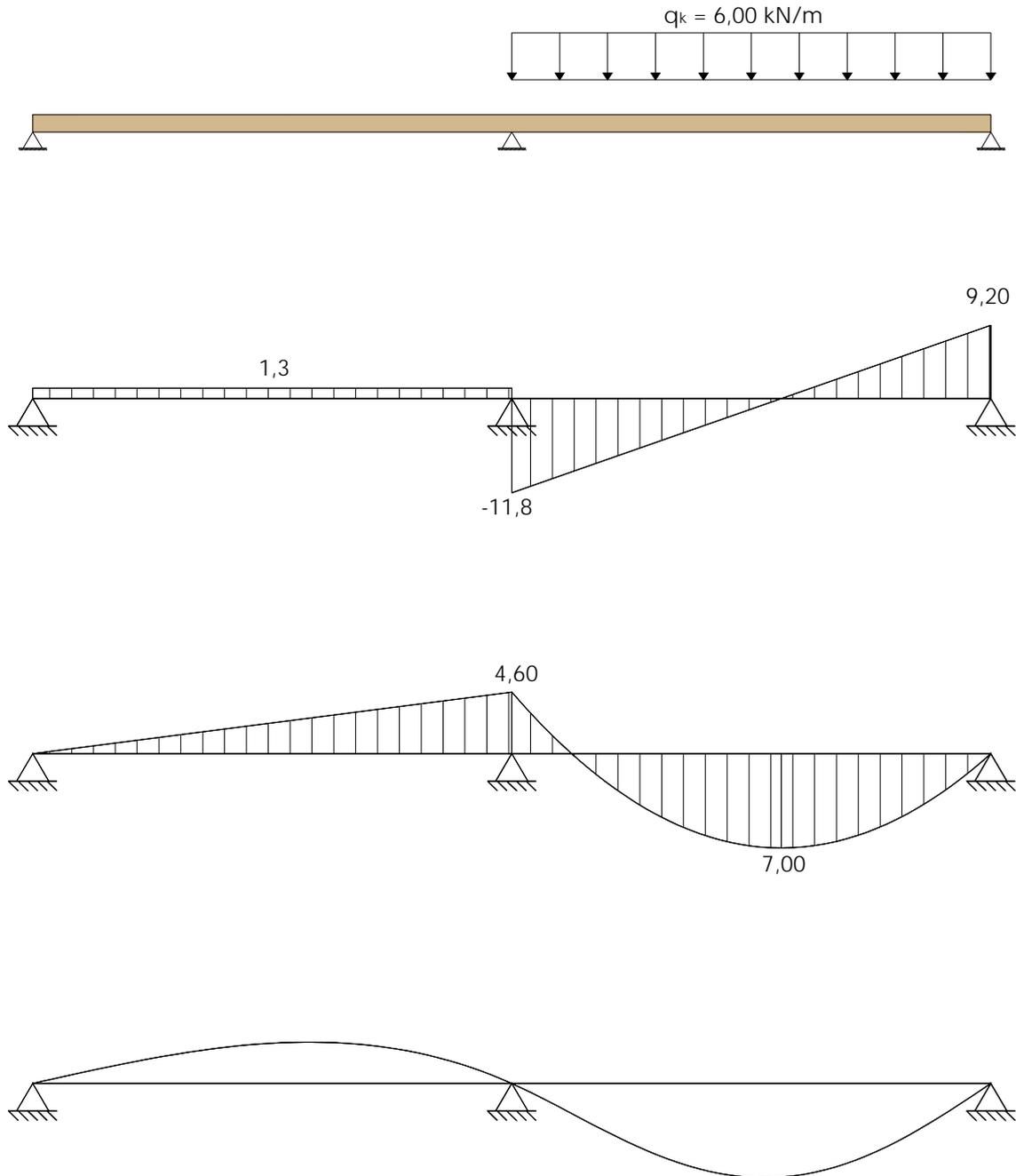


Fig. 5.6 Schema statico, diagramma del taglio, diagramma del momento flettente e deformata elastica del pannello sottoposto ai carichi d'esercizio sulla sola campata di destra.

## 5.5\_Verifiche agli stati limite ultimi

Momento massimo di calcolo:  $M_d = 11,58 + 4,6 + 4,6 = 20,78 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Taglio massimo di calcolo:  $V_d = 16,54 + 11,8 + 11,8 = 40,14 \text{ kN}$

Reazione massima d'appoggio di calcolo:  $R_d = 33,08 + 13,1 + 13,1 = 59,28 \text{ kN}$

### TENSIONI DI CALCOLO

Tensione normale massima al bordo esterno:

$$\sigma_{d,\max} = \frac{M_d}{K_{XLAM}} \cdot \left( e_1 + \frac{\frac{t_1}{5}}{2} \right) \cdot E_{1/5} = \frac{20,78 \cdot 10^6}{4,465 \cdot 10^{12}} \cdot \frac{180}{2} \cdot 11600 = \pm 4,86 \text{ N/mm}^2$$

Tensione tangenziale massima in corrispondenza dell'asse baricentrico:

$$\tau_{d,\max} = \frac{V_d \cdot \sum(S_m \cdot E_m)}{K_{XLAM} \cdot b} = \frac{40,14 \cdot 10^3}{4,465 \cdot 10^{12} \cdot 1000} \cdot (36 \cdot 1000 \cdot 72 \cdot 11600 + 18 \cdot 1000 \cdot 10 \cdot 11600) = 0,289 \text{ N/mm}^2$$

Tensione tangenziale in corrispondenza degli strati trasversali 2 e 4:

$$\tau_{r,d,\max} = \frac{V_d \cdot \sum(S_m \cdot E_m)}{K_{XLAM} \cdot b} = \frac{40,14 \cdot 10^3}{4,465 \cdot 10^{12} \cdot 1000} \cdot (36 \cdot 1000 \cdot 72 \cdot 11600) = 0,270 \text{ N/mm}^2$$

Tensione normale massima di compressione perpendicolare alla fibratura:

$$\sigma_{90,d,\max} = \frac{R_d}{A_{90}} = \frac{59,28 \cdot 10^3}{108000} = 0,549 \text{ N/mm}^2$$

dove

$A_{90} = \sum t_i \cdot b = (36 + 36 + 36) \cdot 1000 = 108000 \text{ mm}$  rappresenta la sezione dell'elemento di parete XLAM sottostante.

## VERIFICHE

$$\frac{\sigma_{d,max}}{f_{m,XLAM,d}} = \frac{4,86}{16,9} = 0,288 < 1$$

$$\frac{\tau_{d,max}}{f_{v,XLAM,d}} = \frac{0,289}{1,92} = 0,151 < 1$$

$$\frac{\tau_{r,d,max}}{f_{r,XLAM,d}} = \frac{0,270}{0,80} = 0,338 < 1$$

$$\frac{\sigma_{90,d,max}}{k_{90} \cdot f_{c,90,XLAM,d}} = \frac{0,549}{1,75 \cdot 1,73} = 0,181 < 1$$

### 5.6 Verifica agli Stati Limite d'Esercizio

Nel calcolo delle deformazioni, oltre al contributo del momento flettente, si considera anche il contributo del taglio. Il coefficiente  $k_{def}$  è da considerarsi pari a 0,80.

Deformazione istantanea nella campata 1 dovuta ai soli carichi permanenti:

$$u_g = u_{1,in} = 3,12 \text{ mm} \cdot (2,82 \text{ mm} + 0,30 \text{ mm})$$

Deformazione istantanea in campata 1 dovuta ai carichi d'esercizio agenti sulle campate 1 e 3:

$$u_p = u_{21,in} = 3,51 \text{ mm} \cdot (3,22 \text{ mm} + 0,29 \text{ mm})$$

In base alle indicazioni del documento DT 206:2007 e delle Norme Tecniche per le

Costruzioni, la deformazione finale risulta:

$$u_{\text{fin}} = u_{1,\text{in}} \cdot (1 + k_{\text{def}}) + u_{21,\text{in}} \cdot (1 + \Psi_{21} \cdot k_{\text{def}}) = 3,12 \cdot (1 + 0,8) + 3,51 \cdot (1 + 0,3 \cdot 0,8) = 9,97 \text{ mm}$$

### Verifiche

$$u_{21,\text{in}} = 3,51 \text{ mm} < 1/300 = 4600/300 = 15,3 \text{ mm}$$

$$u_{21,\text{fin}} = u_{21,\text{in}} \cdot (1 + \Psi_{21} \cdot k_{\text{def}}) = 3,51 \cdot (1 + 0,3 \cdot 0,8) = 4,36 \text{ mm} < 1/200 = 4600/200 = 23,0 \text{ mm}$$

$$u_{\text{fin}} = 9,97 \text{ mm} < 1/250 = 4600/250 = 18,4 \text{ mm}$$

## 5.7 Dimensionamento dei pannelli del modulo al 7° piano

### Analisi dei carichi:

#### CARICHI PERMANENTI

Soletta di pavimentazione:

- Pavimento	0,05 kN/m <sup>2</sup>
- Massetto	1,04 kN/m <sup>2</sup>
- Coibentazione	0,06 kN/m <sup>2</sup>
- Cartongesso	0,15 kN/m <sup>2</sup>
- Pannello in Xlam di spessore 20 cm	1,36 kN/m <sup>2</sup>

$$G = 2,66 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,00 \text{ m} + 7,56 = \mathbf{15,54 \text{ kN/m}}$$

#### CARICHI D'ESERCIZIO

I carichi di esercizio da utilizzare per un edificio ad uso residenziale sono pari a:

$$q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,00 \text{ m} + 6,00 = \mathbf{12,00 \text{ kN/m}}$$

### Determinazione delle rigidezze del pannello:

Viene utilizzato un pannello spesso 20 cm a 5 strati, in cui ogni strato ha uno spessore di 40 mm

Rigidezza a flessione del pannello:

$$K_{LAM,7} = \sum_i (I_i \cdot E_i) + \sum_i (A_i \cdot e_i^2 \cdot E_i) + K_{LAM,8} = 3 \cdot 1000 \cdot \frac{40^3}{12} \cdot 11600 + 2 \cdot 1000 \cdot 40 \cdot 80^2 \cdot 11600 +$$

$$K_{LAM,8} = 6,125 \cdot 10^{12} \text{ N/mm}^2 + 4,465 \cdot 10^{12} \text{ N/mm}^2 = 10,590 \cdot 10^{12} \text{ N/mm}^2$$

Rigidezza a taglio del pannello:

$$S_{XLAM,7} = (\sum_i (G_i \cdot A_i)) \cdot \kappa + S_{XLAM,8} = (3 \cdot 40 \cdot 1000 \cdot 720 + 2 \cdot 40 \cdot 1000 \cdot 72) \cdot 0,256 + S_{XLAM,8} =$$

$$2,359 \cdot 10^7 \text{ N} + 2,123 \cdot 10^7 \text{ N} = 4,482 \cdot 10^7 \text{ N}$$

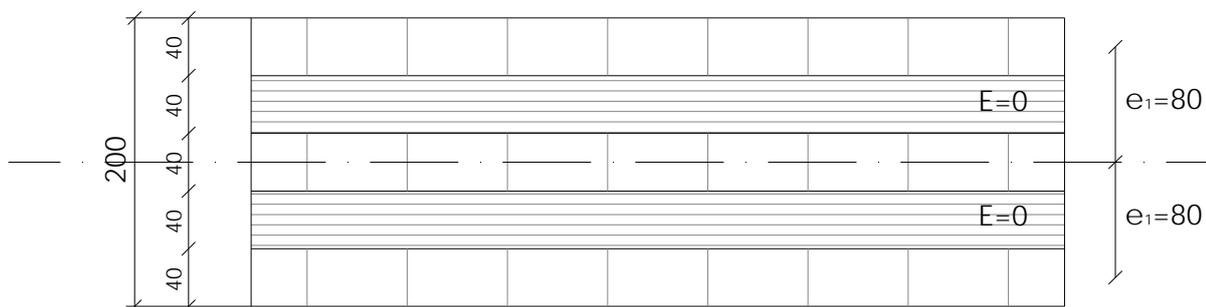


Fig. 5.7 Vista della sezione resistente del pannello in Xlam di spessore 200 mm a 5 strati uniformi.

Calcolo delle sollecitazioni:

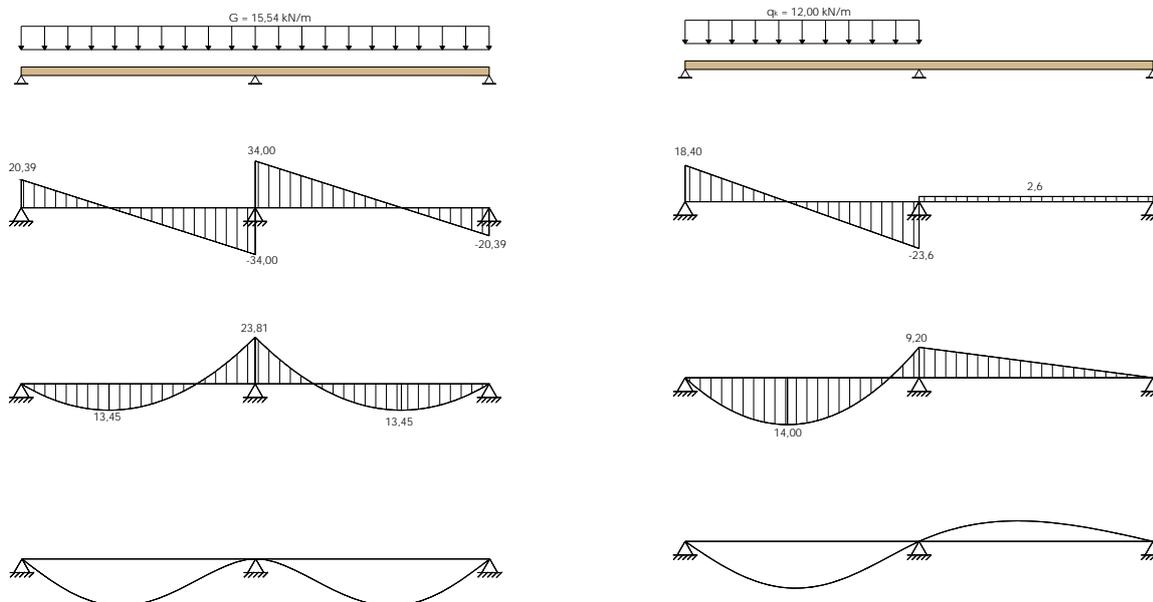


Fig. 5.8 Schemi statici, diagrammi del taglio, diagrammi del momento flettente e deformati elastici del pannello al 7° piano sottoposto ai carichi permanenti e ai carichi d'esercizio sulla campata di sinistra (campata di destra per simmetria)

Momento massimo di calcolo:  $M_d = 23,81 + 9,2 + 9,2 = 42,21 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Taglio massimo di calcolo:  $V_d = 34,0 + 23,6 + 23,6 = 81,2 \text{ kN}$

Reazione massima d'appoggio di calcolo:  $R_d = 68,0 + 26,2 + 26,2 = 120,4 \text{ kN}$

## TENSIONI DI CALCOLO

Tensione normale massima al bordo esterno:

$$\sigma_{d,\max} = \frac{M_d}{K_{XLAM}} \cdot \left( e_1 + \frac{t_1}{2} \right) \cdot E_{1/5} = \frac{42,21 \cdot 10^6}{10,590 \cdot 10^{12}} \cdot \frac{200}{2} \cdot 11600 = \pm 4,62 \text{ N/mm}^2$$

Tensione tangenziale massima in corrispondenza dell'asse baricentrico:

$$\tau_{d,\max} = \frac{V_d \cdot \sum(S_m \cdot E_m)}{K_{XLAM} \cdot b} = \frac{81,2 \cdot 10^3}{10,590 \cdot 10^{12} \cdot 1000} \cdot (40 \cdot 1000 \cdot 80 \cdot 11600 + 20 \cdot 1000 \cdot 10 \cdot 11600) = 0,302 \text{ N/mm}^2$$

Tensione tangenziale in corrispondenza degli strati trasversali 2 e 4:

$$\tau_{r,d,\max} = \frac{V_d \cdot \sum(S_m \cdot E_m)}{K_{XLAM} \cdot b} = \frac{81,2 \cdot 10^3}{10,590 \cdot 10^{12} \cdot 1000} \cdot (40 \cdot 1000 \cdot 80 \cdot 11600) = 0,285 \text{ N/mm}^2$$

Tensione normale massima di compressione perpendicolare alla fibratura:

$$\sigma_{90,d,\max} = \frac{R_d}{A_{90}} = \frac{120,4 \cdot 10^3}{120000} = 1,003 \text{ N/mm}^2$$

dove

$A_{90} = \sum t_i \times b = (40 + 40 + 40) \cdot 1000 = 120000 \text{ mm}$  rappresenta la sezione dell'elemento di parete XLAM sottostante.

## VERIFICHE

$$\frac{\sigma_{d,\max}}{f_{m, XLAM,d}} = \frac{4,62}{16,9} = 0,273 < 1$$

$$\frac{\tau_{d,\max}}{f_{v, XLAM,d}} = \frac{0,302}{1,92} = 0,157 < 1$$

$$\frac{\tau_{r,d,\max}}{f_{r, XLAM,d}} = \frac{0,285}{0,80} = 0,356 < 1$$

$$\frac{\sigma_{90,d,\max}}{k_{90} \cdot f_{c,90, XLAM,d}} = \frac{1,003}{1,75 \cdot 1,73} = 0,331 < 1$$

## 5.8 Dimensionamento dei pannelli del modulo al 6° piano

### Analisi dei carichi:

#### CARICHI PERMANENTI

Soletta di pavimentazione:

- Pavimento	0,05 kN/m <sup>2</sup>
- Massetto	1,04 kN/m <sup>2</sup>
- Coibentazione	0,06 kN/m <sup>2</sup>
- Cartongesso	0,15 kN/m <sup>2</sup>
- Pannello in Xlam di spessore 22 cm	1,50 kN/m <sup>2</sup>

$$\mathbf{G} = 2,8 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,00 \text{ m} + 15,54 = \mathbf{23,94 \text{ kN/m}}$$

#### CARICHI D'ESERCIZIO

I carichi di esercizio da utilizzare per un edificio ad uso residenziale sono pari a:

$$\mathbf{q_k} = 2,00 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,00 \text{ m} + 12,00 = \mathbf{18,00 \text{ kN/m}}$$

### Determinazione delle rigidezze del pannello:

Viene utilizzato un pannello spesso 22 cm a 5 strati, in cui ogni strato ha uno spessore di 44 mm

Rigidezza a flessione del pannello:

$$K_{LAM,6} = \sum_i (I_i \cdot E_i) + \sum_i (A_i \cdot e_i^2 \cdot E_i) + (K_{XLAM,7} - K_{XLAM,8}) = 3 \cdot 1000 \cdot \frac{44^3}{12} \cdot 11600 + 2 \cdot 1000 \cdot 44 \cdot 88^2 \cdot 11600 + (K_{XLAM,7} - K_{XLAM,8}) = 8,152 \cdot 10^{12} \text{ N/mm}^2 + 6,125 \cdot 10^{12} \text{ N/mm}^2 = 14,277 \cdot 10^{12} \text{ N/mm}^2$$

Rigidezza a taglio del pannello:

$$S_{XLAM,6} = (\sum_i (G_i \cdot A_i)) \cdot \kappa + (S_{XLAM,7} - S_{XLAM,8}) = (3 \cdot 44 \cdot 1000 \cdot 720 + 2 \cdot 44 \cdot 1000 \cdot 72) \cdot 0,256 = 2,595 \cdot 10^7 \text{ N} + (S_{XLAM,7} - S_{XLAM,8}) = 2,595 \cdot 10^7 \text{ N} + 2,359 \cdot 10^7 \text{ N} = 4,954 \cdot 10^7 \text{ N}$$

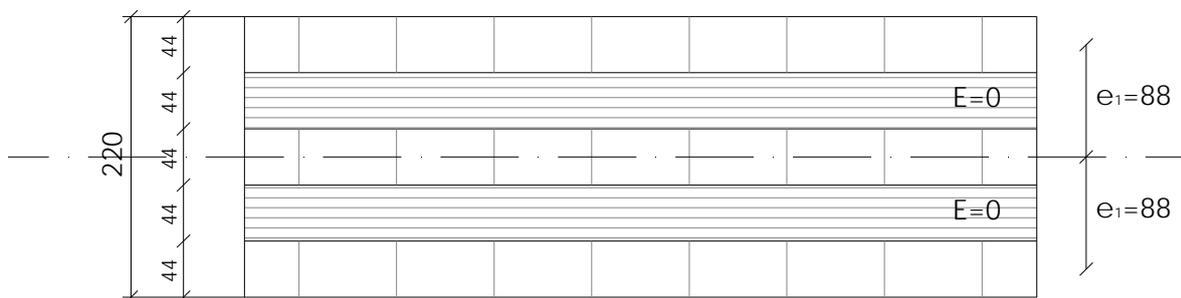


Fig. 5.9 Vista della sezione resistente del pannello in Xlam di spessore 220 mm a 5 strati uniformi.

### Calcolo delle sollecitazioni:

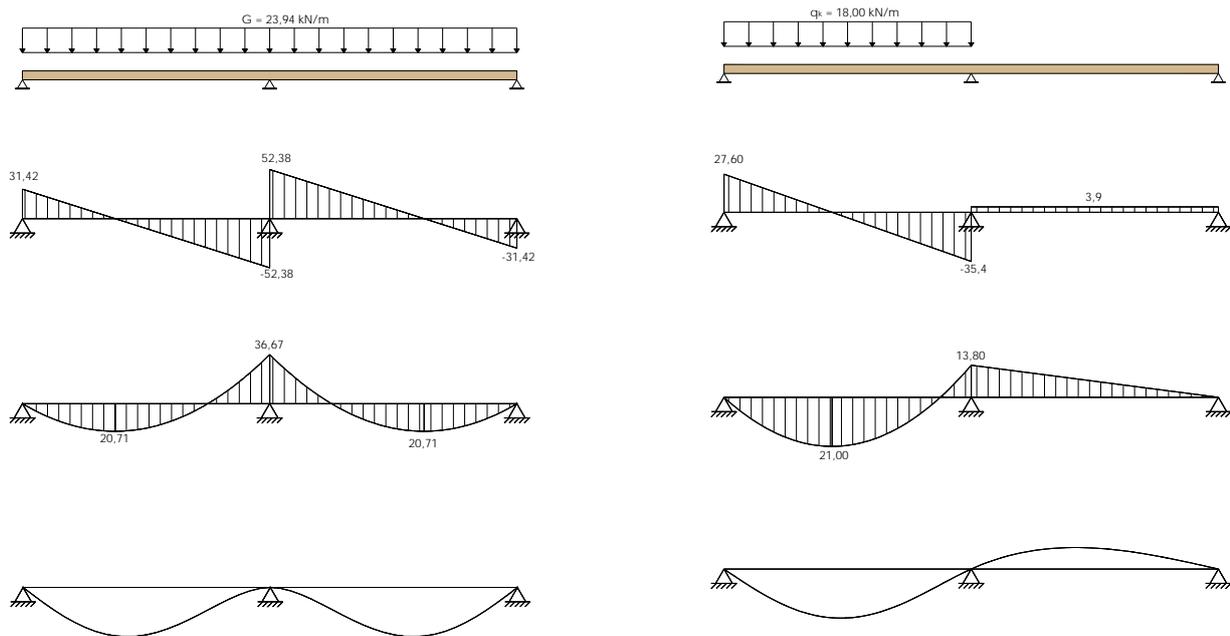


Fig. 5.10 Schemi statici, diagrammi del taglio, diagrammi del momento flettente e deformed elastiche del pannello al 6° piano sottoposto ai carichi permanenti e ai carichi d'esercizio sulla campata di sinistra (campata di destra per simmetria)

Momento massimo di calcolo:  $M_d = 36,67 + 13,8 + 13,8 = 64,27 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Taglio massimo di calcolo:  $V_d = 52,38 + 35,4 + 35,4 = 123,18 \text{ kN}$

Reazione massima d'appoggio di calcolo:  $R_d = 104,76 + 39,3 + 39,3 = 183,36 \text{ kN}$

### TENSIONI DI CALCOLO

Tensione normale massima al bordo esterno:

$$\sigma_{d,\max} = \frac{M_d}{K_{XLAM}} \cdot \left( e_1 + \frac{t_1}{2} \right) \cdot E_{1/5} = \frac{64,27 \cdot 10^6}{8,152 \cdot 10^{12}} \cdot \frac{220}{2} \cdot 11600 = \pm 10,06 \text{ N/mm}^2$$

Tensione tangenziale massima in corrispondenza dell'asse baricentrico:

$$\tau_{d,\max} = \frac{V_d \cdot \sum(S_m \cdot E_m)}{K_{XLAM} \cdot b} = \frac{123,18 \cdot 10^3}{8,152 \cdot 10^{12} \cdot 1000} \cdot (44 \cdot 1000 \cdot 88 \cdot 11600 + 22 \cdot 1000 \cdot 10 \cdot 11600) = 0,717 \text{ N/mm}^2$$

Tensione tangenziale in corrispondenza degli strati trasversali 2 e 4:

$$\tau_{r,d,max} = \frac{V_d \cdot \sum(S_m \cdot E_m)}{K_{XLAM} \cdot b} = \frac{123,18 \cdot 10^3}{8,152 \cdot 10^{12} \cdot 1000} (44 \cdot 1000 \cdot 88 \cdot 11600) = 0,679 \text{ N/mm}^2$$

Tensione normale massima di compressione perpendicolare alla fibratura:

$$\sigma_{90,d,max} = \frac{R_d}{A_{90}} = \frac{183,36 \cdot 10^3}{132000} = 1,389 \text{ N/mm}^2$$

dove

$A_{90} = \sum t_i \times b = (44 + 44 + 44) \cdot 1000 = 132000 \text{ mm}$  rappresenta la sezione dell'elemento di parete XLAM sottostante.

VERIFICHE

$$\frac{\sigma_{d,max}}{f_{m,XLAM,d}} = \frac{10,06}{16,9} = 0,595 < 1$$

$$\frac{\tau_{d,max}}{f_{v,XLAM,d}} = \frac{0,717}{1,92} = 0,373 < 1$$

$$\frac{\tau_{r,d,max}}{f_{r,XLAM,d}} = \frac{0,679}{0,80} = 0,848 < 1$$

$$\frac{\sigma_{90,d,max}}{k_{90} \cdot f_{c,90,XLAM,d}} = \frac{1,389}{1,75 \cdot 1,73} = 0,459 < 1$$

## 5.9 Dimensionamento dei pannelli del modulo al 5° piano

**Analisi dei carichi:**

CARICHI PERMANENTI

Soletta di pavimentazione:

- Pavimento 0,05 kN/m<sup>2</sup>
- Massetto 1,04 kN/m<sup>2</sup>
- Coibentazione 0,06 kN/m<sup>2</sup>
- Cartongesso 0,15 kN/m<sup>2</sup>
- Xlam 24 cm 1,63 kN/m<sup>2</sup>

$$G = 2,93 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,00 \text{ m} + 23,94 = \mathbf{32,73 \text{ kN/m}}$$

### CARICHI D'ESERCIZIO

I carichi di esercizio da utilizzare per un edificio ad uso residenziale sono pari a:

$$q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,00 \text{ m} + 18,00 = \mathbf{24,00 \text{ kN/m}}$$

### Determinazione delle rigidzze del pannello:

Viene utilizzato un pannello spesso 24 cm a 5 strati, in cui ogni strato ha uno spessore di 48 mm

Rigidzza a flessione del pannello:

$$K_{XLAM,5} = \sum_i (I_i \cdot E_i) + \sum_i (A_i \cdot e_i^2 \cdot E_i) + (K_{XLAM,6} - K_{XLAM,7}) = 3 \cdot 1000 \cdot \frac{48^3}{12} \cdot 11600 + 2 \cdot 1000 \cdot 48 \cdot 96^2 \cdot 11600 + (K_{XLAM,7} - K_{XLAM,6}) = 10,584 \cdot 10^{12} \text{ N/mm}^2 + 8,152 \cdot 10^{12} \text{ N/mm}^2 = 18,736 \cdot 10^{12} \text{ N/mm}^2$$

Rigidzza a taglio del pannello:

$$S_{XLAM,5} = (\sum_i (G_i \cdot A_i)) \cdot K + (S_{XLAM,6} - S_{XLAM,7}) = (3 \cdot 48 \cdot 1000 \cdot 720 + 2 \cdot 48 \cdot 1000 \cdot 72) \cdot 0,256 + (S_{XLAM,6} - S_{XLAM,7}) = 2,831 \cdot 10^7 \text{ N} + 2,595 \cdot 10^7 \text{ N} = 5,426 \cdot 10^7 \text{ N}$$

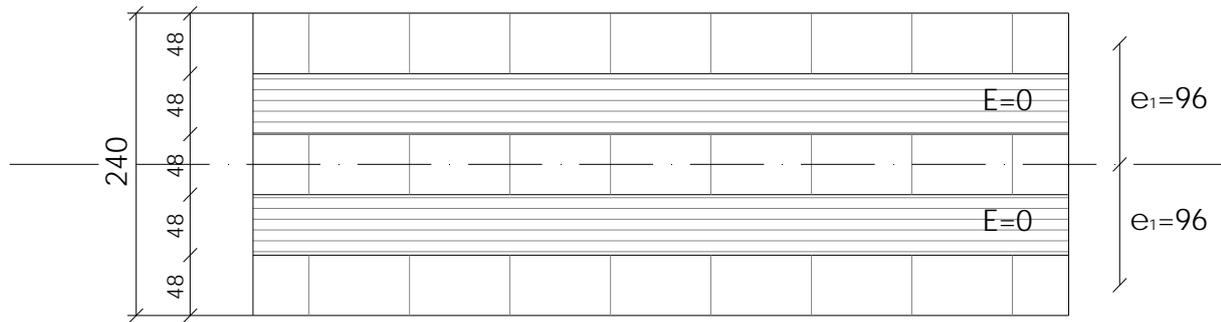


Fig. 5.11 Vista della sezione resistente del pannello in Xlam di spessore 240 mm a 5 strati uniformi.

### Calcolo delle sollecitazioni:

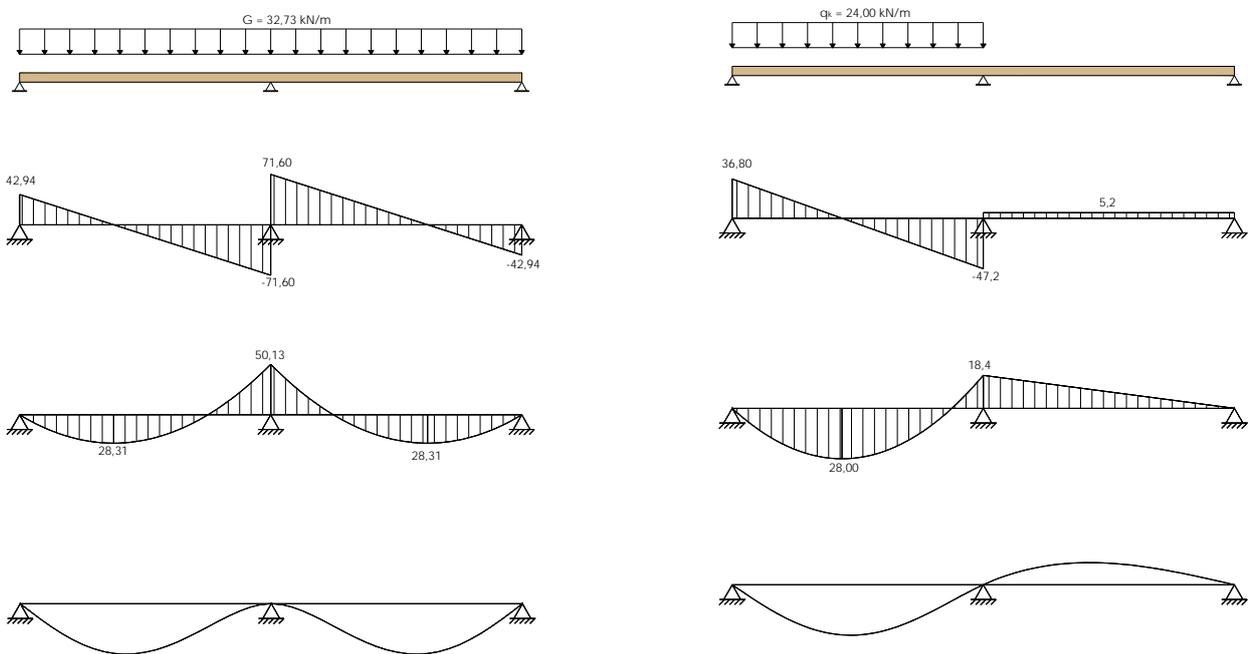


Fig. 5.12 Schemi statici, diagrammi del taglio, diagrammi del momento flettente e deformate elastiche del pannello al 5° piano sottoposto ai carichi permanenti e ai carichi d'esercizio sulla campata di sinistra (campata di destra per simmetria)

Momento massimo di calcolo:

$$M_d = 50,13 + 18,4 + 18,4 = 86,93 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Taglio massimo di calcolo:

$$V_d = 71,6 + 47,2 + 47,2 = 166,00 \text{ kN}$$

Reazione massima d'appoggio di calcolo:

$$R_d = 143,2 + 52,4 + 52,4 = 248,00 \text{ kN}$$

## TENSIONI DI CALCOLO

Tensione normale massima al bordo esterno:

$$\sigma_{d,max} = \frac{M_d}{K_{XLAM}} \cdot \left( e_1 + \frac{\frac{t_1}{5}}{2} \right) \cdot E_{1/5} = \frac{86,93 \cdot 10^6}{18,736 \cdot 10^{12}} \cdot \frac{240}{2} \cdot 11600 = \pm 6,659 \text{ N/mm}^2$$

Tensione tangenziale massima in corrispondenza dell'asse baricentrico:

$$\tau_{d,max} = \frac{V_d \cdot \sum(S_m \cdot E_m)}{K_{XLAM} \cdot b} = \frac{166,00 \cdot 10^3}{18,736 \cdot 10^{12} \cdot 1000} \cdot (48 \cdot 1000 \cdot 96 \cdot 11600 + 24 \cdot 1000 \cdot 10 \cdot 11600) = 0,498 \text{ N/mm}^2$$

Tensione tangenziale in corrispondenza degli strati trasversali 2 e 4:

$$\tau_{r,d,max} = \frac{V_d \cdot \sum(S_m \cdot E_m)}{K_{XLAM} \cdot b} = \frac{166,00 \cdot 10^3}{18,736 \cdot 10^{12} \cdot 1000} \cdot (48 \cdot 1000 \cdot 96 \cdot 11600) = 0,474 \text{ N/mm}^2$$

Tensione normale massima di compressione perpendicolare alla fibratura:

$$\sigma_{90,d,max} = \frac{R_d}{A_{90}} = \frac{248,00 \cdot 10^3}{144000} = 1,722 \text{ N/mm}^2$$

dove

$A_{90} = \sum t_i \times b = (48 + 48 + 48) \cdot 1000 = 144000 \text{ mm}$  rappresenta la sezione dell'elemento di parete XLAM sottostante.

## VERIFICHE

$$\frac{\sigma_{d,max}}{f_{m,XLAM,d}} = \frac{6,659}{16,9} = 0,394 < 1$$

$$\frac{\tau_{d,max}}{f_{v,XLAM,d}} = \frac{0,498}{1,92} = 0,259 < 1$$

$$\frac{\tau_{r,d,max}}{f_{r,XLAM,d}} = \frac{0,474}{0,80} = 0,593 < 1$$

$$\frac{\sigma_{90,d,max}}{k_{90} \cdot f_{c,90,XLAM,d}} = \frac{1,722}{1,75 \cdot 1,73} = 0,568 < 1$$

## 5.10 Dimensionamento dei pannelli del modulo al 4° piano

### Analisi dei carichi:

#### CARICHI PERMANENTI

Soletta di pavimentazione:

- Pavimento 0,05 kN/m<sup>2</sup>
- Massetto 1,04 kN/m<sup>2</sup>
- Coibentazione 0,06 kN/m<sup>2</sup>
- Cartongesso 0,15 kN/m<sup>2</sup>
- Xlam 26 cm 1,76 kN/m<sup>2</sup>

$$G = 3,06 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,00 \text{ m} + 32,73 = \mathbf{41,91 \text{ kN/m}}$$

#### CARICHI D'ESERCIZIO

I carichi di esercizio da utilizzare per un edificio ad uso residenziale sono pari a:

$$q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,00 \text{ m} + 24,00 = \mathbf{30,00 \text{ kN/m}}$$

### Determinazione delle rigidzze del pannello:

Viene utilizzato un pannello spesso 26 cm a 5 strati, in cui ogni strato ha uno spessore di 52 mm

Rigidzza a flessione del pannello:

$$K_{XLAM,4} = \sum_i(l_i \cdot E_i) + \sum_i(A_i \cdot e_i^2 \cdot E_i) + (K_{XLAM,5} - K_{XLAM,6}) = 3 \cdot 1000 \cdot \frac{52^3}{12} \cdot 11600 + 2 \cdot 1000 \cdot 52 \cdot 104^2 \cdot 11600 + (K_{XLAM,7} - K_{XLAM,6}) = 13,456 \cdot 10^{12} \text{ N/mm}^2 + 10,584 \cdot 10^{12} \text{ N/mm}^2 = 24,040 \cdot 10^{12} \text{ N/mm}^2$$

Rigidezza a taglio del pannello:

$$S_{XLAM,4} = (\sum_i(G_i \cdot A_i)) \cdot \kappa + (S_{XLAM,5} - S_{XLAM,6}) = (3 \cdot 52 \cdot 1000 \cdot 720 + 2 \cdot 52 \cdot 1000 \cdot 72) \cdot 0,256 + (S_{XLAM,5} - S_{XLAM,6}) = 3,067 \cdot 10^7 \text{ N} + 2,831 \cdot 10^7 \text{ N} = 5,898 \cdot 10^7 \text{ N}$$

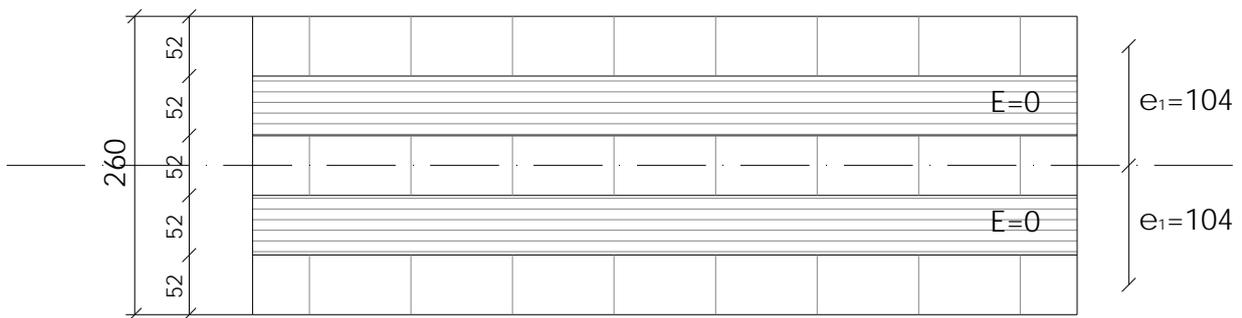


Fig. 5.13 Vista della sezione resistente del pannello in Xlam di spessore 260 mm a 5 strati uniformi.

Calcolo delle sollecitazioni:

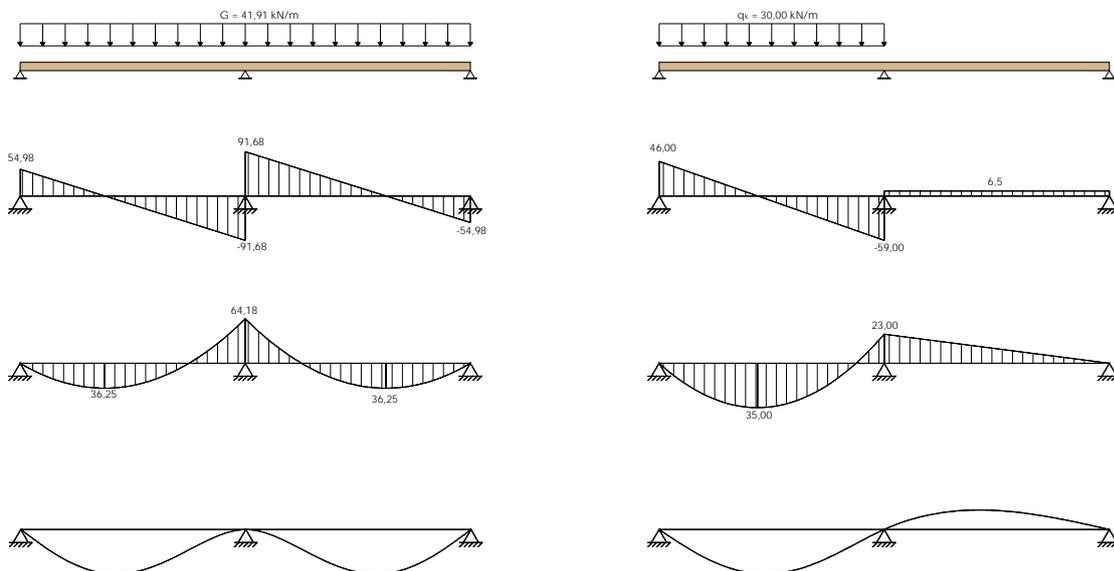


Fig. 5.14 Schemi statici, diagrammi del taglio, diagrammi del momento flettente e deformate elastiche del pannello al 4° piano sottoposto ai carichi permanenti e ai carichi d'esercizio sulla campata di sinistra (campata di destra per simmetria)

Momento massimo di calcolo:  $M_d = 64,18 + 23,0 + 23,0 = 110,18 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Taglio massimo di calcolo:  $V_d = 91,68 + 59,0 + 59,0 = 209,68 \text{ kN}$

Reazione massima d'appoggio di calcolo:  $R_d = 183,36 + 65,5 + 65,5 = 314,36 \text{ kN}$

## TENSIONI DI CALCOLO

Tensione normale massima al bordo esterno:

$$\sigma_{d,\max} = \frac{M_d}{K_{XLAM}} \cdot \left( e_1 + \frac{t_1}{2} \right) \cdot E_{1/5} = \frac{110,18 \cdot 10^6}{24,040 \cdot 10^{12}} \cdot \frac{260}{2} \cdot 11600 = \pm 6,911 \text{ N/mm}^2$$

Tensione tangenziale massima in corrispondenza dell'asse baricentrico:

$$\tau_{d,\max} = \frac{V_d \cdot \sum(S_m \cdot E_m)}{K_{XLAM} \cdot b} = \frac{209,68 \cdot 10^3}{24,040 \cdot 10^{12} \cdot 1000} \cdot (52 \cdot 1000 \cdot 104 \cdot 11600 + 26 \cdot 1000 \cdot 10 \cdot 11600) = 0,573 \text{ N/mm}^2$$

Tensione tangenziale in corrispondenza degli strati trasversali 2 e 4:

$$\tau_{r,d,\max} = \frac{V_d \cdot \sum(S_m \cdot E_m)}{K_{XLAM} \cdot b} = \frac{209,68 \cdot 10^3}{24,040 \cdot 10^{12} \cdot 1000} \cdot (52 \cdot 1000 \cdot 104 \cdot 11600) = 0,547 \text{ N/mm}^2$$

Tensione normale massima di compressione perpendicolare alla fibratura:

$$\sigma_{90,d,\max} = \frac{R_d}{A_{90}} = \frac{314,36 \cdot 10^3}{156000} = 2,015 \text{ N/mm}^2$$

dove

$A_{90} = \sum t_i \cdot b = (52 + 52 + 52) \cdot 1000 = 156000 \text{ mm}$  rappresenta la sezione dell'elemento di parete XLAM sottostante.

## VERIFICHE

$$\frac{\sigma_{d,max}}{f_{m,XLAM,d}} = \frac{6,911}{16,9} = 0,409 < 1$$

$$\frac{\tau_{d,max}}{f_{v,XLAM,d}} = \frac{0,573}{1,92} = 0,298 < 1$$

$$\frac{\tau_{r,d,max}}{f_{r,XLAM,d}} = \frac{0,547}{0,80} = 0,684 < 1$$

$$\frac{\sigma_{90,d,max}}{k_{90} \cdot f_{c,90,XLAM,d}} = \frac{2,015}{1,75 \cdot 1,73} = 0,665 < 1$$

## 5.11 Dimensionamento dei pannelli del modulo al 3° piano

### Analisi dei carichi:

#### CARICHI PERMANENTI

Soletta di pavimentazione:

- Pavimento 0,05 kN/m<sup>2</sup>
- Massetto 1,04 kN/m<sup>2</sup>
- Coibentazione 0,06 kN/m<sup>2</sup>
- Cartongesso 0,15 kN/m<sup>2</sup>
- Xlam 28 cm 1,89 kN/m<sup>2</sup>

$$G = 3,19 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,00 \text{ m} + 41,91 = \mathbf{51,48 \text{ kN/m}}$$

#### CARICHI D'ESERCIZIO

I carichi di esercizio da utilizzare per un edificio ad uso residenziale sono pari a:

$$q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,00 \text{ m} + 30,00 = \mathbf{36,00 \text{ kN/m}}$$

### Determinazione delle rigidità del pannello:

Viene utilizzato un pannello spesso 28 cm a 5 strati, in cui ogni strato ha uno spessore di 56 mm

Rigidità a flessione del pannello:

$$K_{XLAM,3} = \sum_i (I_i \cdot E_i) + \sum_i (A_i \cdot e_i^2 \cdot E_i) + (K_{XLAM,4} - K_{XLAM,5}) = 3 \cdot 1000 \cdot \frac{56^3}{12} \cdot 11600 + 2 \cdot 1000 \cdot 56 \cdot 112^2 \cdot 11600 + (K_{XLAM,4} - K_{XLAM,5}) = 16,806 \cdot 10^{12} \text{ N/mm}^2 + 13,456 \cdot 10^{12} \text{ N/mm}^2 = 30,262 \cdot 10^{12} \text{ N/mm}^2$$

Rigidità a taglio del pannello:

$$S_{XLAM,3} = (\sum_i (G_i \cdot A_i)) \cdot \kappa + (S_{XLAM,4} - S_{XLAM,5}) = (3 \cdot 56 \cdot 1000 \cdot 720 + 2 \cdot 56 \cdot 1000 \cdot 72) \cdot 0,256 + (S_{XLAM,4} - S_{XLAM,5}) = 3,303 \cdot 10^7 \text{ N} + 3,067 \cdot 10^7 \text{ N} = 6,370 \cdot 10^7 \text{ N}$$

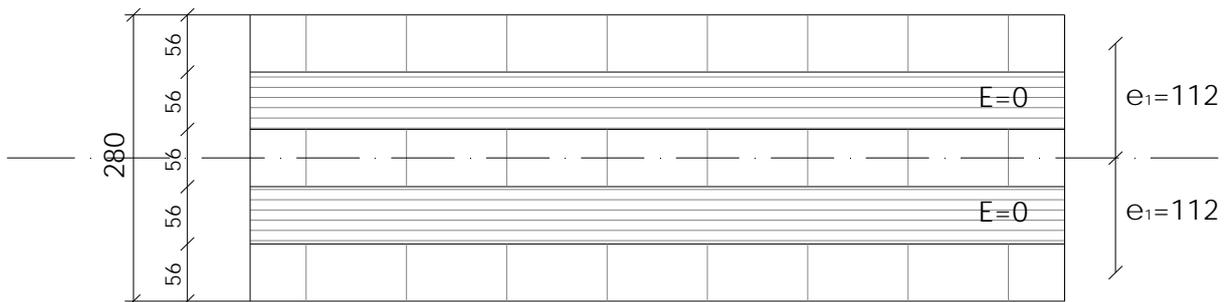


Fig. 5.15 Vista della sezione resistente del pannello in Xlam di spessore 280 mm a 5 strati uniformi.

## Calcolo delle sollecitazioni:

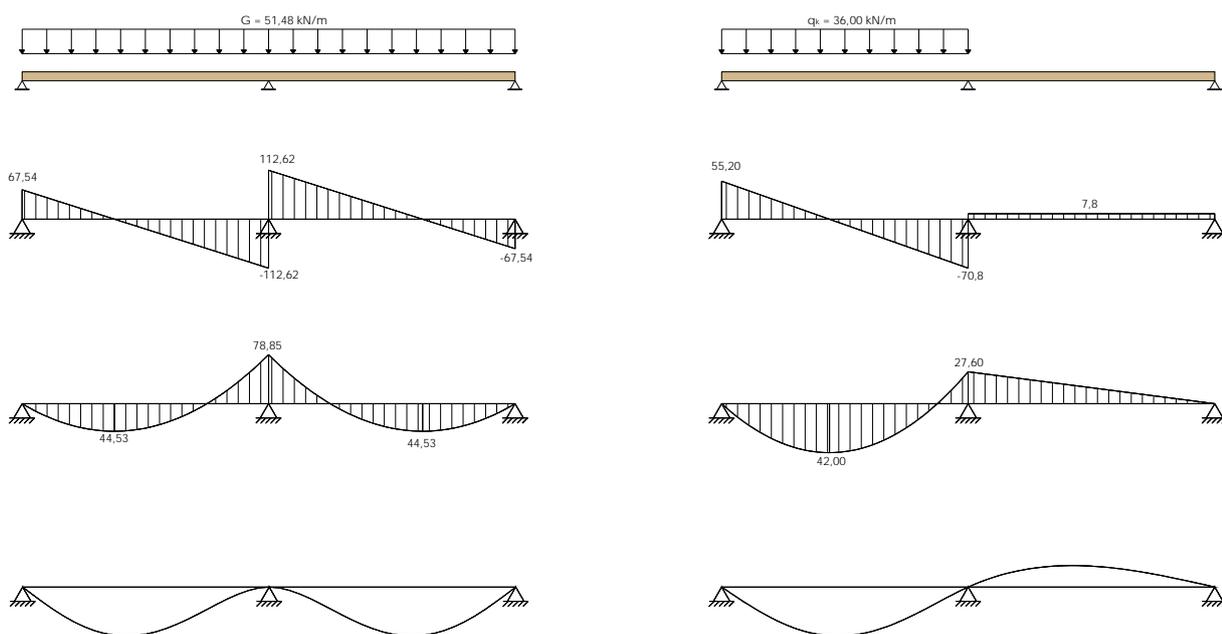


Fig. 5.16 Schemi statici, diagrammi del taglio, diagrammi del momento flettente e deformate elastiche del pannello al 3° piano sottoposto ai carichi permanenti e ai carichi d'esercizio sulla campata di sinistra (campata di destra per simmetria)

Momento massimo di calcolo:  $M_d = 78,85 + 27,6 + 27,6 = 134,05 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Taglio massimo di calcolo:  $V_d = 112,62 + 70,8 + 70,8 = 254,22 \text{ kN}$

Reazione massima d'appoggio di calcolo:  $R_d = 225,24 + 78,6 + 78,6 = 382,44 \text{ kN}$

## TENSIONI DI CALCOLO

Tensione normale massima al bordo esterno:

$$\sigma_{d,\max} = \frac{M_d}{K_{XLAM}} \cdot \left( e_1 + \frac{t_1}{2} \right) \cdot E_{1/5} = \frac{134,05 \cdot 10^6}{30,262 \cdot 10^{12}} \cdot \frac{280}{2} \cdot 11600 = \pm 7,194 \text{ N/mm}^2$$

Tensione tangenziale massima in corrispondenza dell'asse baricentrico:

$$\tau_{d,\max} = \frac{V_d \cdot \sum(S_m \cdot E_m)}{K_{XLAM} \cdot b} = \frac{254,22 \cdot 10^3}{30,262 \cdot 10^{12} \cdot 1000} \cdot (56 \cdot 1000 \cdot 112 \cdot 11600 + 28 \cdot 1000 \cdot 10 \cdot 11600) = 0,638 \text{ N/mm}^2$$

Tensione tangenziale in corrispondenza degli strati trasversali 2 e 4:

$$\tau_{r,d,max} = \frac{V_d \cdot \sum(S_m \cdot E_m)}{K_{XLAM} \cdot b} = \frac{254,22 \cdot 10^3}{30,262 \cdot 10^{12} \cdot 1000} \cdot (56 \cdot 1000 \cdot 112 \cdot 11600) = 0,611 \text{ N/mm}^2$$

Tensione normale massima di compressione perpendicolare alla fibratura:

$$\sigma_{90,d,max} = \frac{R_d}{A_{90}} = \frac{382,44 \cdot 10^3}{168000} = 2,276 \text{ N/mm}^2$$

dove

$A_{90} = \sum t_i \cdot b = (56 + 56 + 56) \cdot 1000 = 168000 \text{ mm}$  rappresenta la sezione dell'elemento di parete XLAM sottostante.

## VERIFICHE

$$\frac{\sigma_{d,max}}{f_{m,XLAM,d}} = \frac{7,194}{16,9} = 0,426 < 1$$

$$\frac{\tau_{d,max}}{f_{v,XLAM,d}} = \frac{0,638}{1,92} = 0,332 < 1$$

$$\frac{\tau_{r,d,max}}{f_{r,XLAM,d}} = \frac{0,611}{0,80} = 0,764 < 1$$

$$\frac{\sigma_{90,d,max}}{k_{90} \cdot f_{c,90,XLAM,d}} = \frac{2,276}{1,75 \cdot 1,73} = 0,751 < 1$$

## 5.12\_Dimensionamento dei pannelli del modulo al 2° piano

### Analisi dei carichi:

#### CARICHI PERMANENTI

Soletta di pavimentazione:

- Pavimento 0,05 kN/m<sup>2</sup>
- Massetto 1,04 kN/m<sup>2</sup>
- Coibentazione 0,06 kN/m<sup>2</sup>
- Cartongesso 0,15 kN/m<sup>2</sup>
- Xlam 30 cm 2,02 kN/m<sup>2</sup>

$$G = 3,32 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,00 \text{ m} + 51,48 = \mathbf{61,44 \text{ kN/m}}$$

#### CARICHI D'ESERCIZIO

I carichi di esercizio da utilizzare per un edificio ad uso residenziale sono pari a:

$$q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,00 \text{ m} + 36,00 = \mathbf{42,00 \text{ kN/m}}$$

### Determinazione delle rigidzze del pannello:

Viene utilizzato un pannello spesso 30 cm a 5 strati, in cui ogni strato ha uno spessore di 60 mm

Rigidzza a flessione del pannello:

$$\begin{aligned} K_{XLAM,2} &= \sum_i (I_i \cdot E_i) + \sum_i (A_i \cdot e_i^2 \cdot E_i) + (K_{XLAM,3} - K_{XLAM,4}) = 3 \cdot 1000 \cdot \frac{60^3}{12} \cdot 11600 + \\ &2 \cdot 1000 \cdot 60 \cdot 120^2 \cdot 11600 + (K_{XLAM,4} - K_{XLAM,5}) = 20,671 \cdot 10^{12} \text{ N/mm}^2 + 16,806 \cdot 10^{12} \text{ N/mm}^2 = \\ &37,477 \cdot 10^{12} \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Rigidzza a taglio del pannello:

$$S_{XLAM,2} = (\sum_i (G_i \cdot A_i)) \cdot \kappa + (S_{XLAM,3} - S_{XLAM,4}) = (3 \cdot 60 \cdot 1000 \cdot 720 + 2 \cdot 60 \cdot 1000 \cdot 72) \cdot 0,256 +$$

$$(S_{XLAM,4} - S_{XLAM,5}) = 3,539 \cdot 10^7 \text{ N} + 3,303 \cdot 10^7 \text{ N} = 6,842 \cdot 10^7 \text{ N}$$

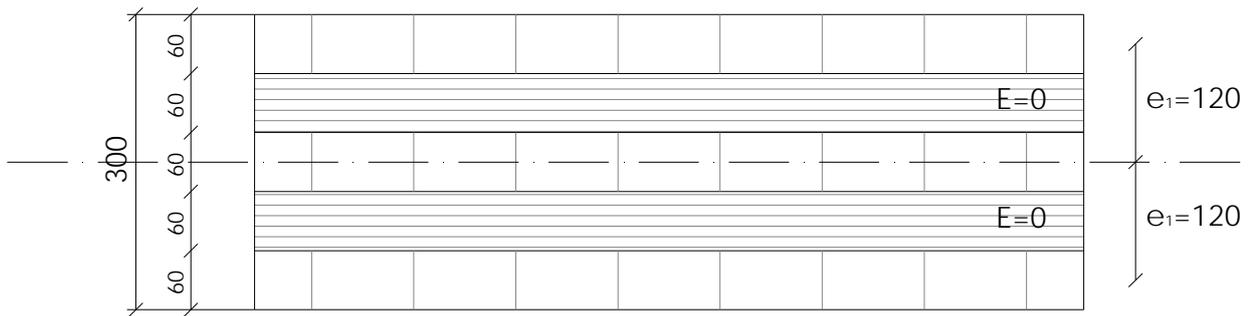


Fig. 5.17 Vista della sezione resistente del pannello in Xlam di spessore 300 mm a 5 strati uniformi.

### Calcolo delle sollecitazioni:

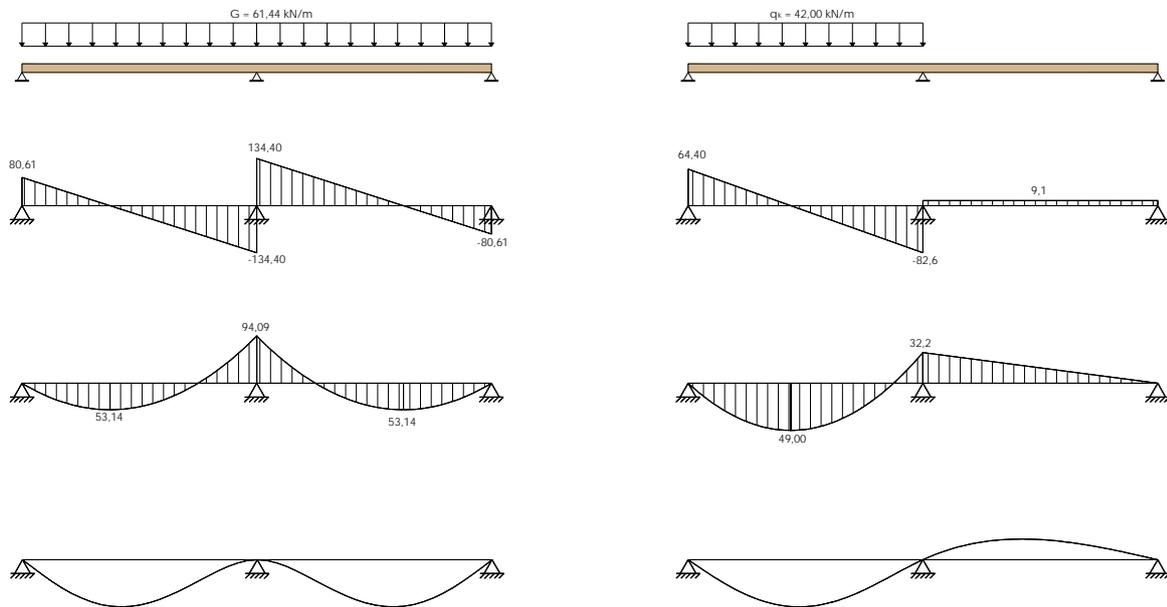


Fig. 5.18 Schemi statici, diagrammi del taglio, diagrammi del momento flettente e deformate elastiche del pannello al 2° piano sottoposto ai carichi permanenti e ai carichi d'esercizio sulla campata di sinistra (campata di destra per simmetria)

Momento massimo di calcolo:  $M_d = 94,09 + 32,2 + 32,2 = 158,49 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Taglio massimo di calcolo:  $V_d = 134,4 + 82,6 + 82,6 = 299,60 \text{ kN}$

Reazione massima d'appoggio di calcolo:  $R_d = 268,80 + 91,7 + 91,7 = 452,20 \text{ kN}$

### TENSIONI DI CALCOLO

Tensione normale massima al bordo esterno:

$$\sigma_{d,\max} = \frac{M_d}{K_{XLAM}} \cdot \left( e_1 + \frac{t_1}{2} \right) \cdot E_{1/5} = \frac{158,49 \cdot 10^6}{37,477 \cdot 10^{12}} \cdot \frac{300}{2} \cdot 11600 = \pm 7,358 \text{ N/mm}^2$$

Tensione tangenziale massima in corrispondenza dell'asse baricentrico:

$$\tau_{d,\max} = \frac{V_d \cdot \sum(S_m \cdot E_m)}{K_{XLAM} \cdot b} = \frac{299,60 \cdot 10^3}{37,477 \cdot 10^{12} \cdot 1000} \cdot (60 \cdot 1000 \cdot 120 \cdot 11600 + 30 \cdot 1000 \cdot 10 \cdot 11600) = 0,695 \text{ N/mm}^2$$

Tensione tangenziale in corrispondenza degli strati trasversali 2 e 4:

$$\tau_{r,d,\max} = \frac{V_d \cdot \sum(S_m \cdot E_m)}{K_{XLAM} \cdot b} = \frac{299,60 \cdot 10^3}{37,477 \cdot 10^{12} \cdot 1000} \cdot (60 \cdot 1000 \cdot 120 \cdot 11600) = 0,668 \text{ N/mm}^2$$

Tensione normale massima di compressione perpendicolare alla fibratura:

$$\sigma_{90,d,\max} = \frac{R_d}{A_{90}} = \frac{452,20 \cdot 10^3}{180000} = 2,512 \text{ N/mm}^2$$

dove

$A_{90} = \sum t_i \times b = (60 + 60 + 60) \cdot 1000 = 180000 \text{ mm}$  rappresenta la sezione dell'elemento di parete XLAM sottostante.

## VERIFICHE

$$\frac{\sigma_{d,\max}}{f_{m,XLAM,d}} = \frac{7,358}{16,9} = 0,435 < 1$$

$$\frac{\tau_{d,\max}}{f_{v,XLAM,d}} = \frac{0,695}{1,92} = 0,362 < 1$$

$$\frac{\tau_{r,d,max}}{f_{r,XLAM,d}} = \frac{0,668}{0,80} = 0,835 < 1$$

$$\frac{\sigma_{90,d,max}}{k_{90} \cdot f_{c,90,XLAM,d}} = \frac{2,512}{1,75 \cdot 1,73} = 0,830 < 1$$

### 5.13 Dimensionamento dei pannelli del modulo al 1° piano

#### Analisi dei carichi:

#### CARICHI PERMANENTI

Soletta di pavimentazione:

- Pavimento 0,05 kN/m<sup>2</sup>
- Massetto 1,04 kN/m<sup>2</sup>
- Coibentazione 0,06 kN/m<sup>2</sup>
- Cartongesso 0,15 kN/m<sup>2</sup>
- Xlam 32 cm 2,15 kN/m<sup>2</sup>

$$G = 3,45 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,00 \text{ m} + 61,44 = \mathbf{71,79 \text{ kN/m}}$$

#### CARICHI D'ESERCIZIO

I carichi di esercizio da utilizzare per un edificio ad uso residenziale sono pari a:

$$q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,00 \text{ m} + 42,00 = \mathbf{48,00 \text{ kN/m}}$$

#### Determinazione delle rigidità del pannello:

Viene utilizzato un pannello spesso 32 cm a 5 strati, in cui ogni strato ha uno spessore di 64 mm

Rigidità a flessione del pannello:

$$K_{XLAM,1} = \sum_i (I_i \cdot E_i) + \sum_i (A_i \cdot e_i^2 \cdot E_i) + (K_{XLAM,2} - K_{XLAM,3}) = 3 \cdot 1000 \cdot \frac{64^3}{12} \cdot 11600 + 2 \cdot 1000 \cdot 64 \cdot 128^2 \cdot 11600 + (K_{XLAM,2} - K_{XLAM,3}) = 25,087 \cdot 10^{12} \text{ N/mm}^2 + 20,671 \cdot 10^{12} \text{ N/mm}^2 = 45,758 \cdot 10^{12} \text{ N/mm}^2$$

Rigidezza a taglio del pannello:

$$S_{XLAM,1} = (\sum_i(G_i \cdot A_i)) \cdot \kappa + (S_{XLAM,2} - S_{XLAM,3}) = (3 \cdot 64 \cdot 1000 \cdot 720 + 2 \cdot 64 \cdot 1000 \cdot 72) \cdot 0,256 + (S_{XLAM,2} - S_{XLAM,3}) = 3,775 \cdot 10^7 \text{ N} + 3,539 \cdot 10^7 \text{ N} = 7,314 \cdot 10^7 \text{ N}$$

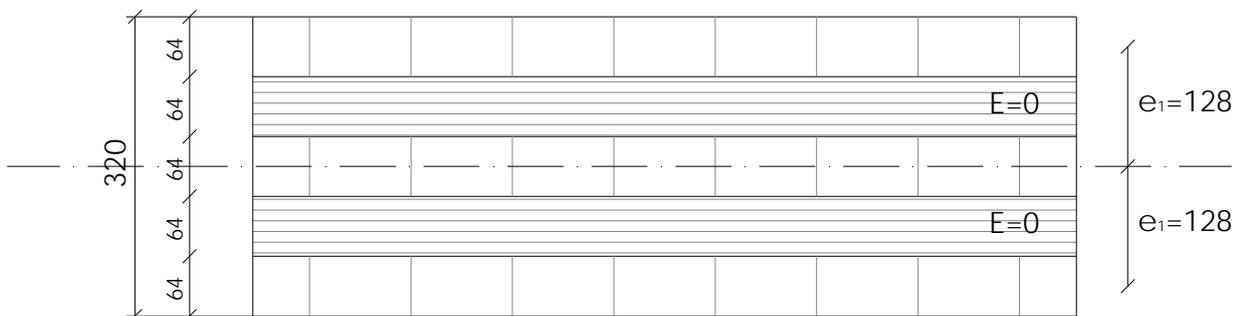


Fig. 5.19 Vista della sezione resistente del pannello in Xlam di spessore 320 mm a 5 strati uniformi.

### Calcolo delle sollecitazioni:

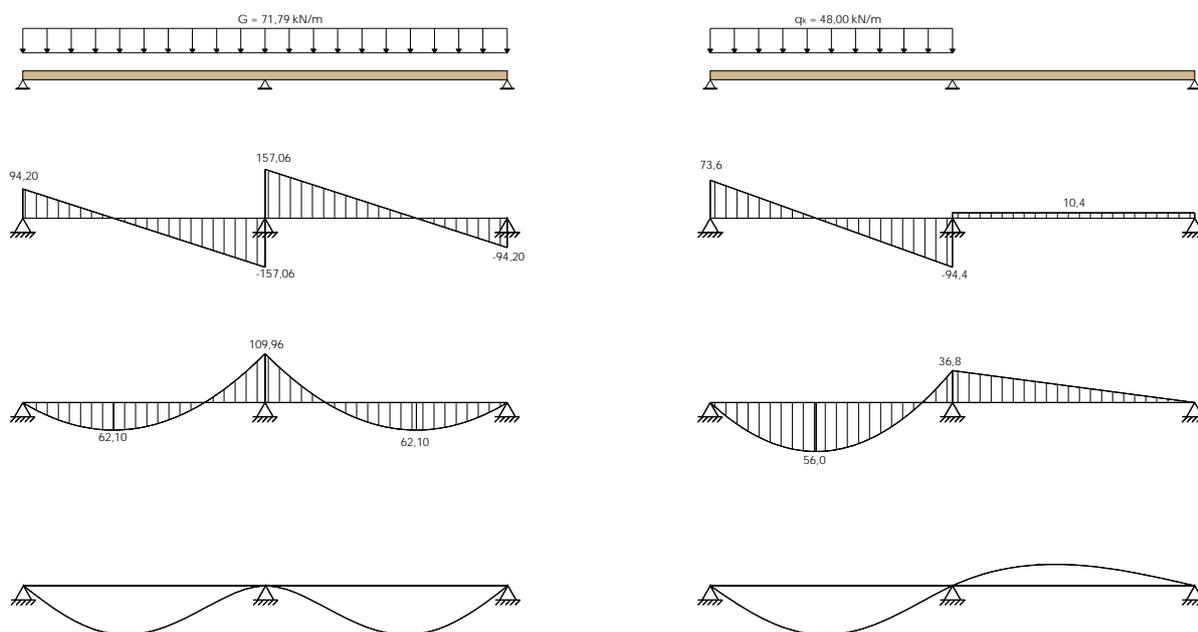


Fig. 5.20 Schemi statici, diagrammi del taglio, diagrammi del momento flettente e deformate elastiche del pannello al 1° piano sottoposto ai carichi permanenti e ai carichi d'esercizio sulla campata di sinistra (campata di destra per simmetria)

Momento massimo di calcolo:

$$M_d = 109,96 + 36,8 + 36,8 = 183,56 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Taglio massimo di calcolo:

$$V_d = 157,06 + 94,4 + 94,4 = 345,86 \text{ kN}$$

Reazione massima d'appoggio di calcolo:  $R_d=314,12+ 104,8 + 104,8= 523,72$  kN

## TENSIONI DI CALCOLO

Tensione normale massima al bordo esterno:

$$\sigma_{d,\max} = \frac{M_d}{K_{XLAM}} \cdot \left( e_1 + \frac{t_1}{2} \right) \cdot E_{1/5} = \frac{183,56 \cdot 10^6}{45,758 \cdot 10^{12}} \cdot \frac{320}{2} \cdot 11600 = \pm 7,445 \text{ N/mm}^2$$

Tensione tangenziale massima in corrispondenza dell'asse baricentrico:

$$\tau_{d,\max} = \frac{V_d \cdot \Sigma(S_m \cdot E_m)}{K_{XLAM} \cdot b} = \frac{345,86 \cdot 10^3}{45,758 \cdot 10^{12} \cdot 1000} \cdot (64 \cdot 1000 \cdot 128 \cdot 11600 + 32 \cdot 1000 \cdot 10 \cdot 11600) = 0,746 \text{ N/mm}^2$$

Tensione tangenziale in corrispondenza degli strati trasversali 2 e 4:

$$\tau_{r,d,\max} = \frac{V_d \cdot \Sigma(S_m \cdot E_m)}{K_{XLAM} \cdot b} = \frac{345,86 \cdot 10^3}{45,758 \cdot 10^{12} \cdot 1000} \cdot (64 \cdot 1000 \cdot 128 \cdot 11600) = 0,718 \text{ N/mm}^2$$

Tensione normale massima di compressione perpendicolare alla fibratura:

$$\sigma_{90,d,\max} = \frac{R_d}{A_{90}} = \frac{523,72 \cdot 10^3}{192000} = 2,727 \text{ N/mm}^2$$

dove

$A_{90} = \Sigma t_i \times b = (64 + 64 + 64) \cdot 1000 = 192000$  mm rappresenta la sezione dell'elemento di parete XLAM sottostante.

## VERIFICHE

$$\frac{\sigma_{d,\max}}{f_{m,XLAM,d}} = \frac{7,445}{16,9} = 0,441 < 1$$

$$\frac{\tau_{d,max}}{f_{v,XLAM,d}} = \frac{0,746}{1,92} = 0,389 < 1$$

$$\frac{\tau_{r,d,max}}{f_{r,XLAM,d}} = \frac{0,718}{0,80} = 0,897 < 1$$

$$\frac{\sigma_{90,d,max}}{k_{90} \cdot f_{c,90,XLAM,d}} = \frac{2,727}{1,75 \cdot 1,73} = 0,901 < 1$$

## 5.14\_Determinazione delle proprietà meccaniche del pannello in Xlam usato come copertura

Per determinare le resistenze di calcolo e le rigidità del pannello, si assume che il pannello in XLAM sia composto da tavole/lamelle appartenenti alla categoria di classificazione C24.

### 5.14.1 Verifica della pressione trasversale al piano del pannello

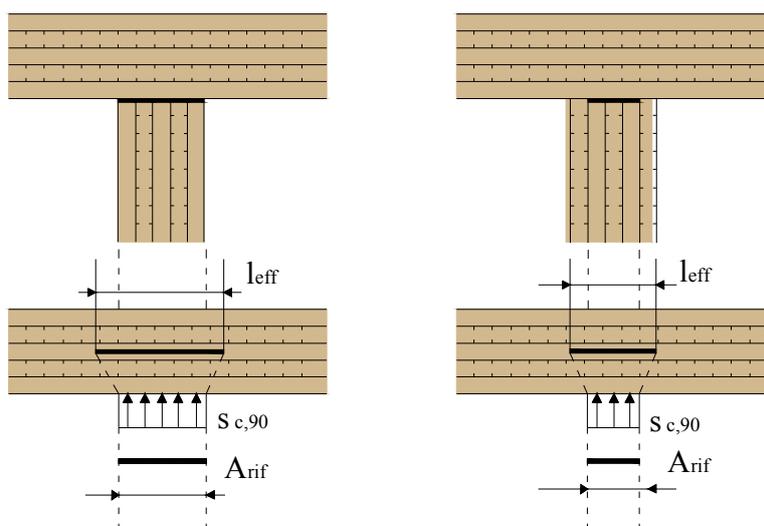


Fig. 5.21 Compressione perpendicolare alla fibratura agli appoggi

Nella direzione dello spessore del pannello (spesso indicato come "asse z"), tutti gli strati sono sollecitati perpendicolarmente alla fibratura. Agli appoggi per contatto dei vari elementi orizzontali si presenta quindi la medesima situazione di rischio di schiacciamento trasversale alla fibratura come per tutti gli elementi strutturali di legno. Nel caso dell'XLAM la situazione si presenta all'appoggio degli elementi di soletta su una parete.

Il calcolo delle tensioni perpendicolari alla fibratura avviene sulla base di una superficie di contatto di riferimento, che è determinata dalla larghezza degli strati verticali che introducono la forza nella soletta XLAM; in altri termini, gli eventuali strati orizzontali, esterni, della parete non sono considerati nel calcolo. In caso di appoggio omogeneo, per esempio con altri materiali, si considera la superficie effettiva di contatto.

La verifica assume quindi la forma:

$$\sigma_{c,90,d} \leq f_{c,90,d}$$

La possibilità di aumentare il valore di calcolo della resistenza a compressione perpendicolare alla fibratura, come pure di determinare il valore di  $\sigma_{c,90,d}$  sulla base di una larghezza effettiva e più grande della larghezza di contatto reale, rimangono invariate. Nell'Eurocodice 5 questa possibilità è presa in considerazione tramite il coefficiente  $k_{90}$ ; nel DT206, che è la base di calcolo valida in Italia, la determinazione della lunghezza di appoggio effettiva è definita in modo diverso.

Nel caso di progetto della parete del modulo collocato al piano terra gli sforzi di calcolo sono:

$$N = 5/8 \cdot (G+p) \cdot 7 = 5/8 \cdot (10,41+36) \cdot 7 = 203,04 \text{ kN}$$

$$A_{\text{rif}} = 3000 \cdot 320 = 9,6 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{c,90,d} = N/A_{\text{rif}} = (203,04 \cdot 10^3)/(9,6 \cdot 10^5) = 0,212 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,90,d} = 0,212 \text{ N/mm}^2 < f_{c,90,d} = 1,73 \text{ N/mm}^2 \text{ Sezione a 5 strati verificata.}$$

$$A_{\text{rif}} = 3000 \cdot (320 - 2 \cdot 64) = 5,76 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{c,90,d} = N/A_{\text{rif}} = (203,04 \cdot 10^3)/(5,76 \cdot 10^5) = 0,352 \text{ N/mm}^2$$

$\sigma_{c,90,d}=0,352 \text{ N/mm}^2 < f_{c,90,d}=1,73 \text{ N/mm}^2$  Sezione a 3 strati verificata.

#### 5.14.2\_Verifica dell' elemento di parete

L'elemento di parete è, dal punto di vista strutturale una lastra, cui si aggiunge l'effetto di piastra verticale quando la parete è sollecitata anche a flessione, per esempio a causa dell'azione del vento sui lati dell'edificio.

Per l'effetto strutturale di piastra restano valide le considerazioni fatte al capitolo precedente; il comportamento strutturale di lastra deve, invece, essere definito e analizzato nel dettaglio, prima di procedere al dimensionamento e alle verifiche necessarie.

L'elemento di lastra con le forze che ne definiscono gli sforzi interni è descritto nella figura seguente; le forze interne sono date dalle forze  $n_x$ ,  $n_y$  e  $n_{xy}$ , dove  $n_x$  e  $n_x$  rappresentano le forze assiali, mentre  $n_{xy}$  rappresenta la sollecitazione a taglio, nel piano del pannello, dell'XLAM. Con le lettere minuscole (per esempio  $n_x$ ) si indicano le forze per unità di larghezza dell'elemento (per esempio in kN/m), mentre con le lettere maiuscole (per esempio  $N_x$ ) si indicano le forze effettive (per esempio in kN).

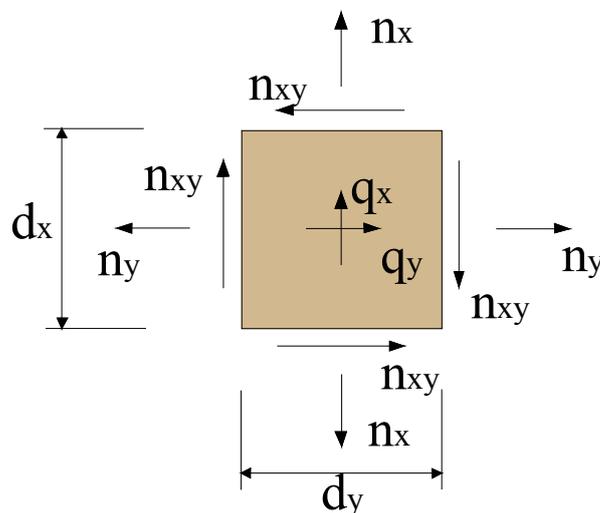


Fig. 5.22 Elemento di lastra con le forze agenti su di esso

I diversi casi di sollecitazione sono analizzati e discussi di seguito, sia in relazione alla

resistenza e alla verifica dello stato limite ultimo, che in relazione alla rigidità e al calcolo delle deformazioni.

### 5.14.3\_Verifica a taglio nel piano della lastra

Le sollecitazioni dovute alla forza  $n_{xy}$  - anche indicata spesso come forza di taglio  $V$  se non riferita ad una porzione di lastra unitaria - creano all'interno dell'elemento XLAM uno stato tensionale a prima vista piuttosto complesso, risultante dalla struttura multistrato del materiale.

Le tensioni di taglio su un generico elemento di lastra possono essere determinate in modo molto semplice secondo la relazione:

$$\tau_{xy} = \tau_0 = \frac{n_{xy}}{t} = \frac{V_{xy}}{t \cdot a}$$

Queste tensioni di taglio  $t$  sono di regola ammesse come costanti su tutto l'elemento, a causa delle condizioni di introduzione delle sollecitazione e dei vincoli geometrici cui è assoggettato l'elemento di lastra.

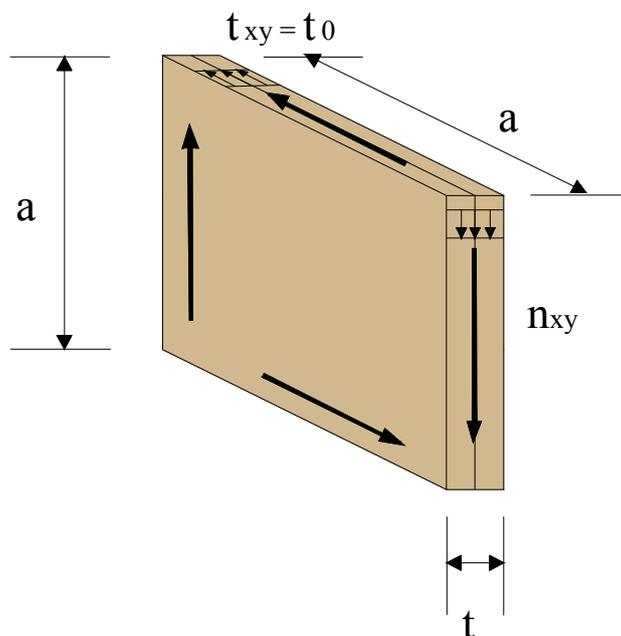


Fig. 5.23 Tensioni di taglio su un elemento di lastra sollecitato a taglio

Nel caso dell'XLAM il materiale non è per niente omogeneo sul suo spessore, ma formato da una serie di strati incrociati, per cui è necessario considerare la composizione e l'orientazione dei singoli strati. La prima constatazione riguarda la non continuità del materiale nella direzione trasversale alla fibratura: non possono, infatti, essere escluse fessure trasversali, che interrompono questa continuità. Ciò vale, in prima analisi, indipendentemente dal tipo di materiale e indipendentemente dal fatto che le singole tavole siano incollate una di fianco all'altra o meno. L'analisi strutturale deve quindi partire dal principio secondo cui i diversi strati incrociati sono collegati fra loro soltanto tramite la superficie di contatto fra le tavole orizzontali e quelle verticali, e che la trasmissione delle forze fra uno strato e l'altro avviene tramite questa incollatura. Secondo questa ipotesi, il bordo libero delle singole tavole deve essere considerato come non sollecitato, per cui il flusso di taglio deve essere composto dall'incrocio di due tavole ortogonali, entrambe sollecitate da una forza di taglio.

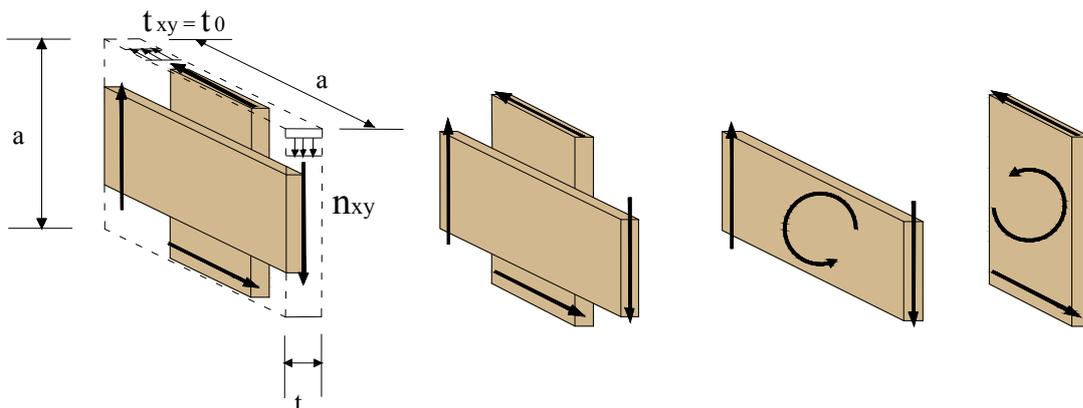


Fig. 5.24 Sollecitazioni sui due strati ortogonali formanti l'elemento sollecitato a taglio

La sollecitazione a taglio dell'elemento è possibile soltanto scomponendo il flusso di taglio nella sollecitazione a taglio delle due tavole e in un momento torcente che le unisce fra loro; questo momento torcente crea la sollecitazione agente sulla superficie di contatto fra i due elementi. La sollecitazione a taglio dell'XLAM può quindi essere rappresentata come una duplice sollecitazione, formata da una componente di taglio e una componente di torsione. La sovrapposizione di queste due sollecitazioni rappresenta lo stato tensionale

provocato dalla forza  $n_{xy}$  nell'XLAM. Queste due componenti sono anche definite come meccanismo di collasso 1 (taglio) e meccanismo di collasso 2 (torsione).

Le sollecitazioni dovute a questi due meccanismi devono essere determinate e verificate separatamente, in quanto si tratta di due meccanismi di rottura differenti, cui corrispondono due valori della resistenza differenti.

Le sollecitazioni derivanti dai due meccanismi possono essere rappresentate e determinate su un elemento di base e ideale, formato da due strati di tavole ortogonali e ammesso facente parte di un pacchetto di spessore non limitato, in modo da trascurare gli effetti dovuti alla mancanza della simmetria nel piano della lastra.

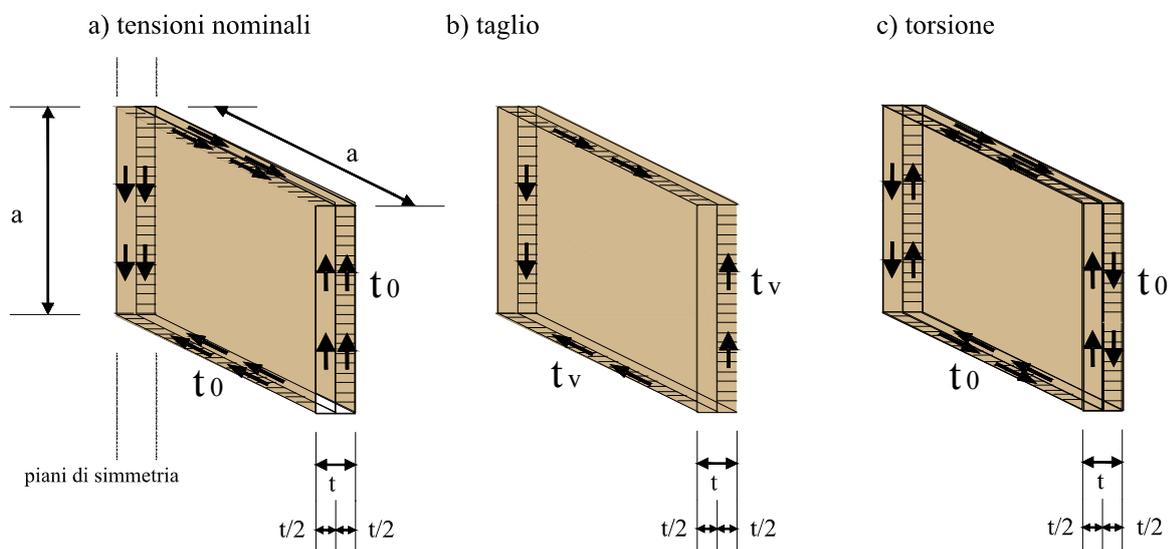


Fig. 5.25 Caso generale della sollecitazione a taglio

Per il caso generale della figura si ottiene la tensione nominale di taglio, sull'elemento ideale non fessurato e monolitico:

$$\tau_0 = \frac{V_{xy}}{t \cdot a}$$

mentre per il caso reale dell'elemento fessurato si ottiene la sovrapposizione dei casi b) e c) della figura, dove la forza di taglio  $V$  vale

$$V = t \cdot a \cdot \tau_0$$

che con lo spessore effettivo  $0,5 \cdot t$  permette di determinare lo spessore effettivo.

La tensione dovuta alla torsione si ottiene determinando il momento torcente e dividendola per il momento resistente polare, e cioè con

$M_t = \tau_0 \cdot t \cdot a^2$  e assumendo  $W_p = a^3/3$  si ricava;

$$\tau_{\perp} = \frac{M_t}{W_p} = 3 \cdot \tau_0 \cdot \frac{t}{a}$$

Restano da definire gli spessori effettivi da applicare al calcolo di un elemento strutturale di XLAM, e cioè non composto da elementi ideali, ma da elementi reali con un numero finito di strati e dove i piani di simmetria, al contrario di quanto ammesso nella figura, non sono sempre presenti. Come riferimento per la definizione degli spessori possono essere considerate le superfici incollate, dato che le condizioni di equilibrio sono state stabilite sulla base di esse. Gli spessori dei singoli strati, come pure lo spessore totale della lastra devono essere trasformati in spessori ideali  $t^*$ , che serviranno da base per il calcolo delle tensioni di taglio e di torsione effettive.

Gli spessori ideali sono definiti nel modo seguente, in riferimento alle superfici incollate:

- per gli strati esterni: il valore minimo fra lo spessore dello strato interno e il doppio dello spessore dello strato esterno alla superficie incollata considerata:

esempio per la superficie A:  $t^*_A = \min. (2t_1, t_2)$

- per gli strati interni: il valore minimo degli spessori degli strati adiacenti alla superficie incollata:

esempio per la superficie B:  $t^*_B = \min. (t_3, t_4)$

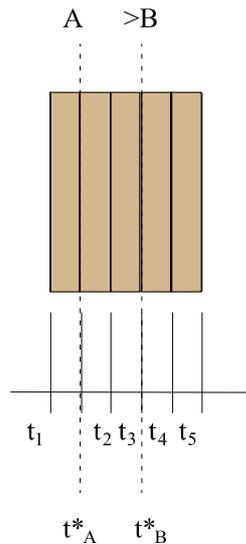


Fig. 5.26 Spessori ideali degli strati per il calcolo della resistenza a taglio

Lo spessore totale ideale della lastra è dato dalla somma

$$T_{\text{tot}}^* = \sum_1^n t_i^*$$

dove  $t_i^*$  = spessore ideale dei singoli strati (in relazione alla superficie incollata)

$n$  = numero delle superfici incollate.

La verifica deve essere eseguita per i due casi in modo separato, e quindi nel modo seguente:

$$\tau_{T,d} \leq f_{T,d, XLAM} \quad \text{e} \quad \tau_{V,d} \leq f_{V,d, XLAM}$$

Per procedere alla verifica occorre prima di tutto definire la forza determinante, riferita alle superfici incollate:

$$n_{xy,i} = n_{xy} \frac{t_i^*}{\sum_1^n t_i^*} = n_{xy} \frac{t_i^*}{t_{\text{tot}}^*}$$

occorre quindi determinare la tensione di taglio ideale di riferimento, calcolata sullo spessore ideale della lastra:

$$T_{0,i} = \frac{n_{xy,i}}{t_i^*} = n_{xy} \frac{t_i^*}{\sum_1^n t_i^*} \cdot \frac{1}{t_i^*} = n_{xy} \frac{1}{\sum_1^n t_i^*} = n_{xy} \frac{1}{t_{tot}^*}$$

È quindi possibile procedere alla verifica della resistenza per i due meccanismi in modo separato, e cioè:

$$\tau_{v,d} = 2 \cdot \tau_0^* \leq f_{v,d, XLAM}$$

$$\tau_{T,d} = 3 \cdot \tau_0^* \cdot \frac{t_i^*}{a} \leq f_{T,d, XLAM}$$

I valori della resistenza a torsione risultati da prove sperimentali apposite confermano il valore spesso contenuto nelle omologazioni dei diversi prodotti, con  $f_{T,k, XLAM} = 2,5 \text{ N/mm}^2$ . Per i valori della resistenza a taglio  $f_{v,k}$  spesso si indica il valore di  $3,00 \text{ N/mm}^2$ , in analogia al legno lamellare incollato. La ricerca sperimentale conferma però l'ipotesi, secondo cui questo valore della resistenza sia, di fatto, decisamente più grande. I valori fino ad oltre  $10 \text{ N/mm}^2$ , risultanti dalle prove di laboratorio sono in accordo con i valori di resistenza a taglio nel piano noti per i pannelli di compensato di piallacci, dove le condizioni di sollecitazione e i vincoli dell'elemento sollecitato sono ben simili a quelli dell'XLAM, e ben diversi da quelli del legno lamellare incollato. In questo modo è possibile procedere alla verifica della resistenza a taglio delle pareti XLAM sulla base di un modello di comportamento meccanico e strutturale completo. Questo modello è il risultato della ricerca scientifica in questo ambito. Per l'approfondimento e per lo studio completo del modello si rimanda al manuale del Politecnico di Graz già citato più sopra. Le omologazioni dei vari prodotti XLAM, europee e nazionali, contengono in parte indicazioni per la verifica della resistenza a taglio delle pareti, che non sono basate su questo modello, ma su altri modelli di calcolo legati probabilmente alle prove sperimentali eseguite al momento della determinazione dei valori dei profili prestazionali contenuti nelle medesime omologazioni. Per quanto riguarda le sollecitazioni a taglio, si trova nei documenti di omologazione la formulazione:

$$\tau_{v,d} = 1,5 \cdot \frac{n_{xy,d}}{t_{min}} \leq f_{v,d, XLAM}$$

dove  $t_{min}$  = somma minima degli spessori degli strati nella medesima direzione. La differenza è essenzialmente data dal coefficiente 1,5, che presuppone una distribuzione delle tensioni di taglio simile a quella della trave inflessa. A parte questa differenza di fondo, per il caso di elementi formati da strati di tavole di spessore identico fra loro, con il modello indicato sopra si ottengono i medesimi risultati.

Per la verifica a torsione, il modello di calcolo contenuto in alcune omologazioni conduce al medesimo risultato del modello qui rappresentato, se applicato al caso particolare della parete rettangolare, con strati di medesimo spessore e senza alcuna apertura. Per casi più complessi e con condizioni diverse l'applicazione e il confronto risultano decisamente più difficoltosi. L'omologazione ETA-08/0242 indica, per la verifica a torsione, il seguente modello:

$$\tau_{T,d} = \frac{F_d \cdot h \cdot 0,5a}{\sum J_p} \leq f_{v,d}$$

dove  $F_d$  = forza agente sulla parete

$a$  = dimensione della superficie di contatto fra gli strati

$h$  = altezza della parete

$J_p$  = inerzia polare della medesima superficie.

#### 5.14.4 \_Analisi delle deformazioni nel piano della lastra

La rigidezza a taglio dell'elemento di parete deve tener conto dei due meccanismi definiti nel capitolo precedente e della loro effettiva sovrapposizione. La deformazione totale è data quindi dalla somma della componente data dalla tensione di taglio con la componente data dalla torsione.

Per la tensione di taglio si ha:

$$\gamma_1 = \frac{\tau_0}{G_{0,mean}}$$

per la componente data dalla torsione si ha:

$$\Phi = \gamma_2 = \frac{M_T}{G_T \cdot J_p} \cdot \frac{t}{2} = \frac{\tau_0 \cdot t \cdot a^2}{G_T \cdot \frac{a^4}{6}} \cdot \frac{t}{2} = \frac{6 \cdot \tau_0}{G_{0,mean}} \cdot \left(\frac{t}{a}\right)^2$$

dove  $G_T$  è stato ammesso come uguale alla metà di  $G_{0,mean}$ , cioè del valore del modulo di taglio delle tavole usate per la produzione dell'XLAM.

Interessante per l'applicazione pratica è la definizione di un modulo di rigidezza a taglio per la lastra di XLAM, e cioè nel formato:

$$D_{xy} = G \cdot t_{XLAM}$$

dove  $D_{xy}$  = rigidezza a taglio della lastra XLAM

$G^*$  = modulo di taglio della lastra XLAM

$t_{XLAM}$  = spessore della lastra.

La determinazione di  $D_{xy}$  dipende da molti fattori, fra cui la geometria dell'XLAM ( $a$ ,  $t$ ); inoltre l'approccio qui rappresentato comprende diverse semplificazioni e approssimazioni, che possono essere corrette con appositi coefficienti di correzione. Rinunciando in questa sede a descrivere la procedura di determinazione dei valori esatti, ci si limita ad indicare il modello per determinare la rigidezza richiesta della lastra di XLAM. Partendo dal valore di  $G_{0,mean}$ , dato dalle caratteristiche del materiale, si può ottenere la rigidezza cercata con la relazione seguente:

$$\frac{G^*}{G_{0,mean}} = \frac{1}{1 + 6 \cdot \alpha_T \cdot \left(\frac{t}{a}\right)^2} \quad \text{dove } \alpha_T = 0,32 \cdot (t/a)^{0,77}$$

Il fattore di correzione  $\alpha_T$  rappresenta una correzione numerica del modello.

Lo studio della rigidezza della lastra XLAM sollecitata a taglio ha dimostrato che una buona approssimazione per il calcolo pratico e quotidiano della deformazione di elementi di questo tipo può essere ottenuta calcolando con un valore di  $G^*$  di 450 - 500 N/mm<sup>2</sup>, indipendentemente dal tipo di pannello XLAM usato e dalla sua stratigrafia.

### 5.8.3 Analisi delle forze $n_x$ e $n_y$ (forze assiali nel piano della lastra)

Il comportamento strutturale, e le procedure di verifica per le forze assiali  $n_x$  e  $n_x$  agenti nel

piano della lastra possono essere analizzati sulla base delle riflessioni relative al comportamento dell'elemento di piastra o inflesso.

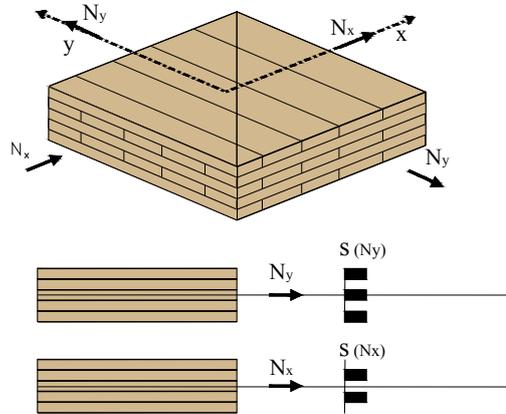


Fig. 5.27 Sollecitazioni dovute alle forze assiali  $N_x$  e  $N_y$

Il calcolo delle tensioni deve tener conto delle caratteristiche dei diversi strati che compongono l'elemento XLAM. In analogia a quanto fatto per la flessione (effetto piastra), considerando la grande differenza fra il modulo  $E$  degli strati orientati nella direzione considerata e quelli trasversali, è senz'altro possibile trascurare gli strati trasversali e eseguire il calcolo considerando solo gli strati nella direzione delle sollecitazioni.

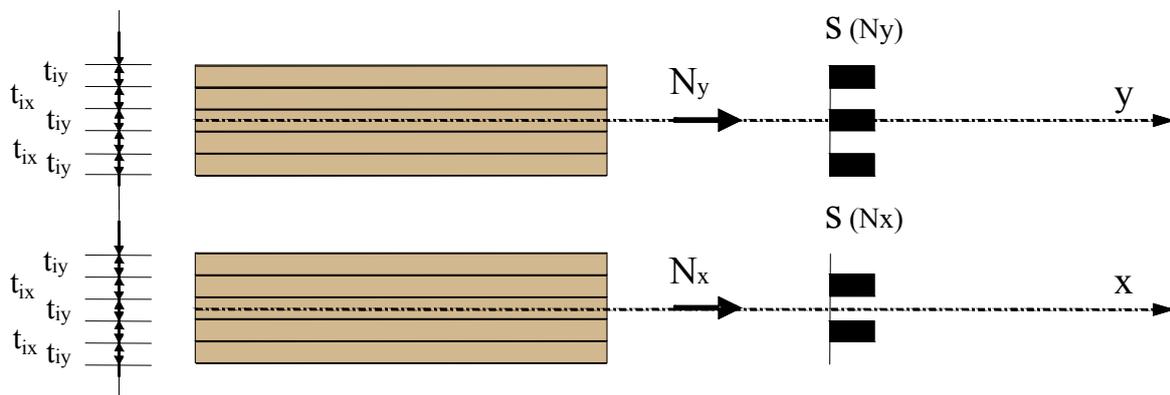


Fig. 5.28 Definizione delle sezioni per il calcolo delle tensioni

Per il calcolo si definisce la sezione efficace riferita alla direzione considerata:

$$A_x = \sum t_{ix} \cdot b = t_x \cdot b$$

$$A_y = \sum t_{iy} \cdot b = t_y \cdot b$$

dove  $t_{iy}$  = spessore dei singoli strati orientati nella direzione y

$t_y$  = spessore totale degli strati orientati nella direzione y

b = larghezza dell'elemento

$A_y$  = superficie efficace nella direzione y.

Il calcolo delle tensioni è dato da:

$$\sigma_x = n_x/t_x = N_x/A_x$$

$$\sigma_y = n_y/t_y = N_y/A_y$$

dove  $N_y$  = forza assiale nella direzione y

$n_y$  = forza assiale per unità di larghezza nella direzione y.

La verifica avviene nella forma abituale, dove per la resistenza si può fare riferimento ai valori della resistenza del materiale delle lamelle, tenendo conto che i valori della resistenza a trazione sono diversi dai valori di resistenza a compressione:

$$\sigma_{x,c,d} = n_x/t_x \leq f_{c,d,XLAM} = f_{c,0,d}$$

$$\sigma_{x,c,d} = n_x/t_x \leq f_{c,d,XLAM} = f_{c,0,d}$$

oppure:

$$\sigma_{x,c,d} = n_x/t_x \leq f_{t,d,XLAM} = f_{t,0,d}$$

$$\sigma_{x,c,d} = n_x/t_x \leq f_{t,d,XLAM} = f_{t,0,d}$$

In caso di sollecitazione costante su una larghezza di almeno 4 lamelle, è possibile moltiplicare il valore della resistenza con il coefficiente di sistema, come già fatto per la verifica a flessione della lastra. Se invece la verifica avviene in una zona con un picco locale nella distribuzione delle sollecitazioni, allora ciò non è possibile.

I valori della rigidezza nelle due direzioni principali del piano, cioè i valori di rigidezza all'allungamento (o all'accorciamento in caso di compressione) possono essere definiti in modo analogo, e si ottiene:

$$\varepsilon_x = \frac{n_x}{D_x} = \frac{N_x}{D_x \cdot b} = \frac{N_x}{E_{0,mean} \cdot A_x}$$

$$\varepsilon_y = \frac{n_y}{D_y} = \frac{N_y}{D_y \cdot b} = \frac{N_y}{E_{0,mean} \cdot A_y}$$

$$D_x = E_{0,mean} \cdot t_x$$

$$D_y = E_{0,mean} \cdot t_y$$

#### 5.14.5\_Verifica a stabilità degli elementi di parete

In caso di forze di compressione agenti su una parete verticale, questa può essere soggetta all'instabilità dovuta allo sbandamento; la presenza di un carico trasversale - come ad esempio il vento - crea un momento flettente sulla parete, che aumenta il rischio di sbandamento, e che deve essere considerato. Per la verifica dello stato limite ultimo può essere applicato il medesimo principio di verifica applicato agli elementi lineari sottoposti a compressione e flessione.

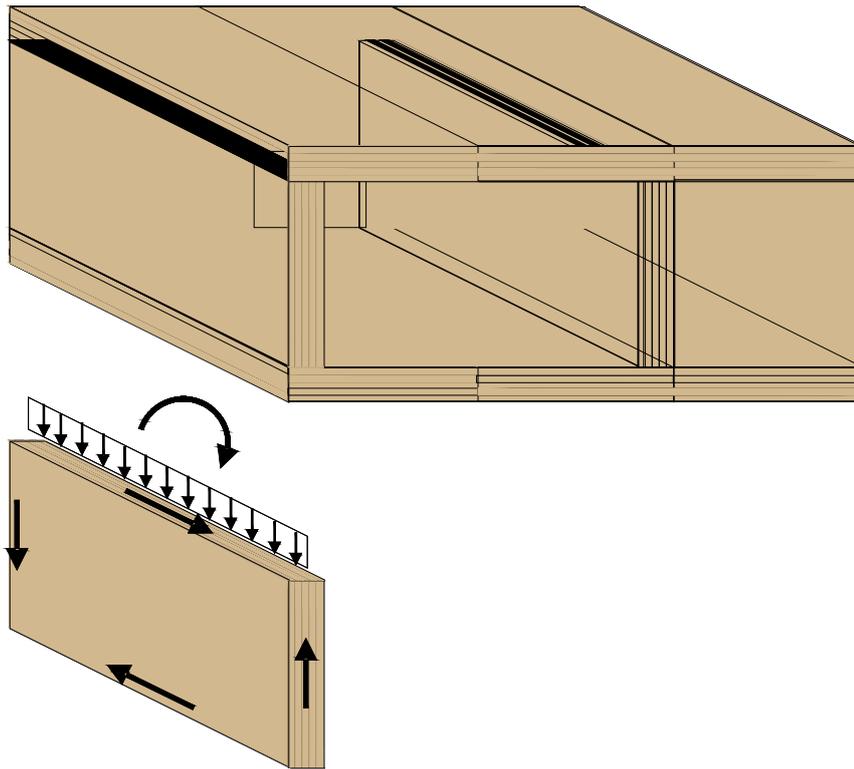


Fig. 5.29 Elemento di parete per la verifica della stabilità

La parete della figura è sollecitata a compressione verticale e a flessione trasversale. Per considerare l'instabilità dovuta allo sbandamento si considera la parte centrale della parete, quindi a metà altezza e la zona con la forza di compressione maggiore, quindi in prossimità del bordi verticale libero. Gli sforzi interni possono essere determinati tramite semplici condizioni di equilibrio, ottenendo così in modo rapido una prima - e spesso buona - approssimazione delle forze in gioco.

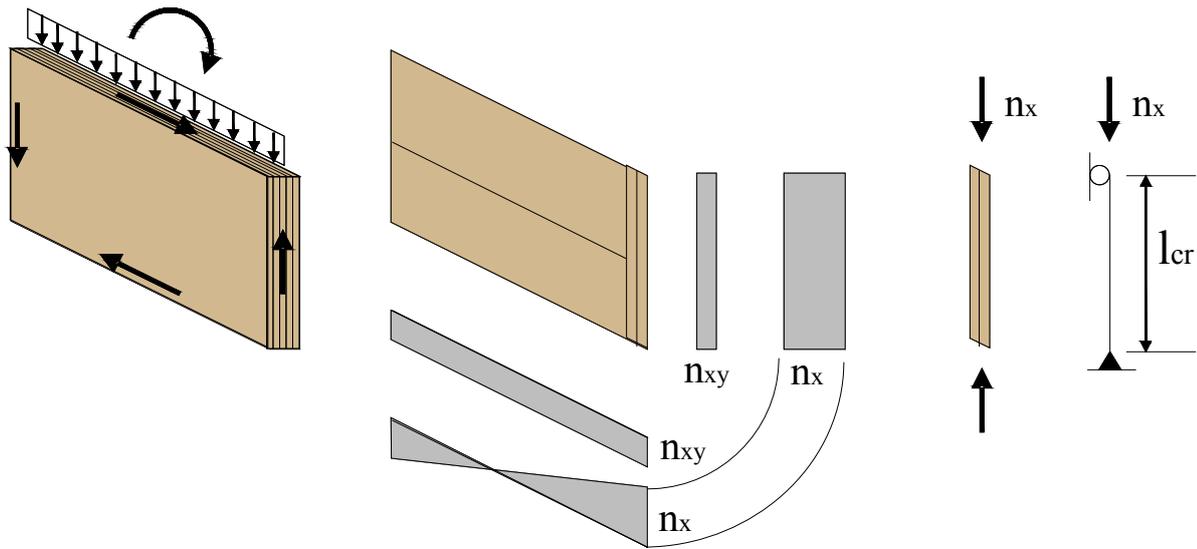


Fig. 5.30 Sollecitazioni dovute alla forza assiale di compressione

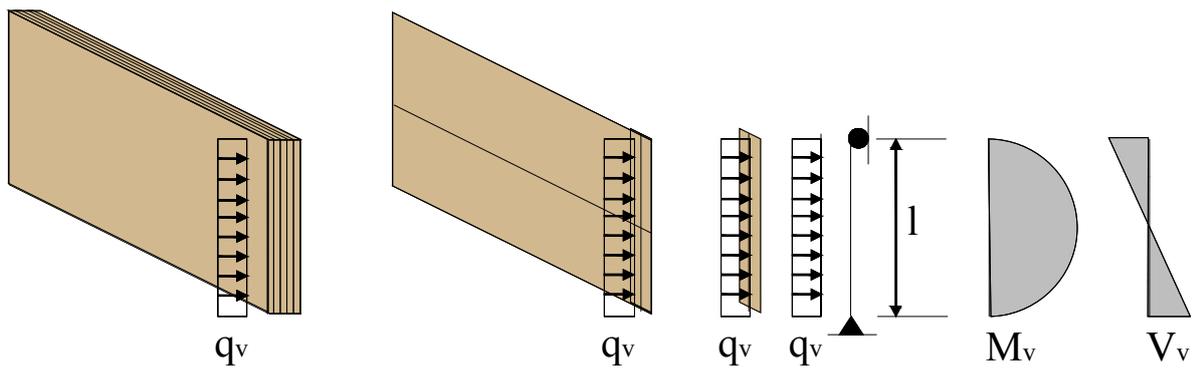


Fig. 5.31 Sollecitazioni dovute al momento flettente ed al carico trasversale

La verifica dello stato limite ultimo deve considerare la sovrapposizione delle sollecitazioni dovute al momento e alla forza assiale, e assume la forma:

$$\frac{\sigma_{x,c,d}}{k_c \cdot f_{c,d,XLAM}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d,XLAM}} \leq 1$$

dove

$k_c$  = coefficiente di sbandamento, con la rigidezza a flessione  $K$

$f_{c,d,XLAM}$  = resistenza a compressione, come indicato sopra

$\sigma_{x,c,d}$  = tensione effettiva di compressione, come indicato sopra.

### 5.14.6\_Verifica di pareti con aperture e pareti con funzione di trave

Per le aperture nelle pareti e per le pareti con funzione di trave (o travi parete) valgono le medesime riflessioni fatte per le piastre irregolari. La particolarità di questi elementi non si trova nella verifica dello stato ultimo, ma nella determinazione degli sforzi interni risultanti dai carichi e dai vincoli di appoggio dell'elemento stesso.

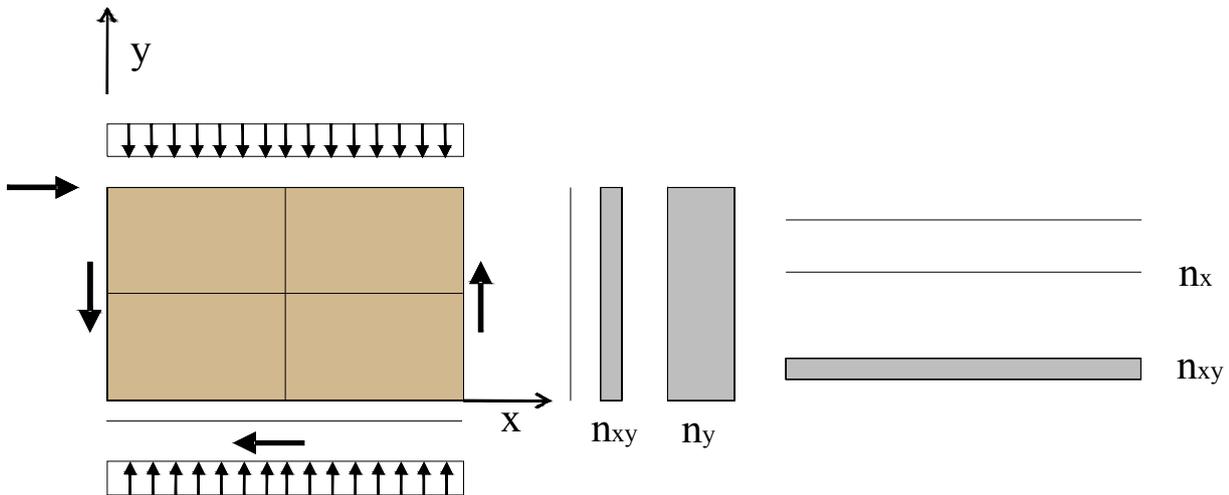


Fig. 5.32 Schema di parete semplice con vincolo su tutti i 4 lati

Nel caso della presenza di aperture nelle pareti, il calcolo degli sforzi interni diventa più complesso e può essere eseguito, sotto forma di approssimazione, sulla base di modelli semplici, oppure procedendo ad un'analisi numerica, per esempio sulle base di un modello ad elementi finiti.

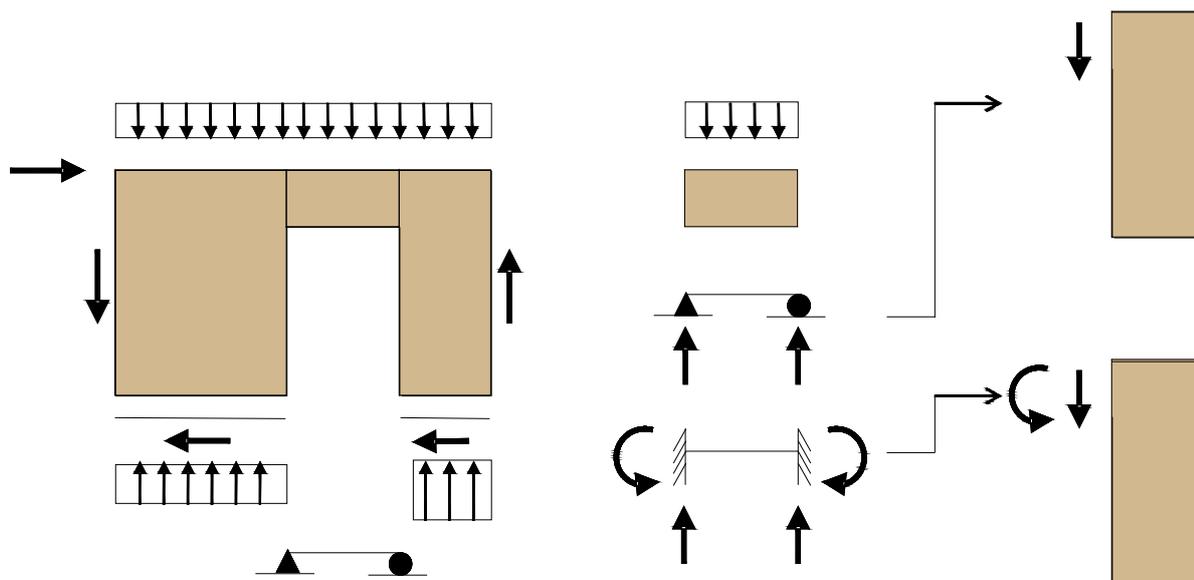


Fig. 5.33 Parete con apertura e schema strutturale della parete con funzione di architrave

Nel caso rappresentato nella figura, la parte di parete con funzione di architrave può essere analizzata, in prima approssimazione come un elemento di trave, i cui vincoli saranno definiti dalla tipologia costruttiva scelta: nel caso di composizione della parete con un unico elemento XLAM il modello della trave con incastri agli appoggi è probabilmente il più corretto, mentre nel caso di giunti con rigidità ridotta (giunti con collegamenti meccanici) il grado di incastro risulterà più ridotto e dovrà eventualmente essere definito in funzione dello scorrimento nei collegamenti.

Il caso della trave parete è l'esempio più avanzato dell'applicazione dell'elemento strutturale piano e di grandi dimensioni. Il modello strutturale è quello della trave, formata dalla parete in questione.

I carichi sono dati dalle solette superiore e inferiore, mentre gli appoggi sono dati dalle parete laterali, che sostengono la trave-parete. Le sollecitazioni che risultano nella parete sono in questo caso ben più importanti del caso in cui la parete appoggiata su tutta la sua

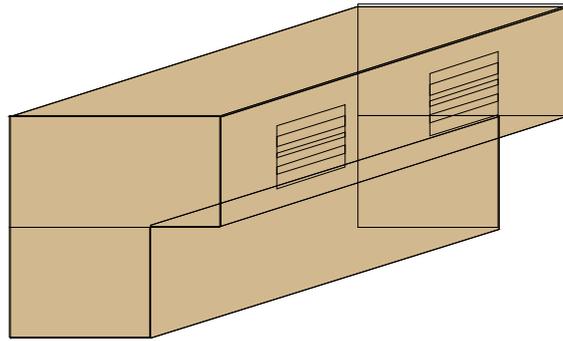


Fig. 5.34 Parete con funzione di trave

lunghezza alla parte sottostante dell'edificio; l'effetto trave è senza dubbio preponderante, e la presenza delle aperture porta a sollecitazioni localmente molto importanti. Nella figura seguente è rappresentata in modo schematico una parte delle sollecitazioni all'interno della lastra della parete, che servono da base per il calcolo e la verifica dello stato limite ultimo e dello stato di servizio. Appare subito evidente, come gli eventuali collegamenti fra i vari elementi della parete possano avere un effetto decisamente importante sul comportamento strutturale della parete, sia riguardo alla resistenza che riguardo alla rigidezza della struttura.

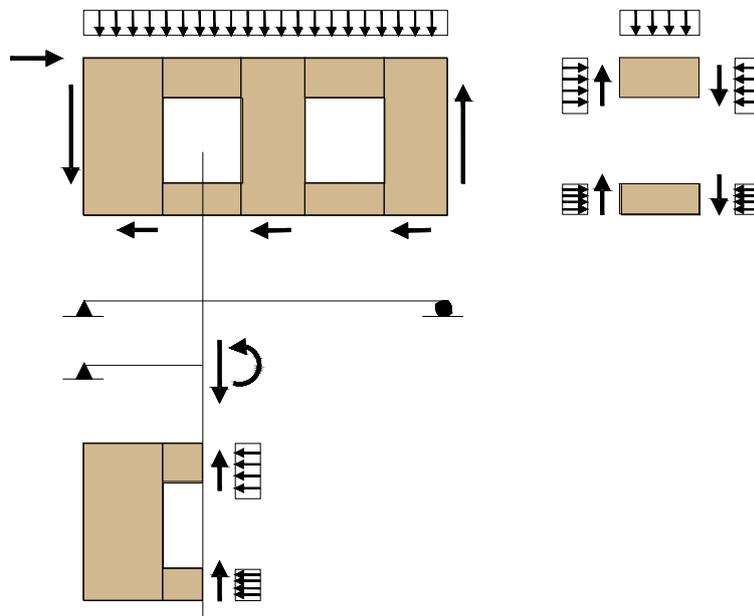


Fig. 5.35 Sollecitazioni nella trave parete

### 5.15\_Verifica dell'edificio nei confronti delle azioni sismiche

Per poter procedere alla progettazioni degli elementi di connessione è necessario procedere al dimensionamento delle azioni sismiche che possono investire le struttura, in quanto tali azioni prevalentemente orizzontali vengono sopportate dalla struttura.

L'azione sismica viene determinata in funzione dell'accelerazione di picco  $a_g$ , che è a sua volta definita dallo spettro di risposta in funzione del periodo proprio della struttura  $T_1$ .

Per ridurre il numero di viti e piastre necessarie al collegamento in un edificio di 8 piani, sono stati introdotti isolatori sismici a pendolo inverso, in modo da ottenere valori più bassi in modulo dell'azione sismica.

Gli isolatori sismici permettono infatti di aumentare il periodo proprio della struttura da 0,2s a 2,0 s (valori più elevati comporterebbero un eccessivo aumento delle deformazioni, dannoso per gli impianti) riducendo l'accelerazione di  $a_g$  fino all'80%.

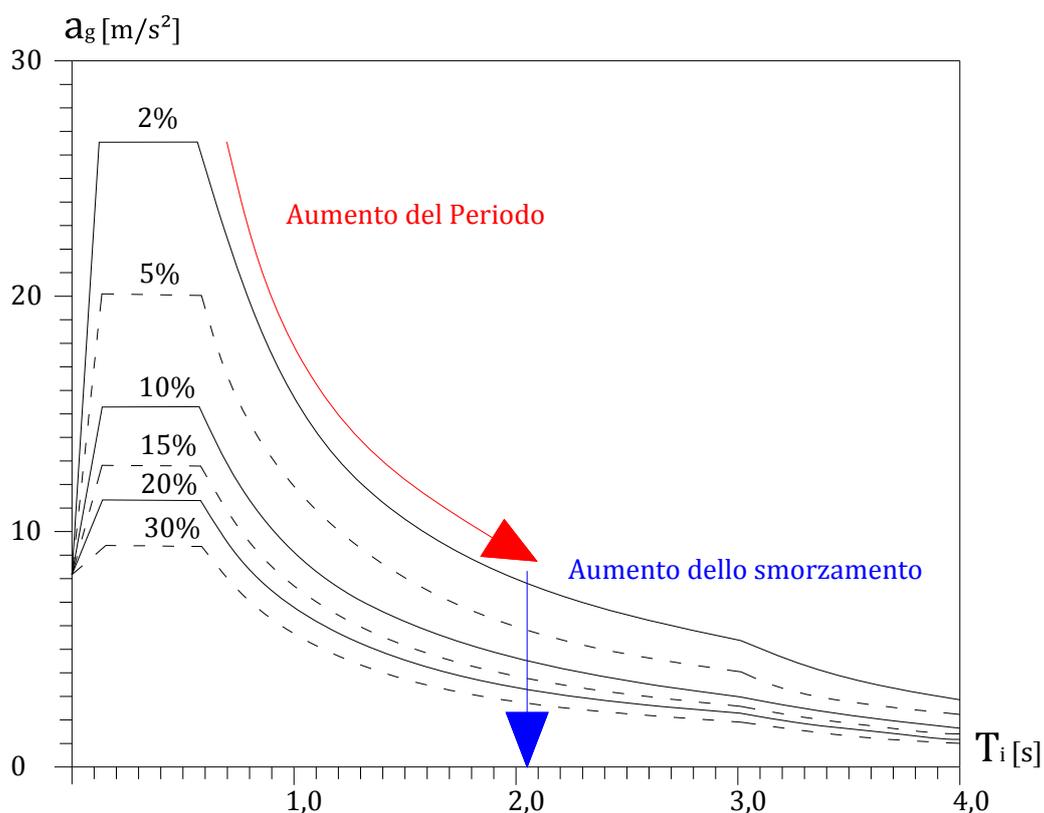


Fig. 5.36 Tipico spettro di risposta

Il nuovo periodo, detto periodo efficace  $T_{eff}$ , verrà ora determinato in funzione del tipo di

isolatore utilizzato.

### 5.15.1\_Progetto del collegamento con la piastra di fondazione

Come indicato precedentemente, il collegamento della struttura con la piastra di fondazione avverrà tramite isolatori a pendolo scorrevole Alga APS2.

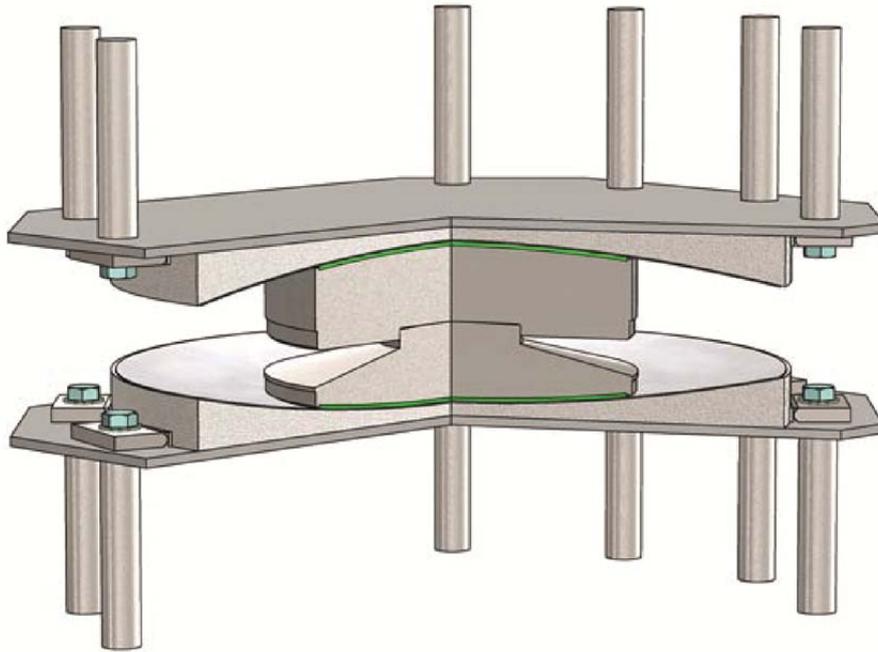


Fig. 5.37 Spaccato assometrico dell'isolatore a due superfici di scorrimento sferiche utilizzato

Come visto precedentemente, questo tipo di isolatore permette di aumentare notevolmente il periodo proprio della struttura, riducendo così l'accelerazione e le forze sismiche.

In particolare, gli isolatori a pendolo scorrevole a doppia superficie sferica, sono caratterizzati da 2 superfici principali di scorrimento sferiche, tra le quali è posta un'articolazione a contatto puntuale che permette anche la rotazione.

Grazie a questa disposizione è possibile ridurre al minimo le dimensioni in pianta dell'isolatore nonché l'eccentricità prodotta dallo spostamento orizzontale della struttura, che risulta dimezzata rispetto a quella dell'isolatore a singola superficie.

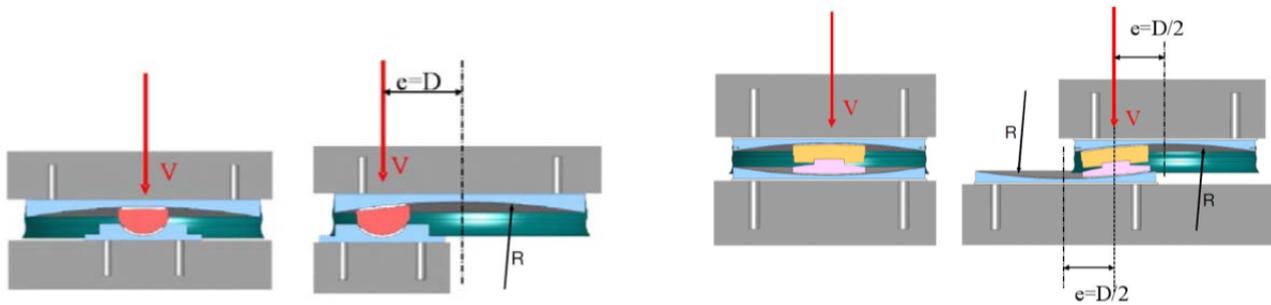


Fig. 5.38 Confronto tra lo scorrimento “e” che si ha con isolatore a 1 superficie di scorrimento (a sinistra) ed isolatore con 2 superfici di scorrimento (a destra)

Inoltre questi isolatori presentano il vantaggio di essere ricentranti, ovvero ritornano alla posizione iniziale al termine della sollecitazione sismica.

Per la determinazione dell’isolatore a pendolo scorrevole più idoneo alle esigenze di progetto verranno utilizzate le seguenti equazioni:

Isolatori a 1 superficie di scorrimento:

$$K_{\text{eff}} = \frac{V}{R} + \frac{\mu \cdot V}{D}$$

$$\xi = \frac{2}{\pi} \cdot \left[ \frac{\mu}{\mu + \frac{D}{R}} \right]$$

$$T_{\text{eff}} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{V}{K_{\text{eff}} \cdot g}}$$

Isolatori a 2 superfici di scorrimento

$$K_{\text{eff}} = \frac{V}{2 \cdot (R-h)} + \frac{\mu \cdot V}{D}$$

$$\xi = \frac{2}{\pi} \cdot \left[ \frac{\mu}{\mu + \frac{D}{2 \cdot (R-h)}} \right]$$

$$T_{\text{eff}} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot (R-h)}{g}}$$

Dove:

- $T_{\text{eff}}$  : periodo efficace;
- $g$  : accelerazione di gravità;
- $\mu$  : coefficiente di attrito dinamico (dal 3% al 20% a seconda del materiale);
- $V$  : carico verticale;
- $R$  : raggio di curvatura delle superfici di scorrimento;
- $D$  : spostamento di progetto;
- $K_{\text{eff}}$  : rigidità efficace;
- $\xi$  : smorzamento viscoso equivalente;
- $h$  : distanza fra il centro dell'articolazione e le superfici sferiche per gli isolatori a 2 superfici.

NOME / NAME	R (mm)	Disp (mm)	SLU (kN)	SLS (kN)	Kv (kN/mm)	APS 1			APS 2				
						Kg	Ø1	Ø2	H	Kg	Ø1	Ø2	H
							(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)	(mm)
APS 1000/300	4000	±150	1000	700	2100000	100	500	200	100	90	350	350	110
APS 1000/400	4000	±200	1000	700	2100000	135	600	200	100	115	400	400	110
APS 1000/500	4000	±250	1000	700	2100000	190	700	200	100	150	450	450	110
APS 1000/600	4000	±300	1000	700	2100000	265	800	200	100	190	500	500	110
APS 1000/700	4000	±350	1000	700	2100000	360	900	200	100	240	550	550	110
APS 1000/800	4000	±400	1000	700	2100000	490	1000	200	100	305	600	600	110

Tab. 5.1 Caratteristiche meccaniche e geometriche per isolatori a 1 superficie di scorrimento (APS1) ed isolatori a 2 superfici di scorrimento (APS2) prodotti da Alga S.p.a.

Per le necessità di progetto viene utilizzato un isolatore Alga APS2 1000/300 con  $R=4,0$  m e  $h=0,055$  m.

Pertanto risulta:

$$T_{\text{eff}} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot (R-h)}{g}} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot (4-0,055)}{9,81}} = 5,63 \text{ s}$$

Lo smorzamento risulta invece essere, assumendo  $D = 0,15$  m

$$\xi = \frac{2}{\pi} \cdot \left[ \frac{\mu}{\mu + \frac{D}{2 \cdot (R-h)}} \right] = \frac{2}{\pi} \cdot \left[ \frac{0,03}{0,03 + \frac{0,15}{2 \cdot (4-0,055)}} \right] = 38,9\%$$

Noto lo smorzamento è possibile determinare l'accelerazione spettrale nel relativo spettro

di risposta.

Come si nota il periodo effettivo, coincidente con il periodo proprio della struttura, risulta notevolmente superiore al periodo proprio per struttura non isolata alla base ( $T_i=0,2s$ ). Utilizzando a favore di sicurezza un periodo proprio della struttura di 2,0 s, si ricava un'accelerazione spettrale di circa 0,3·g.

Ricavata l'accelerazione spettrale, è possibile procedere con la determinazione delle azioni sismiche orizzontali.

Secondo l'Eurocodice 8, il taglio sismico alla base si calcola secondo l'equazione:

$$F_b(T_1) = S_d(T_1) \cdot W$$

Dove  $S_d(T_1)$  è il valore dell'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo  $T_1$  e  $W$  è la massa totale dell'edificio.

Prendendo come riferimento l'edificio in XLAM provato nel Giugno e Luglio 2006 sulla tavola vibrante monodirezionale del NIED a Tsukuba in Giappone, il periodo proprio dell'edificio è di 0,20 s, quindi l'ordinata dello spettro di progetto è:

$$S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot 0,3/q$$

dove:

$a_g$  è l'accelerazione di picco di progetto per la zona sismica considerata. Si considera il valore corrispondente alla zona a più elevata sismicità del territorio italiano pari a 0,35g.

$S$  è il fattore che tiene conto del profilo stratigrafico del suolo di fondazione. Considerando un suolo di tipo B (depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti) è pari a 1,25.

$q$  è il fattore di struttura preso uguale a 1.

## CALCOLO DELLE MASSE SISMICHE

Considerando il modulo abitativo di dimensioni massime (7 x 3 m) la massa complessiva per ogni piano risulta:

$$W_i = (g+p) \cdot 7 \cdot 3 = (2+2,25) \cdot 7 \cdot 3 = 89,25 \text{ kN}$$

$$\text{Considerando 8 piani: } W_{\text{TOT}} = 8 \cdot W_i = 8 \cdot 89,25 = 714,0 \text{ kN}$$

## CALCOLO DELLE AZIONI SISMICHE

Zona 1, quindi  $a_g=0,35 \cdot g$

$$T_1=2,0 \text{ s}$$

Suolo di categoria B, quindi  $S=1,25$

$$q = 1$$

$$F_b = 0,3 \cdot (W \cdot S \cdot a_g) / q = 0,3 \cdot (714 \cdot 1,25 \cdot 0,35g) / 1 = 919,3 \text{ kN}$$

Le forze sismiche si distribuiscono lungo i vari piani in base all'equazione:

$$F_i = F_b \cdot \left[ \frac{z_i \cdot W_i}{\sum z_i \cdot W_i} \right]$$

Dove:

$z_i$  è l'altezza del piano rispetto allo spiccatto di fondazione

$W_i$  è il peso del piano considerato

$$\sum z_i \cdot W_i = (3+6+9+12+15+18+21+24) \cdot 89,25 = 9639 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Si determina quindi la distribuzione delle forze sismiche:

$$F_1 = F_b \cdot \left[ \frac{z_1 \cdot W_1}{\sum z_i \cdot W_i} \right] = 919,3 \cdot \left[ \frac{3 \cdot 89,25}{9639} \right] = 25,5 \text{ kN}$$

$$F_2 = F_b \cdot \left[ \frac{z_2 \cdot W_2}{\sum z_i \cdot W_i} \right] = 919,3 \cdot \left[ \frac{6 \cdot 89,25}{9639} \right] = 51,1 \text{ kN}$$

$$F_3 = F_b \cdot \left[ \frac{z_3 \cdot W_3}{\sum z_i \cdot W_i} \right] = 919,3 \cdot \left[ \frac{9 \cdot 89,25}{9639} \right] = 76,6 \text{ kN}$$

$$F_4 = F_b \cdot \left[ \frac{z_4 \cdot W_4}{\sum z_i \cdot W_i} \right] = 919,3 \cdot \left[ \frac{12 \cdot 89,25}{9639} \right] = 102,1 \text{ kN}$$

$$F_5 = F_b \cdot \left[ \frac{z_5 \cdot W_5}{\sum z_i \cdot W_i} \right] = 919,3 \cdot \left[ \frac{15 \cdot 89,25}{9639} \right] = 127,7 \text{ kN}$$

$$F_6 = F_b \cdot \left[ \frac{z_6 \cdot W_6}{\sum z_i \cdot W_i} \right] = 919,3 \cdot \left[ \frac{18 \cdot 89,25}{9639} \right] = 153,2 \text{ kN}$$

$$F_7 = F_b \cdot \left[ \frac{z_7 \cdot W_7}{\sum z_i \cdot W_i} \right] = 919,3 \cdot \left[ \frac{21 \cdot 89,25}{9639} \right] = 178,8 \text{ kN}$$

$$F_8 = F_b \cdot \left[ \frac{z_8 \cdot W_8}{\sum z_i \cdot W_i} \right] = 919,3 \cdot \left[ \frac{24 \cdot 89,25}{9639} \right] = 204,3 \text{ kN}$$

Da queste si hanno poi i tagli sismici:

$$T_8 = 204,3 \text{ kN}$$

$$T_7 = 383,1 \text{ kN}$$

$$T_6 = 536,3 \text{ kN}$$

$$T_5 = 664 \text{ kN}$$

$$T_4 = 766,1 \text{ kN}$$

$$T_3 = 842,7 \text{ kN}$$

$$T_2 = 893,8 \text{ kN}$$

$$T_1 = 919,3 \text{ kN}$$

### 5.15.2\_Progettazione degli elementi di ancoraggio al sollevamento

L'edificio è ancorato alla fondazione nei confronti del sollevamento e dello scorrimento mediante piastre angolari d'acciaio, tirafondi per il collegamento delle stesse piastre alla fondazione e chiodi a rilievi tronco-conici per il collegamento delle stesse piastre alle pareti.

Come presidio al sollevamento il collegamento viene effettuato con *piastre holdown* tipo

SIMPSON STRONG TIE HTT22 collegate alla soletta di fondazione con tirafondi

$\varnothing$  16x120 e alla parete con 12 chiodi  $\varnothing$ 4x60 a rilievi tronco-conici come illustrato nell'immagine sottostante:

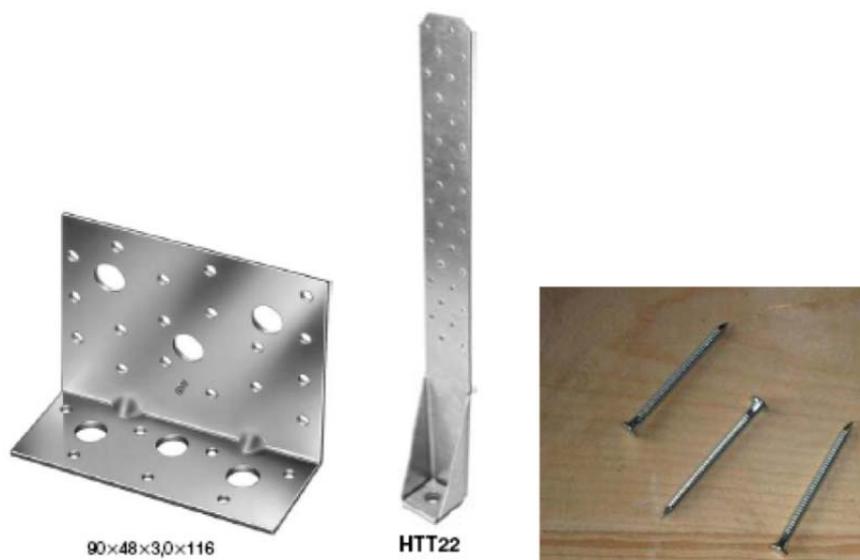


Fig. 5.39 Elementi di collegamento utilizzati e verificati. A sinistra piastra angolare (sollecitazioni di taglio); al centro piastra *Hold Down* (sollecitazioni di trazione); a destra viti filettate autoforanti (sollecitazioni di taglio e trazione)

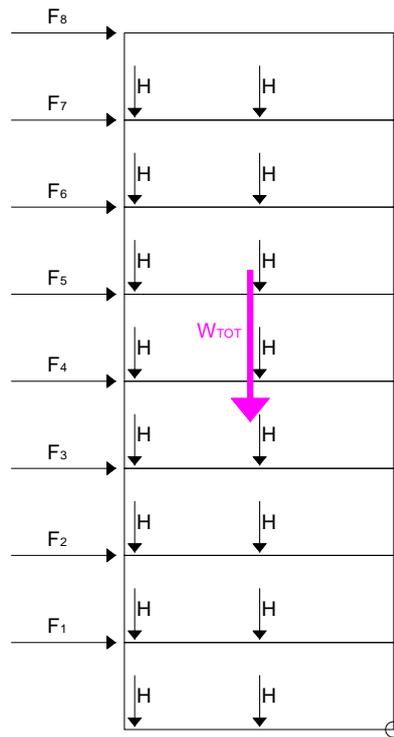


Fig. 5.40 Schema statico semplificato utilizzato per la determinazione delle reazioni (H) delle piastre *Hold-Down*

Prendendo in esame solamente la progettazione degli *hold-down* al piano terra e considerando anche il contributo degli holddown delle pareti perpendicolari alla direzione di applicazione del sisma il calcolo dà i seguenti risultati (equilibrio alla rotazione intorno all'asse A e trascurando il contributo degli holddown nelle aperture):

$$(\sum F_i \cdot h_i) - W_{TOT} \cdot 7/2 - 8 \cdot H \cdot 7 - 8 \cdot H \cdot 7/2 = 0$$

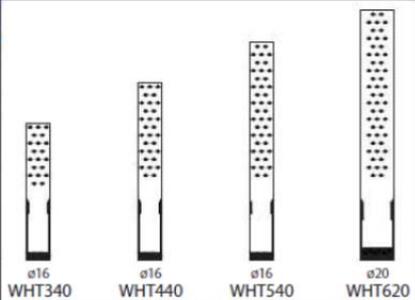
$$(25,5 \cdot 3 + 51,1 \cdot 6 + 76,6 \cdot 9 + 102,1 \cdot 12 + 127,7 \cdot 15 + 153,2 \cdot 18 + 178,8 \cdot 21 + 204,3 \cdot 24) - 714 \cdot 3,5 = 84 \cdot H$$

$$13129,8 = 84 \cdot H \quad \text{da cui } H = 156,3 \text{ kN}$$

Piano	Quota orizz. [kN]	azione	Taglio [kN]	Quota [m]	Momenti [kN·m]
8°	204,3		204,3	24	4903,2
7°	178,8		383,1	21	3754,8
6°	153,2		536,3	18	2757,6
5°	127,7		664	15	1915,5
4°	102,1		766,1	12	1225,2
3°	76,6		842,7	9	689,4
2°	51,1		893,8	6	306,6
1°	25,5		919,3	3	76,5

Tab. 5.2 Determinazioni degli sforzi di taglio e momenti flettenti distribuiti lungo i piani

L'azione H verrà sopportata utilizzando 2 (una per spigolo) piastre *hold down* TYP WHT 620 di Rotho Blaas ognuna fissata con 52 viti  $\phi 5 \cdot 50$  mm.

WHT - CHIODATURA TOTALE		Resistenza caratteristica a trazione				
TYP WHT	Fissaggio Fori $\phi 5$ (connettori)		R <sub>k</sub> lato legno		R <sub>k</sub> lato acciaio	
	Chiodi Anker	Viti Speciali	n <sub>conn</sub>	R <sub>k</sub> legno	Rondella	
			[pz.]	[kN]		
340	$\phi 4,0 \times 40$	$\phi 5,0 \times 40$	20	31,4	-	42,0
	$\phi 4,0 \times 60$	$\phi 5,0 \times 50$		38,6		
440	$\phi 4,0 \times 40$	$\phi 5,0 \times 40$	30	47,1	* H	63,4
	$\phi 4,0 \times 60$	$\phi 5,0 \times 50$		57,9	10 mm	
540	$\phi 4,0 \times 40$	$\phi 5,0 \times 40$	42	65,9	* H	63,4
	$\phi 4,0 \times 60$	$\phi 5,0 \times 50$		81,1	10 mm	
620	$\phi 4,0 \times 40$	$\phi 5,0 \times 40$	52	81,6	** H	85,2
	$\phi 4,0 \times 60$	$\phi 5,0 \times 50$		100,4	20 mm	

Tab. 5.3 Caratteristiche meccaniche delle piastre *Hold-Down* utilizzate

### 5.15.3\_ Progettazione degli elementi di ancoraggio allo scorrimento

I pannelli orizzontali utilizzati come copertura e come pavimentazione saranno sollecitati dalle azioni orizzontali di taglio calcolate in precedenza.

Il collegamento di questi pannelli con quelli verticali utilizzati come pareti avverrà tramite piastre metalliche angolari che verranno opportunamente calcolate.

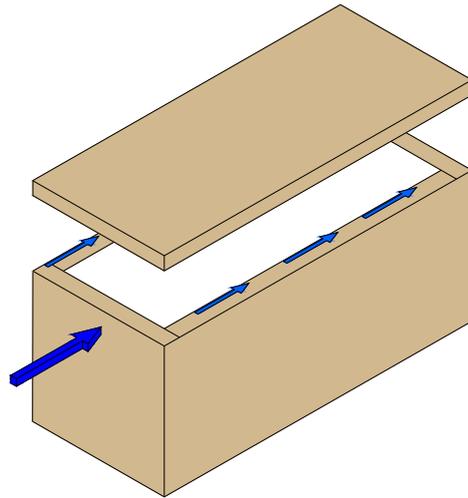


Fig. 5.41 Distribuzione delle azioni taglienti di piano lungo gli elementi di collegamento

In questo caso sarà studiato il pannello sollecitato all'azione tagliente  $V_1 = 919,3 \text{ kN}$ .

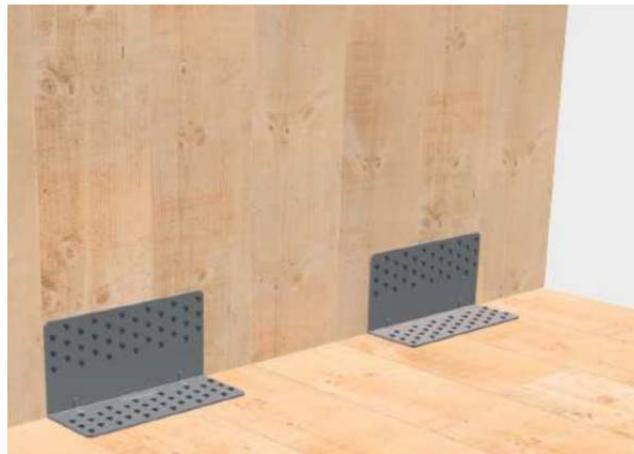


Fig. 5.42 Vista delle piastre angolari per collegamenti a taglio

In questo caso la connessione avverrà tramite 24 piastre angolari Rotho Blaas TTN240 fissate con 36 viti  $\phi 5 \cdot 50 \text{ mm}$  per parte, ognuna in grado di sopportare un'azione tagliente di  $39,8 \text{ kN}$ , posizionate in quantità di n.12 per lato.

Estendendo il calcolo a tutti i piani, si ricava il numero di piastre angolari necessarie ai collegamenti orizzontali

Piano	Quota [m]	Taglio [kN]	Quota taglio piastra [kN]	Numero Piastre
7°	24	204,3	39,8	6
6°	21	383,1	39,8	10
5°	18	536,3	39,8	14
4°	15	664	39,8	18
3°	12	766,1	39,8	20
2°	9	842,7	39,8	22
1°	6	893,8	39,8	24
Terra	3	919,3	39,8	24

Tab. 5.4 Determinazione del numero di piastre angolari in funzione del taglio di piano

#### 5.15.4\_Progettazione degli elementi di collegamento dei pannelli verticali di parete

Il collegamento tra due pannelli utilizzati come elementi di parete avverrà utilizzando viti a doppia filettatura tipo Rotho Blaas fissate “alla traditora” (inclinazione della vite a 45° rispetto alla direzione del piano del pannello).

Schema per il calcolo delle sollecitazione:

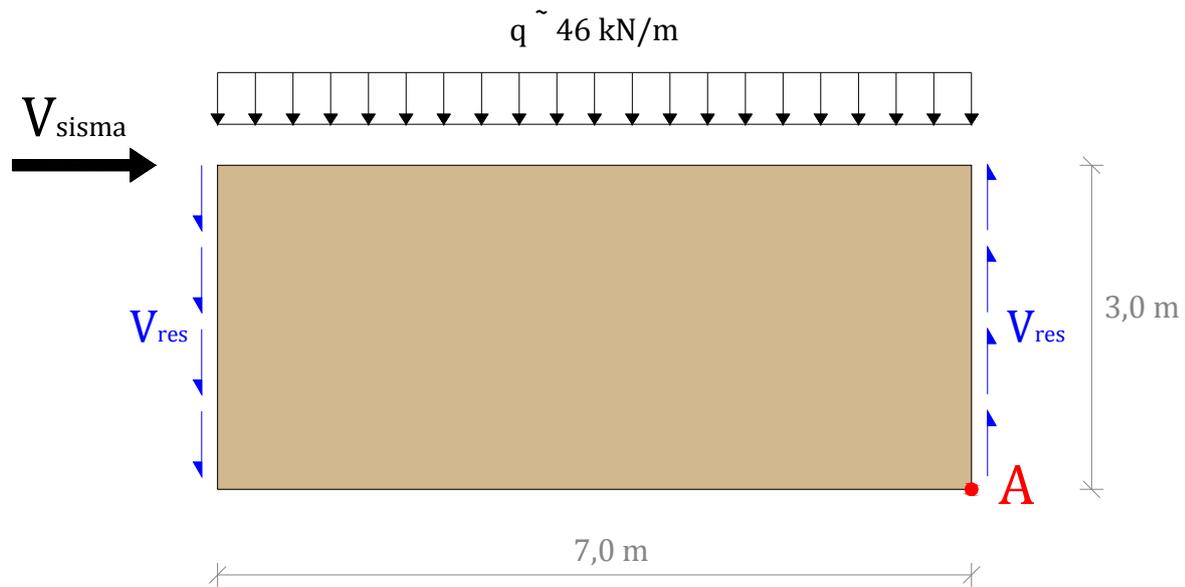


Fig. 5.43 Schema statico utilizzato per determinare le reazioni degli elementi di collegamento tra le pareti ( $V_{res}$ )

Dall'equilibrio alla rotazione rispetto al punto A risulta:

$$V_{sisma} \cdot 3 - V_{res} \cdot 7 - q \cdot (0,5 \cdot 7^2) = 0$$

$$\frac{919,3 \cdot 3 - 46 \cdot 0,5 \cdot 7^2}{7} = V_{res}$$

Da cui abbiamo:

$$V_{res} = 232,9 \text{ kN}$$

Utilizziamo viti Rotho Blaas HBS  $\phi 12 \cdot 200$  mm che presentano una resistenza di progetto

$$F_{v,Rd} = 2,65 \text{ kN}$$

$$\text{Numero viti} = V_{res} / F_{v,Rd} = 232,9 / 2,65 = 88 \text{ viti.}$$

Quindi, considerando i 2 spigoli, verranno impiegate circa 44 viti per spigolo (nel modulo + sollecitato).

Sviluppando il calcolo anche per i piani superiori viene determinato il numero di viti necessarie:

Piano	Taglio [kN]	q [kN]	$V_{res} = \frac{3 \cdot V - q \cdot 0,5 \cdot 7^2}{7}$ [kN]	Numero Viti
7°	204,3	5,75	64,43	<b>26</b> (13 per spigolo)
6°	383,1	11,50	123,9	<b>48</b> (24 per spigolo)
5°	536,3	17,25	169,5	<b>64</b> (32 per spigolo)
4°	664	23,00	204,0	<b>78</b> (39 per spigolo)
3°	766,1	28,75	227,7	<b>86</b> (43 per spigolo)
2°	842,7	34,50	240,4	<b>92</b> (46 per spigolo)
1°	893,8	40,25	242,2	<b>92</b> (46 per spigolo)
Terra	919,3	46,00	232,9	<b>92</b> (46 per spigolo)

Tab. 5.5 Determinazione del numero di viti necessario ai collegamenti tra le pareti in funzione della sollecitazione tagliante  $V_{res}$

Il valore di resistenza di taglio della singola vite è stato determinato come dalla relazione di calcolo riportata nelle successive 4 pagine, utilizzando il software fornito da Rotho Engineer.

# CAPACITA' PORTANTE A TAGLIO VITE HBS

UNIONI LEGNO-LEGNO CON UN PIANO DI TAGLIO  
LEGNO DI CONIFERA

rothoengineer



Normative: EN 1995-1-1:2009  
NT 14-01-2008

Scelta della vite

HBS Ø12,0

Caratteristiche geometriche

Ø nominale	12,00	mm
Ø gambo	8,00	mm
Ø nocciolo	6,80	mm
Ø testa	20,75	mm

Tipo di legno

LEGNO LAMELLARE GL 24 h

$\rho_k = 380$  kg/m<sup>3</sup>

Spessore degli elementi

$t_1 = 30$  mm  
 $t_{2,MIN} = 96$  mm (profondità minima di penetrazione)

$L_{VITE,MIN} = 126$  mm (lunghezza minima della vite)

Lunghezza della vite

$L = 200$  mm lunghezza della vite

$L_g = 80$  mm lunghezza del filetto \*

\* Per esigenze costruttive si consiglia che il filetto sia interamente inserito nell'elemento 2.

Angolo della forza rispetto alla fibra

$\alpha_1 = 45^\circ$  angolo tra forza e fibra nell'elemento 1

$\alpha_2 = 0^\circ$  angolo tra forza e fibra nell'elemento 2

Resistenza caratteristica a taglio per ogni mezzo di unione

$F_{v,Rk} = 4,41$  kN EN 1995-1-1:2009

Coefficienti e parametri di calcolo

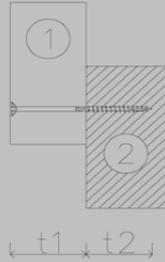
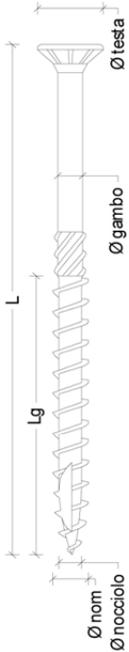
$k_{mod} = 0,9$

$Y_{M,connessione} = 1,5$  (NTC 2008:  $Y_{M,connessione} = 1,5$ )

Resistenza di progetto a taglio per ogni mezzo di unione

$F_{v,Rd} = 2,65$  kN

NOTA: le viti poste in opera non possono essere riutilizzate a causa dello sforzo torsionale impresso. Si raccomanda l'utilizzo di almeno due mezzi di unione per ogni giunzione



rothoblaas.com

Rotho Blaas srl • Via Dell'Adige 2/1 • I-39040 Cortaccia (BZ) • Tel. +39 0471 81 84 00 • Fax +39 0471 81 84 84 • info@rothoblaas.com

Tipologia: Unione legno-legno

Normativa: NTC 2008 (integrato con UNI EN 1995 : 2009)

Piani di taglio: 1

Connettore: VITI HBS

## Parametri geometrici dei connettori

rothoengineer®

HBS Ø12,0		tipologia connettore scelto	
$\varnothing_{\text{nominale}} =$	12,00	mm	diametro esterno del filetto
$\varnothing_{\text{nocciolo}} =$	6,80	mm	diametro del nocciolo (diametro interno del filetto)
$\varnothing_{\text{gambo}} =$	8,00	mm	diametro del gambo
$\varnothing_{\text{testa}} =$	20,75	mm	diametro della testa
$\varnothing_{\text{calcolo}} =$	7,48	mm	diametro di calcolo ( $\varnothing_{\text{ef}}$ )
L =	200,0	mm	lunghezza del connettore
$L_{\text{g}}$ =	80,0	mm	lunghezza del filetto

## Parametri meccanici dei connettori

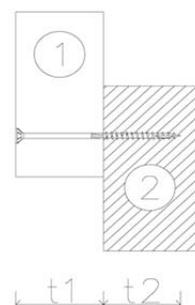
(secondo EN 14592)

$M_{y,k}$	46900	Nmm	momento caratteristico di snervamento
$R_{t,u,k}$	36,90	kN	resistenza caratteristica a trazione del filo di acciaio
$f_{ax,k}$	15,10	kN	parametro caratteristico di resistenza ad estrazione del filetto
$\rho_a =$	410	kg/m <sup>3</sup>	densità caratteristica associata al parametro di estrazione del filetto
$f_{\text{head},k}$	10,60	kN	parametro caratteristico di resistenza a penetrazione della testa
$\rho_a =$	420	kg/m <sup>3</sup>	densità caratteristica associata al parametro di penetrazione della testa

Considerando le sue caratteristiche geometriche, il connettore in fase di calcolo è assimilabile a bullone

## Legno 1: elemento laterale

$t_1 =$	30,00	mm	spessore dell'elemento 1
Tipo di legno	LEGNO LAMELLARE GL 24 h		
$\rho_k =$	380,00	kg/m <sup>3</sup>	densità caratteristica del legno



## Legno 2: elemento laterale

$t_2 =$	170	mm	profondità di penetrazione
Tipo di legno	LEGNO LAMELLARE GL 24 h		
$\rho_k =$	380,00	kg/m <sup>3</sup>	densità caratteristica del legno

## Resistenza a rifollamento

$f_{h,0,k} =$	28,83	Mpa	resistenza caratteristica a rifollamento nell'elemento 1 ( $\alpha = 0^\circ$ )
$\alpha_1 =$	45,00	°	angolo tra sforzo e fibre nell'elemento laterale 1
$k_{90} =$	1,46		
$f_{h,\alpha 1,k} =$	<b>23,42</b>	<b>Mpa</b>	resistenza caratteristica a rifollamento nell'elemento 1 ( $\alpha \neq 0^\circ$ ) - Viti come Bulloni
$f_{h,0,k} =$	28,83	Mpa	resistenza caratteristica a rifollamento nell'elemento 2 ( $\alpha = 0^\circ$ )
$\alpha_2 =$	0,00	°	angolo tra sforzo e fibre nell'elemento laterale 2
$k_{90} =$	1,46		
$f_{h,\alpha 2,k} =$	<b>28,83</b>	<b>Mpa</b>	resistenza caratteristica a rifollamento nell'elemento 2 ( $\alpha \neq 0^\circ$ ) - Viti come Bulloni
$\beta =$	1,23	$f_{h,2,k} / f_{h,1,k}$	rapporto fra le resistenze caratteristiche a rifollamento

### Resistenza assiale della vite (effetto cavo)

$$R_{ax,Rk} = 4,21 \text{ KN}$$

resistenza caratteristica a trazione della vite

$$R_{ax,Rk} = \min \{ R_{t,u,k}; R_{ax,\alpha,k}; R_{ax,k,k} \}$$

Resistenza a trazione dell'acciaio

$$R_{t,u,k} = 36,90 \text{ KN}$$

resistenza caratteristica a trazione della vite (filo di acciaio)

Resistenza ad estrazione del filetto nell'elemento 2

$$R_{ax,\alpha,k} = 13,64 \text{ KN}$$

resistenza caratteristica ad estrazione del filetto

$$R_{ax,\alpha,k} = n_{ef} * d * l_{ef} * f_{ax,k} / (1,2 \cos(\alpha_{ax})^2 + \sin(\alpha_{ax})^2) * (\rho_k / \rho_a)^{0,8}$$

d	12,00	mm
f <sub>ax,k</sub>	15,10	Mpa
ρ <sub>a</sub>	410,00	kg/m <sup>3</sup>
n <sub>ef</sub>	1,00	
l <sub>ef</sub> = L <sub>g</sub>	80,00	mm
α <sub>ax</sub>	90,00	°
ρ <sub>k</sub>	380,00	kg/m <sup>3</sup>

diametro esterno del filetto

parametro caratteristico di resistenza ad estrazione del filetto

densità caratteristica associata al parametro di estrazione del filetto

numero efficace di viti (si considera n<sub>ef</sub> = 1)

lunghezza di penetrazione della parte filettata nell'elemento 2

angolo tra la vite e la fibra (si ipotizza essere 90°)

densità caratteristica del legno

Resistenza a penetrazione della testa nell'elemento 1

$$R_{ax,k,k} = 4,21 \text{ KN}$$

resistenza caratteristica a penetrazione della testa

$$R_{ax,k,k} = n_{ef} * f_{head,k} * (\rho_k / \rho_a)^2 * d_h^2$$

d <sub>h</sub> = Ø <sub>testa</sub>	20,75	mm
f <sub>head,k</sub>	10,60	kN
ρ <sub>a</sub>	420,00	kg/m <sup>3</sup>
n <sub>ef</sub>	1,00	
ρ <sub>k</sub>	380,00	kg/m <sup>3</sup>

diametro della testa

parametro caratteristico di resistenza a penetrazione della testa

densità caratteristica associata al parametro di penetrazione della testa

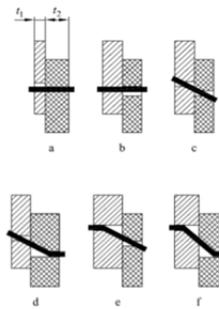
numero efficace di viti (si considera n<sub>ef</sub> = 1)

densità caratteristica del legno

### Resistenza a taglio della vite

La capacità portante di progetto per ciascun mezzo di unione ad un piano di taglio è il valore minimo tra i seguenti:

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} t_1 d \quad (a) \\ f_{h,2,k} t_2 d \quad (b) \\ \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{1 + \beta} \left[ \sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[ 1 + \frac{t_2}{t_1} + \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left( 1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (c) \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[ \sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta) M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (d) \text{ (8.6)} \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_2 d}{1 + 2\beta} \left[ \sqrt{2\beta^2(1 + \beta) + \frac{4\beta(1 + 2\beta) M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (e) \\ 1,15 \frac{\sqrt{2\beta}}{\sqrt{1 + \beta}} \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (f) \end{array} \right.$$



$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 5,25 = 5,25 \text{ kN} \quad (a) \\ 36,66 = 36,66 \text{ kN} \quad (b) \\ 12,15 + 1,05 = 13,21 \text{ kN} \quad (c) \\ 3,36 + 1,05 = 4,41 \text{ kN} \quad (d) \\ 12,64 + 1,05 = 13,69 \text{ kN} \quad (e) \\ 4,90 + 1,05 = 5,95 \text{ kN} \quad (f) \end{array} \right.$$

$$F_{v,Rk, \text{connettore}} = 4,41 \text{ KN}$$

resistenza caratteristica a taglio del connettore

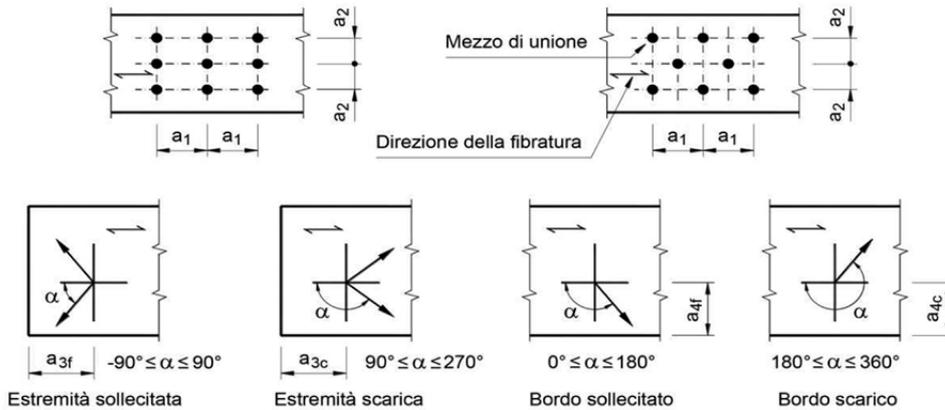
$$k_{mod} = 0,90$$

$$Y_{M,connessione} = 1,50$$

$$F_{v,Rd, \text{connettore}} = 2,65 \text{ KN}$$

resistenza di progetto a taglio del connettore

### DISTANZE MINIME PREVISTE DALLA NORMATIVA



VITI COME BULLONI	Spaziature e distanze da bordi / estremità	Angolo
$a_{1,MIN}$	$(4+ \cos\alpha )d$	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$
$a_{2,MIN}$	$4d$	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$
$a_{3,t,MIN}$	$\max(7d; 80 \text{ mm})$	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$
$a_{3,c,MIN}$	$(1+6 \text{ sen}\alpha)d$	$90^\circ \leq \alpha \leq 150^\circ$
	$4d$	$150^\circ \leq \alpha \leq 210^\circ$
	$(1+6  \text{sen}\alpha ) d$	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$
$a_{4,t,MIN}$	$\max( [2+2\text{sen}\alpha]d ; 3d )$	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$
$a_{4,c,MIN}$	$3d$	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$

Le spaziature e distanze di seguito riportate sono le minime da adottare fra quelle previste per i due elementi lignei, dipendenti dall'angolo fra forza e fibratura (rispettivamente  $\alpha_1$  ed  $\alpha_2$ ).

Spaziature e distanze minime tra bordi/estremità	[mm]
$a_{1,MIN}$ parallela alla fibratura	60,00
$a_{2,MIN}$ ortogonale alla fibratura	48,00
$a_{3,t,MIN}$ estremità sollecitata	84,00
$a_{3,c,MIN}$ estremità scarica	62,91
$a_{4,t,MIN}$ bordo sollecitato	36,00
$a_{4,c,MIN}$ bordo scarico	36,00

#### Connessione con più mezzi di unione

**Circolare NTC 2008 - C 4.4.9**

La valutazione della capacità portante di collegamenti con mezzi di unione multipli, tutti dello stesso tipo e dimensione, terrà conto della ridotta efficienza dovuta alla presenza di più mezzi di unione.

Per viti avente diametro nominale minore o uguale a 6 mm la valutazione del numero efficace segue le regole previste per i chiodi (si veda il p.to 8.3.1 - EN 1995-1-1:2009).

Per viti avente diametro nominale maggiore a 6 mm la valutazione del numero efficace segue le regole previste per i bulloni (si veda il p.to 8.5.1 - EN 1995-1-1:2009).

I valori forniti devono essere verificati dal progettista responsabile.

### 5.15.5\_Calcolo delle connessioni tra i moduli abitativi

Il collegamento tra i moduli abitativi verrà realizzato utilizzando semplici viti passanti tra un modulo ed il successivo, interponendo tra i 2 moduli uno strato di neoprene per aumentare la duttilità del sistema.

In questo caso verrà calcolato il numero di viti necessario a realizzare la connessione tra il modulo abitativo collocato al piano terra e quello collocato al primo piano.

Nel caso di progetto abbiamo uno sforzo di taglio  $V_d = 919,3$  kN.

Utilizzando le viti di maggior dimensione disponibili in commercio, le  $\phi 12 \cdot 600$ , abbiamo una resistenza a taglio per vite:  $F_{v,Rd} = 3,74$  kN.

Per il collegamento tra un modulo e l'altro almeno al primo piano, servirebbero quindi circa:

$$V_d / F_{v,Rd} = 919,3 / 3,74 \sim 246 \text{ viti.}$$

Le viti saranno disposte in numero di 123 per parte, sfalsate al fine di rispettare la prescrizione di 60mm di interasse.

Le viti saranno quindi disposte secondo lo schema sotto riportato.

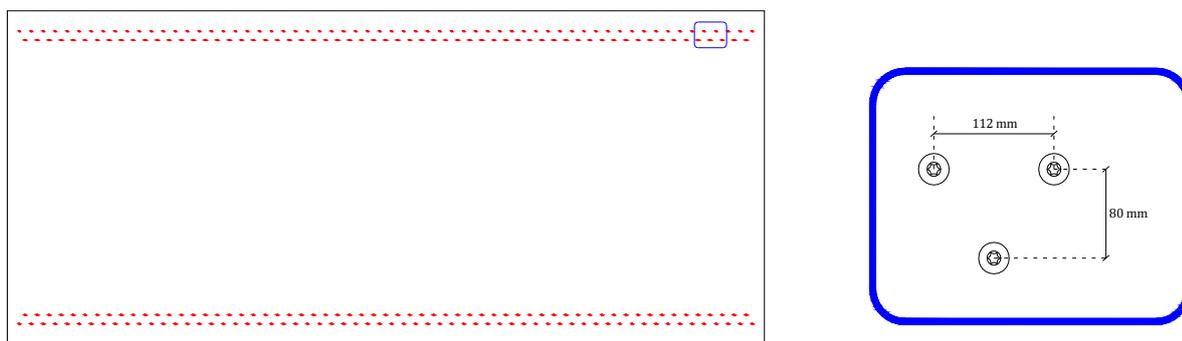


Fig. 5.44 Pianta relativa al modulo e particolare costruttivo delle viti necessarie a realizzare il collegamento tra i vari moduli

### 5.16\_Progetto delle piastre di fondazione

L'interazione tra la struttura ed il terreno avverrà tramite una fondazione a piastra composta dai seguenti elementi (in ordine di profondità):

- moduli abitativi in XLAM;
- piastra in c.c.a. scorrevole;
- isolatori;
- pilastri di fondazione;
- piastra di fondazione in c.c.a.

Per dimensionare gli elementi verrà considerata una sezione di progetto larga 10 m e profonda 30 m.

Il carico complessivo risulta essere

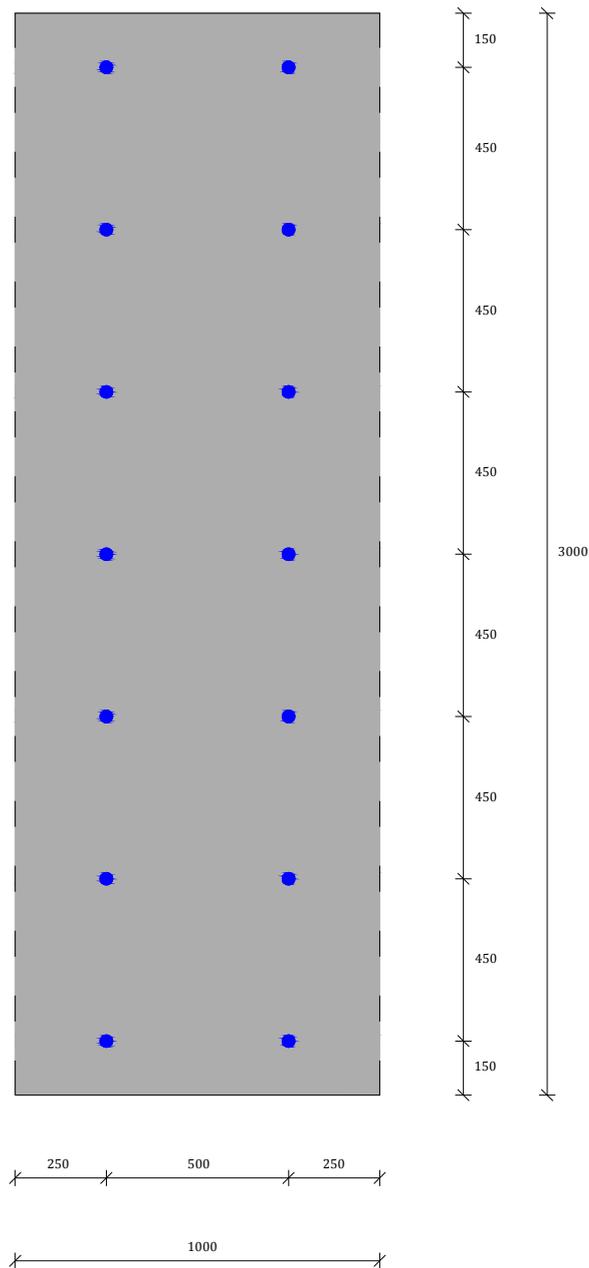
$$p = (2+2,25) \cdot 8 + p_{pr,fond} = 4,25 \cdot 8 + 25 \cdot 0,5 = 46,5 \text{ kN/m}^2$$

Dove per  $p_{pr,fond}$  si intende il peso proprio della piastra di fondazione, ipotizzando uno spessore di circa 50 cm.

Calcolando quindi lo sforzo totale sull'area di progetto risulta:

$$N_d = p \cdot 10 \cdot 30 = 46,5 \cdot 10 \cdot 30 = 13950 \text{ kN}$$

Ricordando che l'isolatore utilizzato Alga APS2 1000/300 supporta una compressione massima di 1000 kN, si rende necessario utilizzare 14 isolatori per coprire l'area di progetto, disposti secondo il seguente schema:



**Fig. 5.45** Pianta di una fascia della piastra di fondazione larga 10 m con evidenziati gli interassi tra gli isolatori sismici

Gli isolatori vengono quindi installati su colonne prefabbricate del tipo prodotte da TADDEI EDIMO S.p.a., con un diametro  $\phi=800$  mm, determinato dalle tabelle in funzione del carico di compressione di progetto.

Le colonne sono poi fissate alla piastra di fondazione tramite tirafondi.

La piastra di fondazione viene predimensionata con uno spessore di 60 cm, e verrà ora verificata.

### 5.16.1\_Verifica delle tensioni nel terreno

Per poter dimensionare la profondità della piastra di fondazione , è necessario calcolare la tensione trasmessa al terreno e verificate che non superi la pressione limite.

Prevedendo uno sbalzo complessivo della piastra di 2m dagli isolatori più esterni, le dimensioni complessive della lastra risultano di 10 · 31 m.

Il carico trasmesso da ogni isolatore è di circa 1kN, cui vanno aggiunti altri 10 kN di peso proprio delle colonne più il peso proprio della lastra.

Il carico di progetto assume quindi il valore:

$$p_d = \frac{14 \cdot (1+10)}{10 \cdot 31} + 25 \cdot 0,5 = 12,9 \text{ kN/m}^2 = 1,29 \text{ N/cm}^2$$

Assumendo un carico limite del terreno  $p_{lim} = 20 \text{ N/cm}^2$  risulta verificata la disequazione:

$$p_d \leq p_{lim}/\gamma_r \text{ con } \gamma_r = 2,3.$$

### 5.16.2\_Determinazione delle sollecitazioni di calcolo

Per determinare le sollecitazioni che agiscono nelle sezioni della lastra, si considera in via semplificativa la sovrastruttura infinitamente rigida rispetto alla lastra di fondazione.

Si considera il carico  $q_T = p_d \cdot 10 = 12,9 \cdot 10 = 129 \text{ kN/m}$

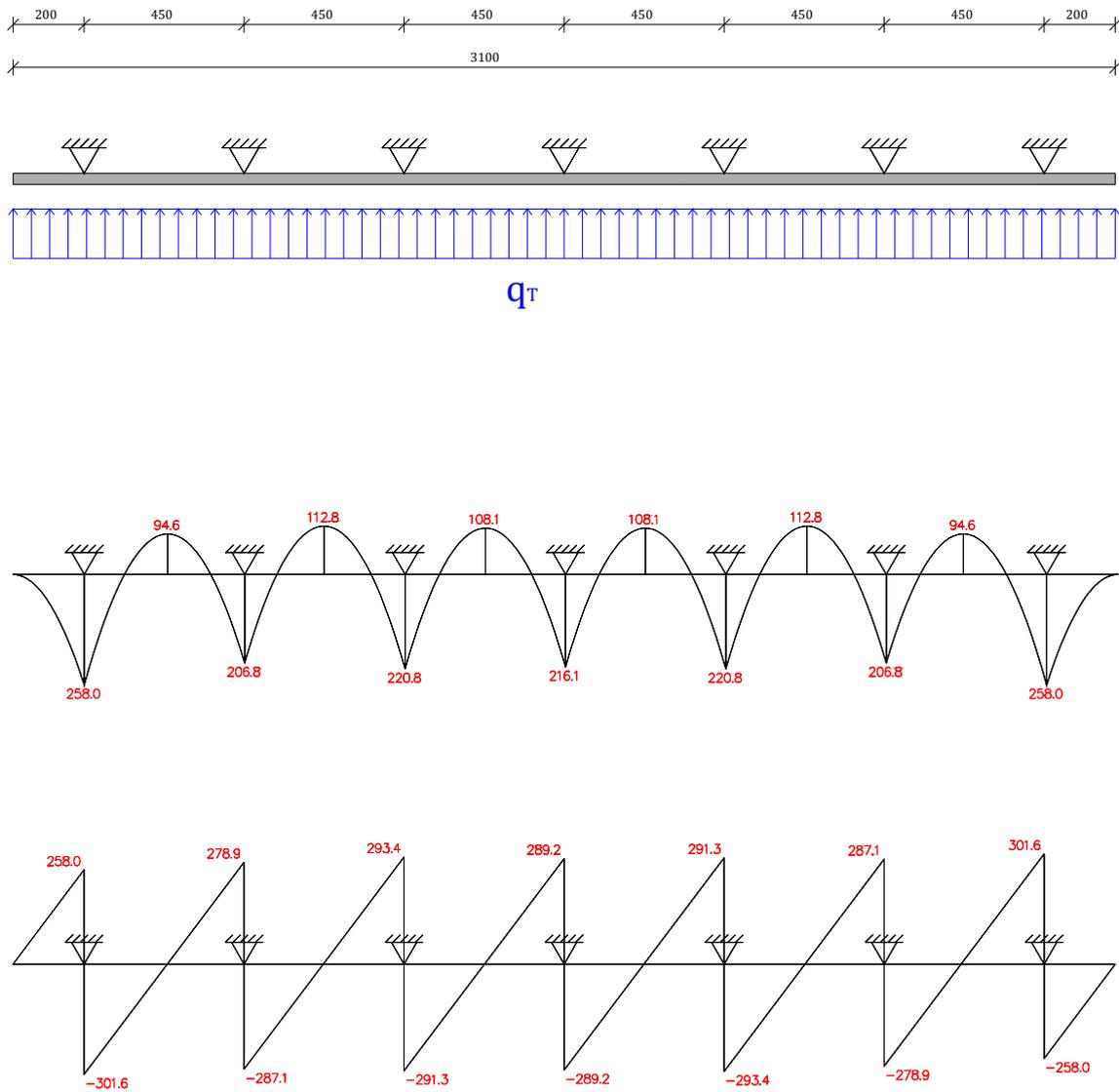


Fig. 5.46 Schema statico, diagramma del momento e diagramma del taglio della piastra di fondazione, supponendo che abbia rigidezza molto inferiore a quella della sovrastruttura

Una volta tracciati i diagrammi del taglio e del momento flettente, è possibile procedere con la verifica delle sezioni più sollecitate.

### 5.16.3\_Determinazione e verifica delle armature longitudinali

Una volta determinati i valori massimi delle sollecitazioni flessionali, si individua per la

sezione maggiormente sollecitata l'area di acciaio necessaria a sopportare tali sforzi.

La porzione di lastra di fondazione considerata è caratterizzata dalle seguenti dimensioni:

$$B = 1000 \text{ cm}$$

$$H = 50 \text{ cm}$$

$$c = 4 \text{ cm} \quad \text{copriferro}$$

$$d = 46 \text{ cm} \quad \text{altezza utile della sezione}$$

### PROGETTO DELL'ARMATURA IN CAMPATA

Dal diagramma dei momenti sopra riportato, la sollecitazione in campata massima risulta essere:

$$M_{\max}^- = -112,8 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Utilizzando barre in acciaio B450C ( $f_{yd}=391,304 \text{ N/mm}^2$ ) l'area minima di acciaio necessaria è data da:

$$A_s = \frac{M_{\max}^-}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{112,8 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 460 \cdot 391,304} = 696,2 \text{ mm}^2$$

Tale area è ampiamente soddisfatta utilizzando una rete elettrosaldata con barre  $\phi 8\text{mm}$  con passo di 100 mm (0,1 m) :

$$A_s = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \cdot \frac{10 \text{ m}}{0,1 \text{ m}} = \frac{\pi \cdot 8^2}{4} \cdot \frac{10 \text{ m}}{0,1 \text{ m}} = 5026,5 \text{ mm}^2$$

### PROGETTO DELL'ARMATURA NELL'APPOGGIO

Dal diagramma dei momenti sopra riportato, la sollecitazione nell'appoggio massima risulta essere:

$$M_{\max}^+ = +258,0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Utilizzando barre in acciaio B450C ( $f_{yd}=391,304 \text{ N/mm}^2$ ) l'area minima di acciaio necessaria è data da:

$$A_s = \frac{M_{\max}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{258,0 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 460 \cdot 391,304} = 1592,5 \text{ mm}^2$$

Tale area è ampiamente soddisfatta utilizzando una rete elettrosaldata con barre  $\phi 8\text{mm}$  con passo di 100 mm (0,1 m) :

$$A_s = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \cdot \frac{10 \text{ m}}{0,1 \text{ m}} = \frac{\pi \cdot 8^2}{4} \cdot \frac{10 \text{ m}}{0,1 \text{ m}} = 5026,5 \text{ mm}^2$$

Secondo la **normativa** l'area dell'armatura longitudinale in zona tesa deve rispettare le seguenti regole:

$$A_s \geq 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d = 0,26 \cdot \frac{2,565}{450} \cdot 500 \cdot 1260 = 933,66 \text{ mm}^2$$

$$A_s \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d = 0,0013 \cdot 500 \cdot 1260 = 819,00 \text{ mm}^2$$

$$A_s \leq 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 1,4 \text{ m}^2 = 560 \text{ cm}^2$$

Quest'ultima condizione è valida ad esclusione delle aree di sovrapposizione delle barre.

Dove:  $b_t = 500 \text{ mm}$  è la larghezza media della zona tesa (per una trave a T con piattabanda compressa per determinare tale valore si considera la larghezza dell'anima)

$d = 1260 \text{ mm}$  è l'altezza utile della sezione

$A_c = 1,40 \text{ m}^2$  è l'area della sezione trasversale di calcestruzzo

$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$  è il valore caratteristico della resistenza a trazione dell'acciaio

$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$  resistenza caratteristica cilindrica a compressione del cls a 28 giorni

$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2,565 \text{ N/mm}^2$  è il valore medio delle resistenza a trazione assiale

Si verifica quindi che siano rispettate le seguenti prescrizioni:

- Appoggio 1  $A_s = 1206,372 \text{ mm}^2 \geq 933,66 \text{ mm}^2$   
 $\leq 56000 \text{ mm}^2$
- Appoggio 2  $A_s = 1608,496 \text{ mm}^2 \geq 933,66 \text{ mm}^2$   
 $\leq 56000 \text{ mm}^2$
- Appoggio 3  $A_s = 1608,496 \text{ mm}^2 \geq 933,66 \text{ mm}^2$   
 $\leq 56000 \text{ mm}^2$
- Campata 1-2  $A_s = 1005,310 \text{ mm}^2 \geq 933,66 \text{ mm}^2$   
 $\leq 56000 \text{ mm}^2$
- Campata 2-3  $A_s = 804,248 \text{ mm}^2 \geq 933,66 \text{ mm}^2$   
 $\leq 56000 \text{ mm}^2$
- Campata 3-4  $A_s = 804,248 \text{ mm}^2 \geq 933,66 \text{ mm}^2$   
 $\leq 56000 \text{ mm}^2$

#### 5.16.4\_Determinazione e verifica dell'armatura trasversale

Le travi devono prevedere armatura trasversale resistente a taglio costituita da staffe.

La **normativa** prevede:

- $A_{sw} \geq 1,5 \cdot b \text{ mm}^2/\text{m} = 1,5 \cdot 500 = 750 \text{ mm}^3/\text{m}$   
dove  $b$  è lo spessore minimo dell'anima in millimetri ( $b = 500 \text{ mm}$ )
- Un minimo di 3 staffe al metro
- $s \leq 0,8 \cdot d = 0,8 \cdot 126 = 100,8 \text{ cm}$  e  $s \leq 30 \text{ cm}$
- in prossimità degli appoggi è necessario che le staffe siano più fitte per un tratto pari almeno a  $d$  (altezza utile)  $s \leq 12\varnothing_c$  ( $\varnothing_c =$  diametro minimo delle barre longitudinali = 16 mm)  
 $s \leq 12 \cdot 1,6 = 19,2 \text{ cm}$

Inoltre è opportuno rispettare anche alcune prescrizioni per le costruzioni in **zona sismica**:

Nelle zone critiche devono essere previste staffe di contenimento; la prima staffa deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo del pilastro, le successive devono essere sottoposte a un passo tale che:

$$s \leq \{d/4; 225 \text{ mm}; 8\varnothing_c; 24\varnothing_{st}\}$$

$$s \leq \{315 \text{ mm}; 225 \text{ mm}; 128 \text{ mm}; 240 \text{ mm}\}$$

Per le **staffe** vengono usati  $\varnothing 10$ , essendo staffe a due braccia l'area dell'armatura trasversale vale:

$$A_{sw} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot \varnothing_{st}^2}{4} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot \varnothing_{st}^2}{4} = 157,080 \text{ mm}^2$$

Per determinare il passo delle staffe è sufficiente imporre la condizione:  $A_{sw} \geq 750 \text{ mm}^3/\text{m}$

$$\frac{750}{157,080} = 4,8 \quad \rightarrow \quad \text{Si ipotizzano 5 staffe per metro} \quad \rightarrow \quad \text{Si assume} \quad s = 18 \text{ cm}$$

In prossimità degli appoggi le staffe sono affittite, assumono un passo pari a  $s = 8 \text{ cm}$  per un tratto lungo 160 cm ( $d = 130 \text{ cm}$ ).

Per elementi con armatura trasversale resistente a taglio la verifica di resistenza a taglio si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad \text{Dove } V_{Ed} = \text{Valore di calcolo delle sforzo di taglio agente}$$

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot\alpha + \cot\theta) \cdot \text{sen}\alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot\alpha + \cot\theta}{1 + \cot^2\theta}$$

Dove:  $b_w = 500 \text{ mm}$  è la larghezza minima della sezione in mm

$d = 1260 \text{ mm}$  è l'altezza utile della sezione

$A_{sw} = 157,080 \text{ mm}^2$  è l'area dell'armatura trasversale

$s$  è l'interasse tra due armature trasversali consecutive

$\alpha_c = 1$  coefficiente maggiorativo per membrature non compresse

$\alpha = 90^\circ$  è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave

$\theta = 45^\circ$  è l'angolo di inclinazione delle bielle di calcestruzzo compresse rispetto all'asse della trave

$f_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$  è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima  
 $= 7,084 \text{ N/mm}^2$

Si verifica quindi ogni zona con staffatura uniforme in corrispondenza del taglio massimo.

$$\begin{aligned} V_{Rsd} &= 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot\alpha + \cot\theta) \cdot \sin\alpha = \\ &= 0,9 \cdot 1260 \cdot \frac{157,080}{80} \cdot 391,304 \cdot (0 + 1) \cdot 1 = 871,281 \text{ kN} && \text{Ø10/8''} \\ &= 0,9 \cdot 1260 \cdot \frac{157,080}{200} \cdot 391,304 \cdot (0 + 1) \cdot 1 = 348,512 \text{ kN} && \text{Ø10/20''} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{Rcd} &= 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot\alpha + \cot\theta}{1 + \cot^2\theta} = \\ &= 0,9 \cdot 1260 \cdot 300 \cdot 1 \cdot 7,084 \cdot \frac{0+1}{1+1} = 2409,977 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{Rd} &= \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) = 871,281 \text{ kN} && \text{Ø10/8''} \\ &= 348,512 \text{ kN} && \text{Ø10/20''} \end{aligned}$$

Si è visto che il taglio massimo si ha in corrispondenza dell'appoggio 2 relativo alla campata 1-2. Si determina quindi, con tale condizione di carico, il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente nelle sezioni in cui viene effettuata la verifica:

Ø10/8'' → La verifica va effettuata nella sezione a filo del pilastro

$$\rightarrow z = 20 \text{ cm} = 0,2 \text{ m}$$

$$V_{2-1} = 675,423 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{Ed} = T(z) = V_{2-1} - q_t \cdot z = 675,423 - 240,363 \cdot 0,2 = 627,350 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 871,281 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 627,350 \text{ kN} \quad \text{La verifica è soddisfatta.}$$

Ø10/20” → La verifica va effettuata nella sezione in cui cambia il passo della staffatura

$$\rightarrow z = 180 + 20 = 200 \text{ cm} = 2,00 \text{ m}$$

$$V_{2-1} = 576,587 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = T(z) = V_{2-1} - q_t \cdot z = 576,587 - 240,363 \cdot 2,00 = 95,861 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 348,512 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 95,861 \text{ kN} \quad \text{La verifica è soddisfatta.}$$

## 6\_Applicazione al sito di progetto

La tecnologia basata su moduli in Xlam, progettata ed analizzata nei due precedenti capitoli, verrà ora applicata all'area di progetto localizzata nel quartiere Pilastro a Bologna, collocandosi nei confini della planimetria generale del progetto di tesi del laureando Fabio Pretelli (A.A. 2010/2011).



Al complesso abitativo che verrà sviluppato è stato dato il nome **piXlam**, fondendo le parole **Pilastro** (ovviamente dal nome del quartiere in cui è localizzato il progetto) ed Xlam, ovvero il materiale della tecnologia costruttiva utilizzata.

Il nome piXlam è quindi nato dal fatto di voler realizzare un progetto che utilizza sì tecnologie ad alto livello di prefabbricazione e quindi standardizzate, ma che verranno comunque personalizzate alle caratteristiche del contesto locale (nei colori, altezze ed organizzazione compositiva).

## 6.1\_Caratteristiche del sito

La planimetria del progetto da realizzarsi nel quartiere Pilastro prevede di realizzare dei nuovi edifici in linea per creare delle corti andando a “chiudere” gli edifici ad U che attualmente definiscono il quartiere Pilastro.



Fig. 6.1 Planimetria generale dell'intervento sul quartiere Pilastro con evidenziato (in rosso) l'area dove verrà progettato il complesso piXlam



Figg. 6.2 – 6.3 Alcune foto di edifici attualmente presenti nel quartiere pilastro che evidenziano alcune caratteristiche architettoniche (altezze e cromie)

L'area presenta un'alta densità abitativa, con edifici alti in media almeno 8-9 piani, esteticamente caratterizzati dai colori tipici di Bologna (giallo oca e rosa mattone).

L'analisi effettuata sull'ultimo bilancio demografico di quartiere disponibile (2010)

evidenza che circa 1/3 della popolazione ha tra i 25 e i 45 anni (famiglie con bambini) mentre i 2/3 sono tra i 46 e i 70 anni, pertanto il nuovo edificio verrà realizzato prevedendo alloggi in gran parte di piccole e medie dimensioni, più adatti a coppie anziane, single, e famiglie con 2, massimo 3 figli. Inoltre, dai sopralluoghi effettuati sul sito, risulta la scarsa presenza di attività commerciali/ristorative nella zona, che riqualificherebbero la qualità urbana dell'area se presenti in numero maggiore.

Dalle caratteristiche del sito appena viste il nuovo edificio progettato avrà queste caratteristiche:

- altezza complessiva di 8 piani;
- appartamenti di dimensione medio/piccola;
- presenza di spazi dedicati ad attività commerciali.

In questo caso i piani destinati ad attività commerciali saranno quelli con i moduli disposti in direzione ortogonale rispetto agli altri, non essendo necessaria la ventilazione trasversale come per i moduli residenziali.

## 6.2\_Piante di progetto

Utilizzando i moduli prefabbricati illustrati nel capitolo 4, sono stati progettati 2 piani tipo (piano tipo A e piano tipo B) ed un piano uffici che verranno ora analizzati in dettaglio.

### 6.2.1\_Pianta del piano tipo A

Il piano tipo A è composto da 9 alloggi caratterizzati dal cavedio collocato in posizione centrale rispetto al singolo modulo.

Gli alloggi sono disposti in tre gruppi, definiti dalle aree rettangolari della planimetria generale.

### 6.2.2\_Pianta del piano tipo B

Anche il piano tipo B risulta composto da 9 alloggi, ma con uno sfalsamento in direzione longitudinale di 1,5 m rispetto al piano tipo A.

Proprio per questo motivo, come meglio specificato nel capitolo 4, i cavedi sono collocati lungo la parte laterale dei moduli abitativi, per avere l'allineamento verticale con i cavedi del piano tipo A.

Come risulta meglio osservabile nell'immagine seguente, lo sfalsamento di 75 cm in direzione trasversale permette di realizzare balconi lungo il lato Nord, e ballatoi lungo il lato Sud.

Come si nota nella stessa immagine, sono stati utilizzati 2 vani scala, per rispettare le prescrizioni del regolamento dei vigili del fuoco che impongono la presenza di un vano scala ogni 50 m.

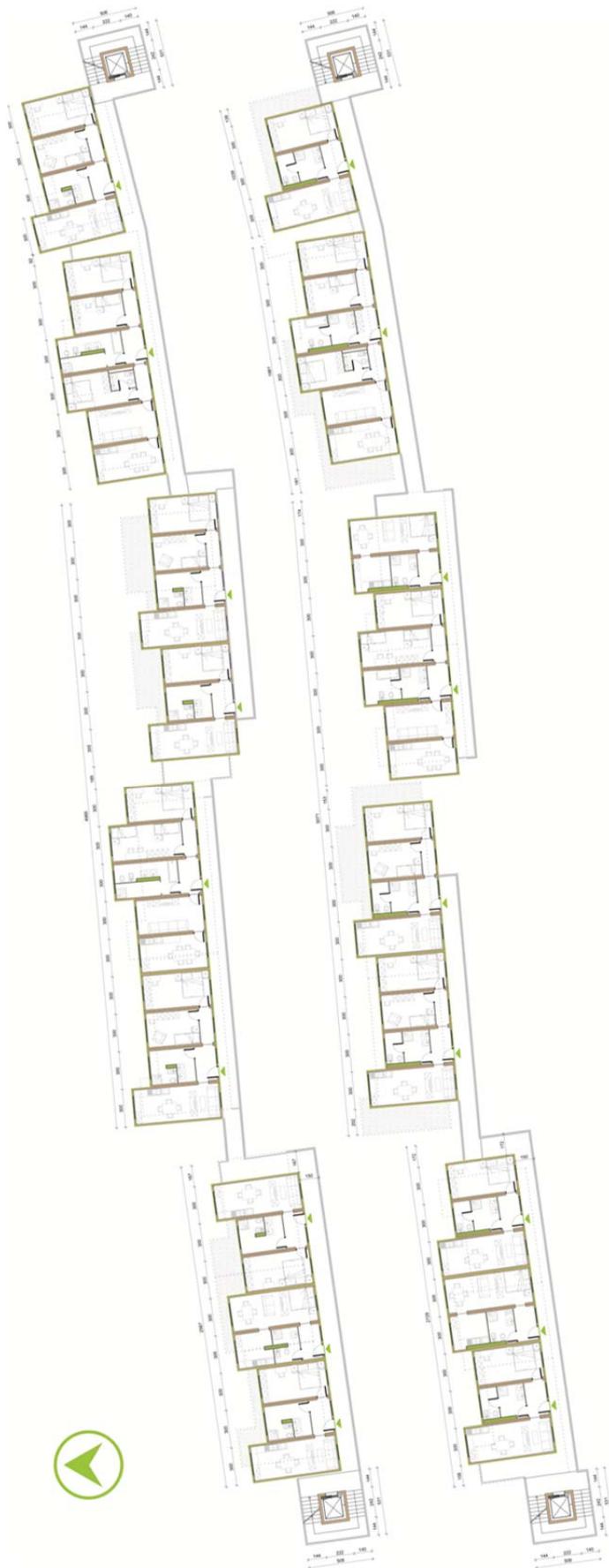


Fig. 6.4 Piante del piano tipo A (a sinistra) e del piano tipo B (a destra)

### **6.2.3\_Pianta del piano Commerciale**

A differenza dei piani tipo A e B, sostanzialmente identici escludendo lo slittamento longitudinale e trasversale, il piano destinato ai negozi presenta caratteristiche del tutto peculiari.

Come infatti specificato nel capitolo 4, in questo piano vengono usati moduli abitativi disposti in direzioni ortogonale rispetto a quelli dei piani tipo residenziali; questo permette di aumentare la rigidezza strutturale complessiva del complesso residenziale ed enfatizza la differenziazione d'uso di questo piano rispetto a quelli residenziali.

Il piano commerciale è stato utilizzato nel progetto per realizzare il piano terra ed il quarto piano, facendo da legante per gli altri piani.

Mentre nel piano terra non si hanno particolari problemi per quanto riguarda la circolazione orizzontale, nel quarto piano la circolazione dei clienti avviene prevalentemente all'interno delle gallerie formate dai negozi (ciascuno realizzato assemblando 3 moduli ad uso commerciale) mentre lungo i lati esterni la circolazione, riservata prevalentemente al personale di servizio, avviene lungo i ballatoi, completamente realizzati come elementi a sbalzo di 1,5 m.



Fig. 6.5 Pianta del piano tipo Commerciale (in questo caso al piano terra)

#### 6.2.4\_Pianta del piano Interrato

Come già visto nel capitolo 5, per ridurre le forze orizzontali che sollecitano una struttura così alta (8 piani) è stato fondamentale l'utilizzo di isolatori sismici, collocati nel piano interrato.

L'intero complesso abitativo poggia infatti su 4 platee di fondazione in c.c.a., ognuna delle quali poggia su vari isolatori sismici fissati a pilastri prefabbricati in acciaio; i quali sono a loro volta fissati su una seconda platea di fondazione sempre in c.c.a..

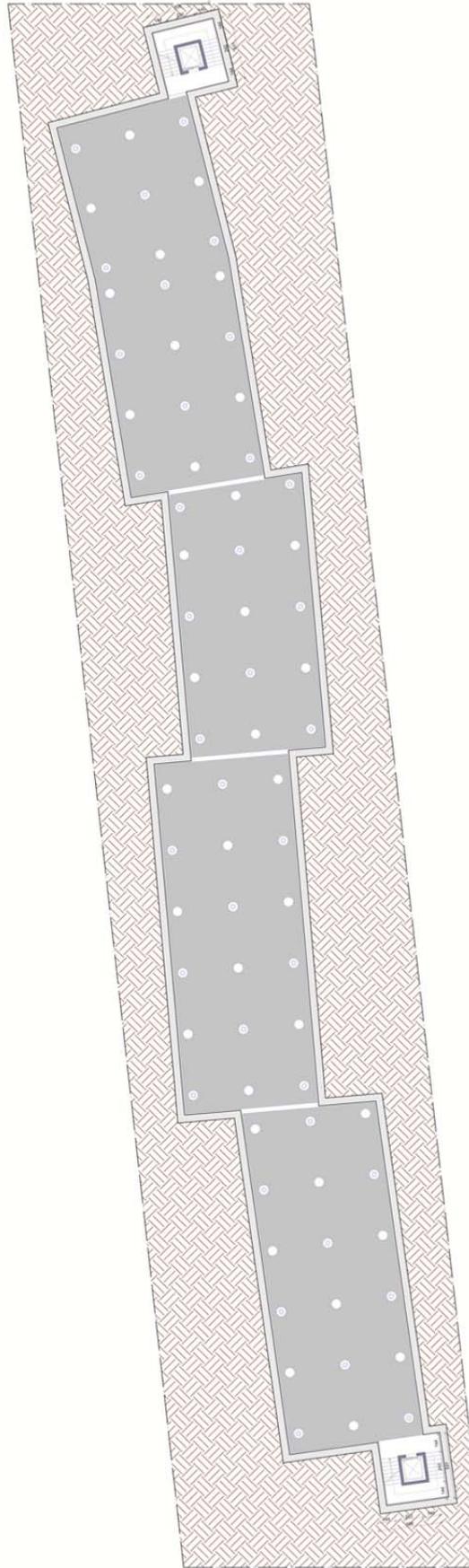


Fig. 6.6 Pianta del piano interrato con i pilastri a supporto degli isolatori

### 6.3\_Prospetti del progetto

Dato l'elevato livello di prefabbricazione raggiunto nella progettazione dei moduli abitativi, i prospetti nascono come conseguenza dell'organizzazione dei suddetti moduli scelta in pianta, limitando le possibilità compositive "in alzato".

Per evitare che il complesso PiXlam abbia l'aspetto di un insieme di container sovrapposti, si è deciso di intervenire sugli "accessori", ovvero progettando rivestimenti, parapetti e frangisole in modo da dare compattezza ed originalità all'intero complesso abitativo.

#### 6.3.1\_Prospetto Lato Nord

Come si rileva dalle piante, il prospetto in direzione Nord è quello dove si rileva la presenza dei ballatoi.

Dato l'orientamento del prospetto, le finestre che danno sul ballatoio non sono state schermate da frangisole, inoltre, come specificato nel capitolo 4, la privacy degli utenti è garantita dal fatto di utilizzare finestre rialzate.

Per dare unitarietà al prospetto si è optato per l'utilizzo di parapetti pieni composti da due parti differenti, ovvero una parte inferiore realizzata in Xlam rivestito, ed una parte superiore con il corrimano in acciaio supportato da piccoli montanti sempre in acciaio.

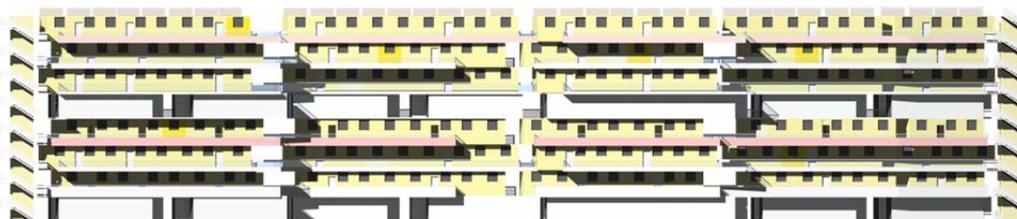


Fig. 6.7 Prospetto Lato Nord (lato ballatoi)

### 6.3.2\_Prospetto Lato Sud

Nel prospetto collocato in direzione Sud, per limitare l'esposizione solare durante i mesi estivi sono stati collocati dei frangisole composte da lamelle il polimero a base legnosa WPC montate su telaio in alluminio fissato alla parete esterna.

Questo telaio prosegue oltre la copertura per 1,10 m, in modo da fare da supporto anche per il parapetto dei piani superiori.

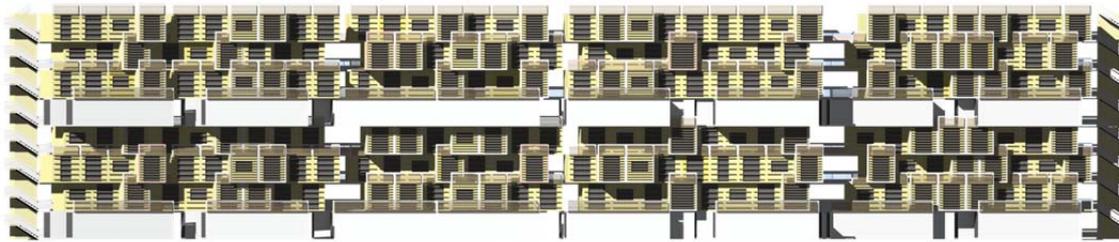


Fig. 6.8 Prospetto Lato Sud (lato balconi)

### 6.3.3\_Rivestimenti e cromie

Sulle pareti esterne dei moduli è stato collocato un rivestimento esterno realizzato in profilato plastico-legnoso WPC tinto nei colori bianco per i 2 piani dedicati ad uso commerciale/uffici e tinte di giallo per i piani ad uso residenziale.

In particolare, sono state utilizzate tinte di giallo più scuro man mano che la facciata sia arretrata rispetto all'esterno, in maniera da esaltare la sensazione di profondità.

Specificatamente per il lato Sud, per i telai metallici a supporto dei frangisole e parapetti sono stati utilizzati i colori grigio metallico (alluminio al naturale) bianco e rosa bolognese, in maniera da uniformarsi anche con i colori degli altri edifici del quartiere Pilastro.

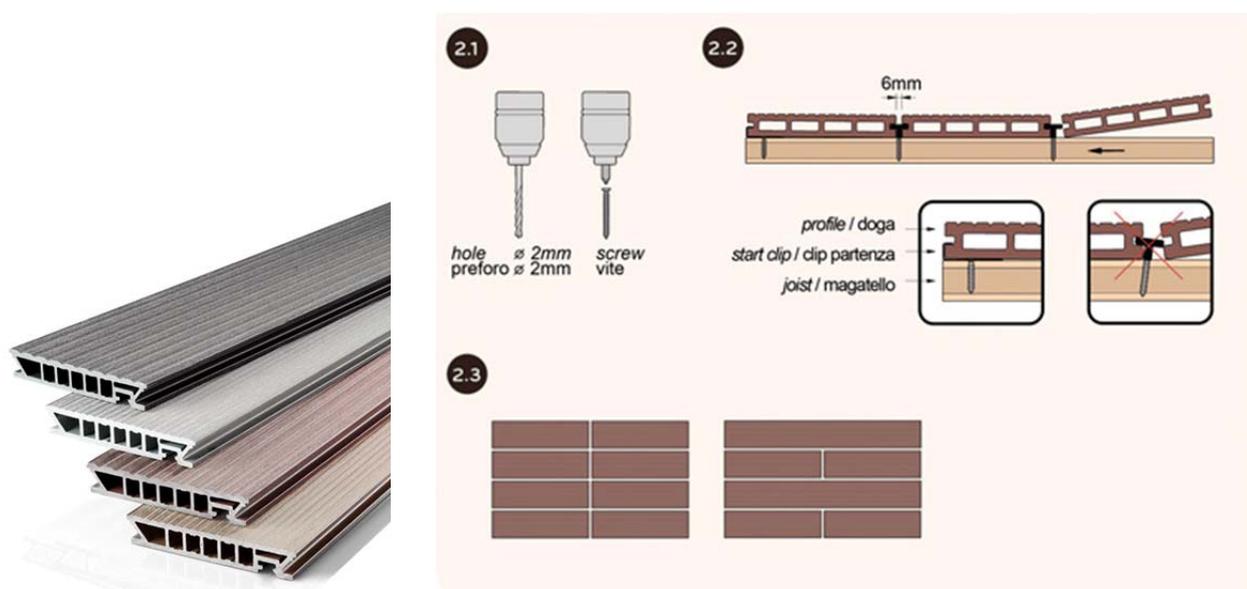


Fig. 6.9 Immagini dei colori disponibili dei rivestimenti in WPC e schema descrittivo del montaggio

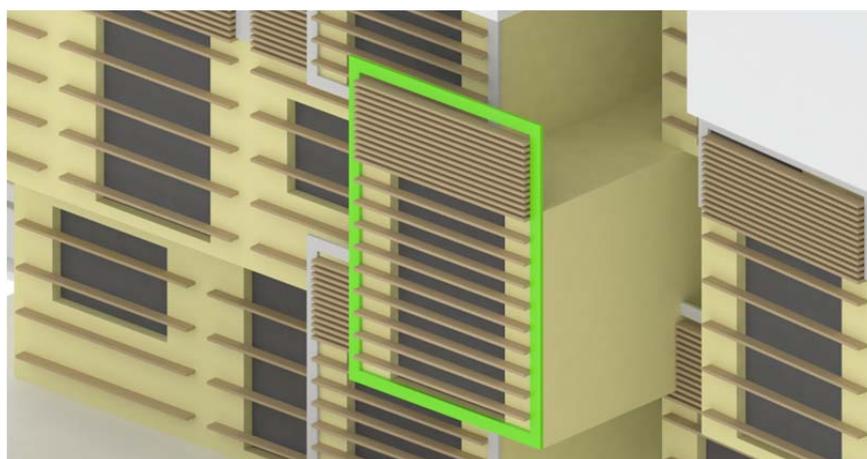


Fig. 6.10 Assonometria del telaio porta frangisole e porta parapetto (colorato in verde)

#### 6.4\_Fasi di costruzione

A titolo esemplificativo, verranno ora illustrate le principali fasi necessarie alla realizzazione del complesso PiXlam.

Data infatti l'elevato tasso di prefabbricazione ipotizzato nella realizzazione dei moduli, la costruzione dell'intero complesso abitativo può ricondursi alle seguenti fasi:

- Fase 1

In questa fase iniziale verranno ovviamente realizzati gli sbancamenti necessari ad ospitare le opere di fondazione;

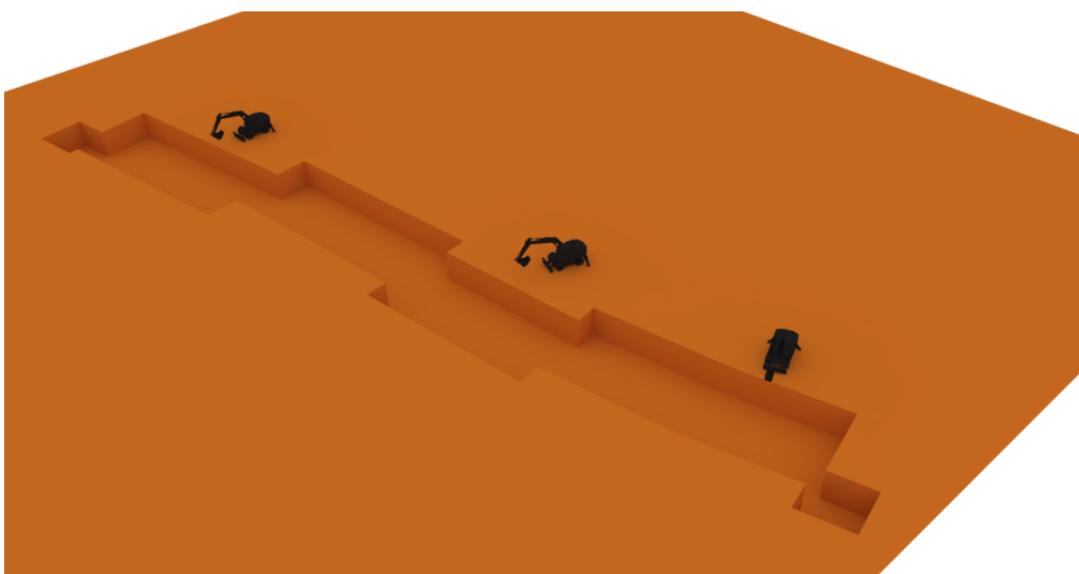


Fig. 6.11 Realizzazione delle opere di sbancamento

- Fase 2

Terminati gli scavi e le casserature, si procederà con il getto del c.c.a. per realizzare la platea di fondazione di base, verranno poi fissati i pilastri tubolari in acciaio ed i relativi isolatori sismici, e verrà infine gettata la seconda platea in c.c.a.;

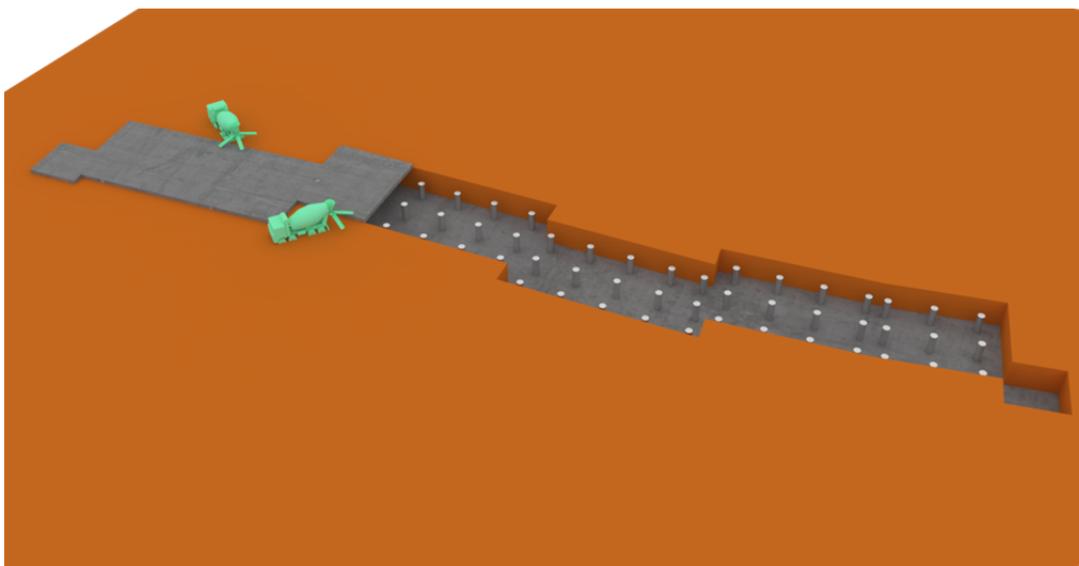


Fig. 6.12 Costruzione della fondazione in c.c.a.

- Fase 3

Mentre in cantiere vengono terminate le fondazioni, nello stabilimento verranno preparate le lastre in Xlam che fanno da parete ai moduli, realizzando già le aperture, installando gli infissi e le fresature e forature per impianti e collegamenti.

Le pareti verranno caricate smontate sui camion diretti al cantiere, in modo da poter portare 2 moduli con un solo viaggio, portare invece il modulo già montato avrebbe comportato maggior ingombro e la necessità di trasportare un solo modulo a viaggio;



Fig. 6.13 Trasporto in cantiere dei moduli smontati

- Fase 4

Una volta scaricati i pannelli-parete in cantiere, verranno montati i moduli a terra seguendo le istruzioni di montaggio fornite dallo stabilimento produttore;



Fig. 6.14 Montaggio in cantiere dei moduli abitativi

- Fase 5

Una volta assemblati i moduli abitativi, verranno collocati in sede tramite una opportuna gru e fissati con le viti autoforanti in numero determinato in fase di progettazione, come meglio specificato nel capitolo 5;

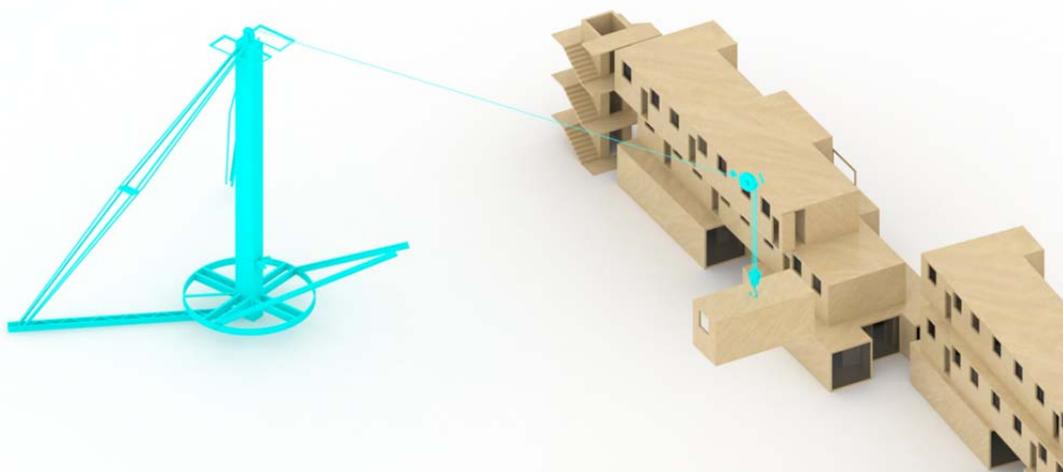


Fig. 6.15 Posa e fissaggio in sede dei moduli abitativi

- Fase 6

Dopo che sono stati collegati tutti i moduli, ballatoi e parapetti, si procederà con l'applicazione dei rivestimenti e delle rifiniture, montando poi nel lato Sud i telai con i relativi parapetti e frangisole.



Fig. 6.16 Posa dei rivestimenti e delle finiture

### 6.5\_Manutenzioni e Sostituzioni future

Considerata l'elevata modularità e prefabbricazione raggiunti nel complesso PiXlam, è possibile considerare anche la possibilità di sostituire un modulo nel futuro, nel caso il modulo risulti degradato o nel caso debba essere sostituito con un modulo di maggiori o minori dimensioni per soddisfare le esigenze del nucleo familiare.

Verranno ora illustrate le principali fasi necessarie alla sostituzione di un modulo nel futuro:

- Fase 1

Dopo opportune perizie o richiedi degli utenti, verranno individuati i moduli che necessitano sostituzione;



Fig. 6.17 Individuazione dei moduli da sostituire (colorati in figura in verde)

- Fase 2

Dopo aver messo in sicurezza l'area, si procederà a far slittare il modulo verso l'esterno (la spinta può eventualmente essere fornita da bracci meccanici);

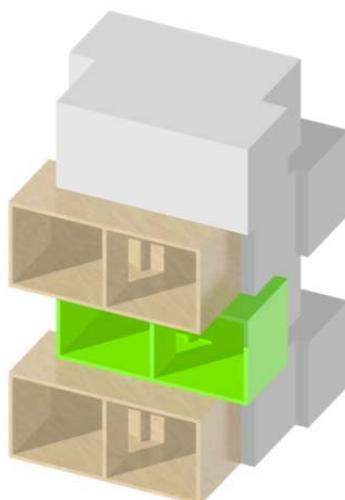


Fig. 6.18 Slittamento verso l'esterno del modulo abitativo

- Fase 3

Man mano che il modulo procede verso l'esterno, verranno collocati puntelli ed armature a sostegno dei moduli dei piani superiori;

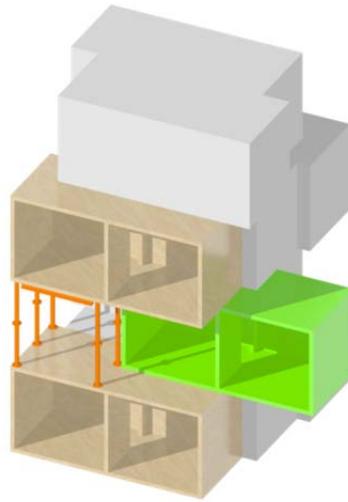


Fig. 6.19 Puntellamento dei moduli che rimangono senza supporto

- Fase 4

Rimosso completamente il vecchio modulo, la sua funzione sarà svolta da puntelli ed armature;

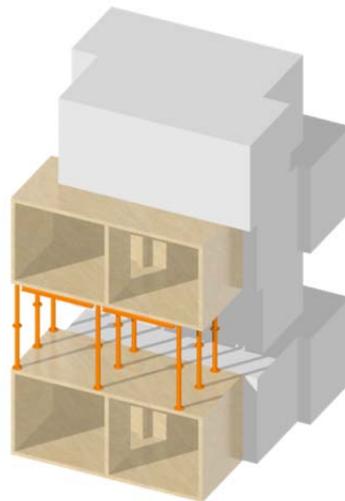


Fig. 6.20 Puntellamento completo dei moduli superiori

- Fase 5

Verrà inserito il nuovo modulo (già pre-montato a terra) rimuovendo gradualmente le puntellature;

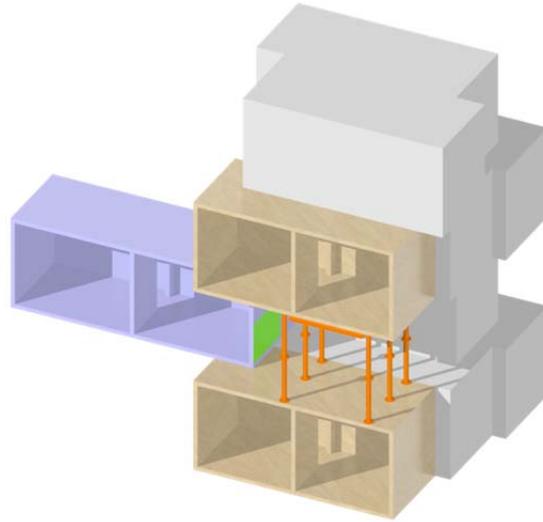


Fig. 6.21 Inserimento del nuovo modulo e progressiva rimozione dei puntelli

- Fase 6

Inserito completamente il nuovo modulo, si procederà ai collegamenti definitivi e verranno applicati i nuovi rivestimenti.

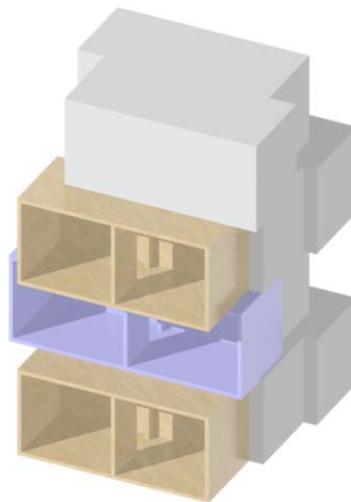


Fig. 6.22 Inserimento completo del nuovo modulo

## 7\_Conclusioni

L'ipotesi alla base di questa tesi di laurea, ovvero ottimizzare le prestazioni del materiale Xlam elaborando una nuova modalità costruttiva basata su moduli a comportamento tubolare, ha comportato diverse sfide dal punto di vista progettuale.

Innanzitutto è stato necessario analizzare le caratteristiche strutturali del legno e dell'Xlam come materiale da costruzione, studiando schemi statici e capacità resistenti delle sezioni.

È stata poi riscontrata un'altra difficoltà nella progettazione di una serie di alloggi comunque variegati e confortevoli, ma che fossero al tempo stesso scomponibili in una serie di moduli larghi 3 m (per agevolarne il trasporto in cantiere) e utilizzando solo 2 lunghezze diverse, rispettando comunque i dimensionamenti minimi fissati dal Decreto Ministeriale della Sanità del 1975.

Successivamente è stato necessario risolvere i problemi della circolazione orizzontale e verticale, degli impianti tecnologici ed idraulici e dei mezzi di connessione, ricorrendo a soluzioni (es. cavedi) che hanno più volte costretto a ricominciare più volte di seguito la progettazione.

Una volta soddisfatte le diverse necessità strutturali, impiantistiche, ambientali e di viabilità, è stato necessario elaborare soluzione che portassero ad una progettazione soddisfacente anche dal punto di vista compositivo ed estetico, studiando opportunamente cromie, rivestimenti, elementi decorativi e frangisole, che rendano il complesso PiXlam anche gradevole alla vista, conciliando i tre aspetti della nota triade vitruviana “*utilitas, firmitas, venustas*”.

Il progetto del complesso abitativo PiXlam, oggetto di questa tesi, è stato quindi impostato approfondendo diversi aspetti, da quelli strutturali a quelli compositivi, giungendo ad un risultato pienamente soddisfacente e che pone le premesse anche per una realizzazione pratica futura.

Ovviamente non si vuole dire che il complesso PiXlam è stato studiato e verificato alla perfezione in tutti i suoi dettagli, dato che infatti occorrerebbero anni e decine di progettisti per analizzare e migliorare i moduli, i sistemi di connessione, le tecnologie per ottenere la coibentazione migliore, i costi ed i tempi di realizzazione esecutiva etc... ma

con il lavoro fatto in questa tesi risulta senz'altro dimostrata sia la fattibilità esecutiva di un nuovo sistema di progettazione tagliato “su misura” per il materiale Xlam che le potenzialità offerte da un nuovo modo di concepire gli edifici non più come elementi monolitici, ma come aggregazioni quasi libere di cellule abitative a forma tubolare realizzate in Xlam.

## Bibliografia

- J. Natterer, T. Herzog, M. Volz, *Grande atlante di architettura: Atlante del Legno*, Ed. UTET, 1999
- Kotnik Jure, *Container Architecture*, Ed. LINKS INTERNATIONAL, 2008
- Carla De Fino, *Il recupero sostenibile dell'edilizia dei primi decenni del Ventesimo Secolo mediante materiali e tecniche innovative*, Ed. Consiglio Regionale della Basilicata, 2008
- G. Bertolaso, G. M. Calvi, F. Gabrielli, M. Stucchi, G. Manfredi, M. Dolce, *L'AQUILA: il progetto C.A.S.E.*, Ed. IUSS Press, 2010
- Martelli, U. Sannino, A. Parducci, F. Braga, *Moderni sistemi e tecnologie antisismici: Una guida per il progettista*, Ed. 21<sup>mo</sup> Secolo, 2007
- V. Esposito, *Social Housing Lo Scenario Il Progetto Il ruolo della produzione*, pp. 35-38, Per. MODULO n.365/2011
- T. Villani, *Edilizia sociale in Europa: sistemi costruttivi e prodotti in legno*, pp.90-95, Per. LEGNOARCHITETTURA n.6/2012
- M. Piazza, R. Tomasi, R. Modena, *Strutture in legno*, Ed. HOEPLI, 2009
- V. Cobetto, *Esperienze di successo per il Social Housing europeo ed italiano*, XIV Conferenza SIU, 24/25/26 Marzo 2011
- Bernasconi, *Xlam: proprietà e caratteristiche di un materiale innovativo*, Convegno L'altro massiccio – caratteristiche e possibilità d'impiego del materiale,

Novembre 2008

- G. Bignotti, *Sempre più in alto: la nuova tendenza delle costruzioni in legno è costituita dagli edifici multipiano*, pp. 140-147, Per. RUBNER HOLZBAU, 2011

## Sitografia

- <http://www.promolegno.com/corso-edifici-in-legno/materiali-corso-edifici.htm?L=0>

Bernasconi, *Materiale: caratteristiche, proprietà e prestazioni*

Bernasconi, *Calcolo: basi, normative, documenti di riferimento ed esecuzione*

Tomasi, *Connessioni e collegamenti: principi ed applicazioni*

Gantioler, *Fisica tecnica*

Follesa, *Edifici Xlam e la sismica*

Follesa, *Edifici Xlam e il fuoco*

- <http://www.metsawood.it/prodotti/leno/datitecnici/Pages/Default.aspx>

Caratteristiche meccaniche e geometriche pannelli Xlam

- <http://www.rothoblaas.com/it/ru/prodotti/rothofixing.html#p.documentazione-tecnica>

Documentazione tecnica viti HBS

Documentazione tecnica Piastre angolari WB

## Documentazione tecnica Piastre *Hold Down* TITAN

- <http://www.rothoblaas.com/it/ru/prodotti/rothofixing.html#p.software.software-rothoblaas>

## Verifica viti tramite web-software ROTHO-ENGINEER

- [http://www.dica.unict.it/users/agheresi/AggProfess/Corsi3274/Teramo\\_06/bn6/Teramo2006-11-1%20bn6](http://www.dica.unict.it/users/agheresi/AggProfess/Corsi3274/Teramo_06/bn6/Teramo2006-11-1%20bn6)

## Chiarimenti su verifica strutture con isolatori sismici

- <http://www.progettosofie.it/>

## Studio del comportamento di edifici multipiano sottoposti a sisma

- <http://www.dataholz.it/it/>

Dettagli costruttivi pareti esterne

Dettagli costruttivi pareti interne

Dettagli costruttivi giunti pareti esterne

Dettagli costruttivi giunti solai

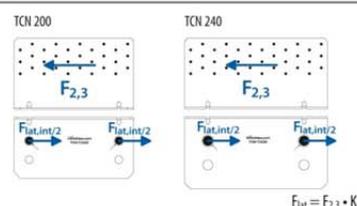
Dettagli costruttivi collegamento balconi

## Appendice\_A

### Caratteristiche meccaniche delle piastre angolari a taglio

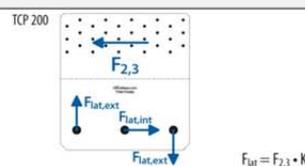
#### DATI TECNICI - GIUNZIONE A TAGLIO LEGNO - CEMENTO

TITAN TCN		Resistenza a taglio $R_{2,3}$					
TYP TCN	Fissaggio fori		Chiodi Anker $\varnothing 4,0 \times 60$		Viti per piastre (LBS) $\varnothing 5,0 \times 50$		1 Sollecitazione tasselli 2 $K_{t \perp}$ 3 int <sup>(1)</sup> 3 ext
	Cemento	Legno	$R_{zul}$ [KN]	$R_k$ [KN]	$R_{zul}$ [KN]	$R_k$ [KN]	
	$n_{conn}$ [pz. x d]	$n_{conn}$ [pz.]					
TCN 200	2 x $\varnothing 12$	30	9,6	22,1	11,5	26,5	0,76 0,97
TCN 240	2 x $\varnothing 16$	36	13,2	30,3	15,8	36,3	0,74 1,00



Utilizzando 2 angolari TITAN TCN per singola giunzione, le resistenze di progetto raddoppiano.

TITAN TCP		Resistenza a taglio $R_{2,3}$					
TYP TCP	Fissaggio fori		Chiodi Anker $\varnothing 4,0 \times 60$		Viti per piastre (LBS) $\varnothing 5,0 \times 50$		1 Sollecitazione tasselli 4 $K_{t //}$ int ext
	Cemento	Legno	$R_{zul}$ [KN]	$R_k$ [KN]	$R_{zul}$ [KN]	$R_k$ [KN]	
	$n_{conn}$ [pz. x d]	$n_{conn}$ [pz.]					
TCP 200	3 x $\varnothing 12$	30	10,9	24,9	10,9	24,9	1,00 0,98



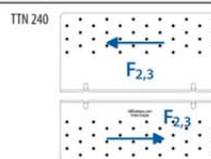
Utilizzando 2 piastre TITAN TCP per singola giunzione, le resistenze di progetto raddoppiano.

#### Note:

- $F_{2,3}$  è la forza di taglio effettivamente agente sulla flangia verticale dell'angolare;  $F_{lat}$  è la forza di taglio laterale agente sul tassello.
- Il fissaggio dei tasselli al cemento è da verificare a parte sulla base delle forze sollecitanti i tasselli stessi e determinabili attraverso i coefficienti  $K_{t \perp}$  e  $K_{t //}$ .
- Soltanto 2 dei fori della flangia orizzontale vanno tassellati; sui tasselli agisce una forza di taglio pari a:  $F_{lat} = K_{t \perp} \cdot F_{2,3}$  che si ripartisce uniformemente sui 2 tasselli.
- E' preferibile tassellare i 2 fori interni e dunque:  $F_{lat} = K_{t \perp, int} \cdot F_{2,3}$ ; se questo non è possibile, si tassellano i 2 fori esterni e dunque:  $F_{lat} = K_{t \perp, ext} \cdot F_{2,3}$ .
- Tutti i 3 fori della piastra vanno tassellati; sul tassello centrale agisce la forza  $F_{lat, int} = K_{t //, int} \cdot F_{2,3}$ ; su ciascun tassello laterale agisce la forza  $F_{lat, ext} = K_{t //, ext} \cdot F_{2,3}$ .

#### DATI TECNICI - GIUNZIONE A TAGLIO LEGNO - LEGNO

TITAN TTN		Resistenza a taglio $R_{2,3}$				
TYP TTN	Fissaggio fori		Chiodi Anker $\varnothing 4,0 \times 60$		Viti Per Piastre (LBS) $\varnothing 5,0 \times 50$	
	legno	legno	$R_{zul}$ [KN]	$R_k$ [KN]	$R_{zul}$ [KN]	$R_k$ [KN]
	$n_{conn}$ [pz.]	$n_{conn}$ [pz.]				
TTN 240	36	36	16,5	37,9	20,3	46,7



Utilizzando 2 angolari TITAN TTN per singola giunzione, le resistenze di progetto raddoppiano.

#### Principi generali:

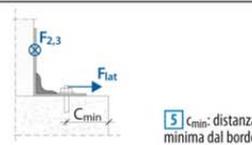
I valori ammissibili  $R_{zul}$  sono valori consigliati secondo normativa DIN 1052:1988.

I valori caratteristici  $R_k$  sono secondo normativa EN 1995:2009 in accordo all'ETA-11/0496; i valori di progetto si ricavano come segue:  $R_{d, TITAN} = \frac{R_k \cdot k_{mod}}{\gamma_m}$

I coefficienti  $\gamma_m$  e  $k_{mod}$  sono da assumersi in funzione della normativa utilizzata per il calcolo.

#### DATI TECNICI - GIUNZIONE SU CLS

TASSELLI			Resistenza a taglio				
$\varnothing$ Tassello [mm]	Tipologia tassello		$R_{zul}$ [KN]	$R_k$ [KN]	$\gamma_m$	Foro CLS [mm]	5 $C_{min}$ [mm]
$\varnothing 12$	Ancorante Avvitabile		11,4	30,0	1,8	10	70
$\varnothing 16$	Ancorante Chimico		21,3	39,0	1,25	18	80
$\varnothing 16$	Ancorante Metallico Pesante		17,2	37,9	1,5	16	100



#### Note:

- L'ancorante chimico è costituito da barre filettate in classe d'acciaio 5.8 (tipo INA) e ancorate al cemento con resina vinilestere per cls (cod. FE40055-56).
- I valori ammissibili  $R_{zul}$  dell'ancorante avvitabile, dell'ancorante chimico e dell'ancorante metallico sono valori consigliati in base alla normativa DIN1052:1988.
- I valori caratteristici  $R_k$  dell'ancorante avvitabile SKR sono in accordo ai test del Politecnico di Milano (Certificato di prova n° 2006/5205/1).
- I valori caratteristici  $R_k$  dell'ancorante chimico sono in accordo all'ETA-09/0078 e calcolati secondo il „Metodo di progettazione A“ (ETAG001).
- I valori caratteristici  $R_k$  dell'ancorante metallico pesante (tipo AB7) sono in accordo all'ETA-07/0067 e tengono già conto di un fattore di riduzione dovuto all'interasse.

#### Principi generali:

I valori di progetto dei tasselli si ricavano da quelli caratteristici come segue:  $R_{d, tassello} = \frac{R_k}{\gamma_m}$  con  $\gamma_m$  indicato in tabella.

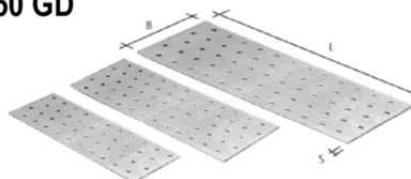
La verifica del tassello è soddisfatta se la resistenza di progetto è maggiore della sollecitazione di progetto:  $R_{d, tassello} \geq F_{d, lat}$ .

## Appendice\_B

### Caratteristiche meccaniche e geometriche delle piastre forate

18/07/2011

#### VALORI STATICI PIASTRE FORATE - Acciaio S250 GD



#### Verifica lato acciaio

$f_{u,k}$	330	N/mm <sup>2</sup>
$f_{y,k}$	250	N/mm <sup>2</sup>

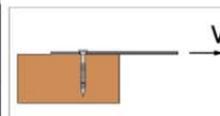
$\sigma_{amm}$  152 N/mm<sup>2</sup>

Spessore piastra [mm]	B [mm]	n° fori sezione	B netta [mm]	A <sub>tot</sub> [mm <sup>2</sup> ]	A <sub>netta</sub> [mm <sup>2</sup> ]	N <sub>amm</sub> [kN]	resistenza plastica	resistenza a rottura
							N <sub>1,k</sub> (γ <sub>M0</sub> ) [kN]	N <sub>2,k</sub> (γ <sub>M2</sub> ) [kN]
1,5	60	3	45	90,0	67,5	10,23	22,50	20,05
1,5	80	4	60	120,0	90,0	13,64	30,00	26,73
1,5	100	5	75	150,0	112,5	17,05	37,50	33,41
2,0	40	2	30	80,0	60,0	9,09	20,00	17,82
2,0	60	3	45	120,0	90,0	13,64	30,00	26,73
2,0	80	4	60	160,0	120,0	18,18	40,00	35,64
2,0	100	5	75	200,0	150,0	22,73	50,00	44,55
2,0	120	6	90	240,0	180,0	27,27	60,00	53,46
2,0	140	7	105	280,0	210,0	31,82	70,00	62,37
2,0	160	8	120	320,0	240,0	36,36	80,00	71,28
2,0	200	10	150	400,0	300,0	45,45	100,00	89,10

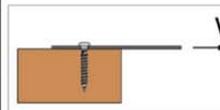
•Valori caratteristici Ni,k in accordo a EN 1993:2005

#### Verifica lato legno - giunzione acciaio/legno - 1 piano di taglio

Spessore piastra [mm]	CHIODI ANKER					
	V <sub>amm</sub> [kN]	V <sub>k</sub> [kN]				
		4,0 X L	4,0 X 40	4,0 X 50	4,0 X 60	4,0 X 75
s = 1,5 mm	0,71	1,12	1,38	1,45	1,52	1,65
s = 2,0 mm	0,71	1,11	1,38	1,45	1,52	1,65
s = 3,0 mm	0,71	1,31	1,62	1,69	1,75	1,89
s = 4,0 mm	0,71	1,52	1,84	1,92	1,99	2,12



Spessore piastra [mm]	VITI PER PIASTRE					
	V <sub>amm</sub> [kN]	V <sub>k</sub> [kN]				
		5,0 X L	5,0 X 25	5,0 X 40	5,0 X 50	5,0 X 60
s = 1,50 mm	0,53	0,86	1,41	1,74	1,89	2,03
s = 2,00 mm	0,53	0,96	1,51	1,70	1,79	1,89
s = 3,00 mm	0,53	1,28	1,85	1,97	2,07	2,16
s = 5,00 mm	0,53	1,31	1,91	2,03	2,13	2,22



•Valori caratteristici Ni,k in accordo a EN 1995:2004

**rothoblaas.com**

Rotho Blaas srl • Via Dell'Adige 2/1 • I-39040 Cortaccia (BZ) • Tel. +39 0471 81 84 00 • Fax +39 0471 81 84 84 • info@rothoblaas.com

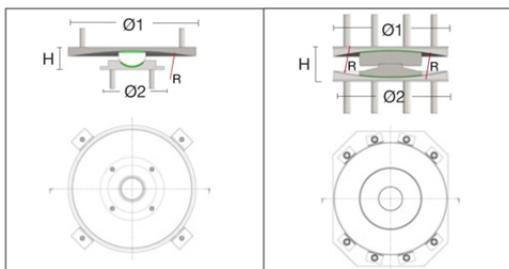
## Appendice\_C

### Caratteristiche meccaniche e geometriche degli isolatori sismici Alga

#### APS

#### Isolatori a pendolo scorrevole Friction pendulum isolators

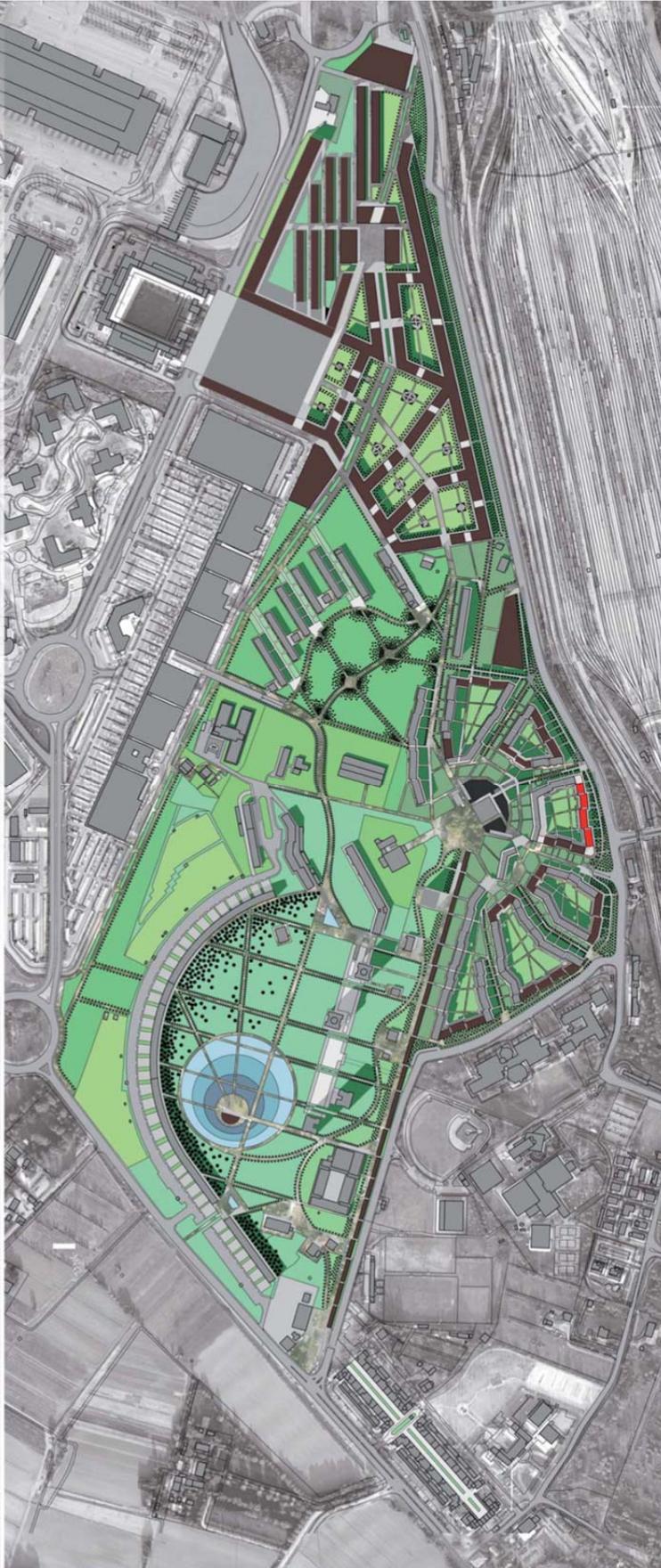
R = Raggio / Radius  
 Disp. = Spostamento / Displacement  
 SLU = Portata max SLU / Max load ULS  
 SLS = Portata max SLS / Max vertical load SLS  
 Kv = Rigidezza verticale / Vertical stiffness  
 Kg = Peso / Weight  
 Ø1 = Diametro superiore / Upper diameter  
 Ø2 = Diametro inferiore / Lower diameter  
 H = Altezza / Height



NOME / NAME	R	Disp	SLU	SLS	Kv	APS 1				APS 2			
						Kg	Ø1	Ø2	H	Kg	Ø1	Ø2	H
							(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)	(mm)
APS 1000/300	4000	±150	1000	700	2100000	100	500	200	100	90	350	350	110
APS 1000/400	4000	±200	1000	700	2100000	135	600	200	100	115	400	400	110
APS 1000/500	4000	±250	1000	700	2100000	190	700	200	100	150	450	450	110
APS 1000/600	4000	±300	1000	700	2100000	265	800	200	100	190	500	500	110
APS 1000/700	4000	±350	1000	700	2100000	360	900	200	100	240	550	550	110
APS 1000/800	4000	±400	1000	700	2100000	490	1000	200	100	305	600	600	110
APS 1500/300	4000	±150	1500	1000	2100000	125	530	230	105	120	380	380	120
APS 1500/400	4000	±200	1500	1000	2100000	165	630	230	105	150	430	430	120
APS 1500/500	4000	±250	1500	1000	2100000	225	730	230	105	185	480	480	120
APS 1500/600	4000	±300	1500	1000	2100000	305	830	230	105	235	530	530	120
APS 1500/700	4000	±350	1500	1000	2100000	410	930	230	105	295	580	580	120
APS 1500/800	4000	±400	1500	1000	2100000	550	1030	230	105	365	630	630	120
APS 2000/300	4000	±150	2000	1350	2100000	150	560	260	105	155	410	410	130
APS 2000/400	4000	±200	2000	1350	2100000	195	660	260	105	190	460	460	130
APS 2000/500	4000	±250	2000	1350	2100000	260	760	260	105	230	510	510	130
APS 2000/600	4000	±300	2000	1350	2100000	350	860	260	105	285	560	560	130
APS 2000/700	4000	±350	2000	1350	2100000	465	960	260	105	355	610	610	130
APS 2000/800	4000	±400	2000	1350	2100000	615	1060	260	105	435	660	660	130
APS 2500/300	4000	±150	2500	1700	2100000	185	590	290	110	195	440	440	140
APS 2500/400	4000	±200	2500	1700	2100000	240	690	290	110	235	490	490	140
APS 2500/500	4000	±250	2500	1700	2100000	310	790	290	110	285	540	540	140
APS 2500/600	4000	±300	2500	1700	2100000	405	890	290	110	345	590	590	140
APS 2500/700	4000	±350	2500	1700	2100000	530	990	290	110	425	640	640	140
APS 2500/800	4000	±400	2500	1700	2100000	690	1090	290	110	515	690	690	140
APS 3000/300	4000	±150	3000	2000	2100000	215	610	310	115	230	460	460	150
APS 3000/400	4000	±200	3000	2000	2100000	270	710	310	115	275	510	510	150
APS 3000/500	4000	±250	3000	2000	2100000	345	810	310	115	330	560	560	150
APS 3000/600	4000	±300	3000	2000	2100000	445	910	310	115	395	610	610	150
APS 3000/700	4000	±350	3000	2000	2100000	580	1010	310	115	480	660	660	150
APS 3000/800	4000	±400	3000	2000	2100000	750	1110	310	115	580	710	710	150
APS 4000/300	4000	±150	4000	2700	2100000	275	650	350	120	305	500	500	160
APS 4000/400	4000	±200	4000	2700	2100000	340	750	350	120	355	550	550	160
APS 4000/500	4000	±250	4000	2700	2100000	425	850	350	120	420	600	600	160
APS 4000/600	4000	±300	4000	2700	2100000	535	950	350	120	500	650	650	160
APS 4000/700	4000	±350	4000	2700	2100000	685	1050	350	120	595	700	700	160
APS 4000/800	4000	±400	4000	2700	2100000	870	1150	350	120	715	750	750	160
APS 5000/300	4000	±150	5000	3350	2100000	335	680	380	125	370	530	530	170
APS 5000/400	4000	±200	5000	3350	2100000	400	780	380	125	430	580	580	170
APS 5000/500	4000	±250	5000	3350	2100000	495	880	380	125	505	630	630	170
APS 5000/600	4000	±300	5000	3350	2100000	615	980	380	125	595	680	680	170
APS 5000/700	4000	±350	5000	3350	2100000	775	1080	380	125	705	730	730	170
APS 5000/800	4000	±400	5000	3350	2100000	975	1180	380	125	830	780	780	170



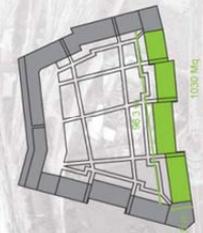




Composizione demografica del quartiere plastico (7° Circondamento 2001)

Uomini		Donne	
277	0-4	45-46	561
238	5-9	50-54	556
278	10-14	55-59	653
319	15-19	60-64	668
347	20-24	65-69	803
524	25-29	70-74	421
480	30-34	75-79	322
503	35-39	80-84	1160
502	40-44	85	1122

Edificio 8 progetto



Numero di piani considerato: 8  
Omogeneizzazione con gli edifici del contesto





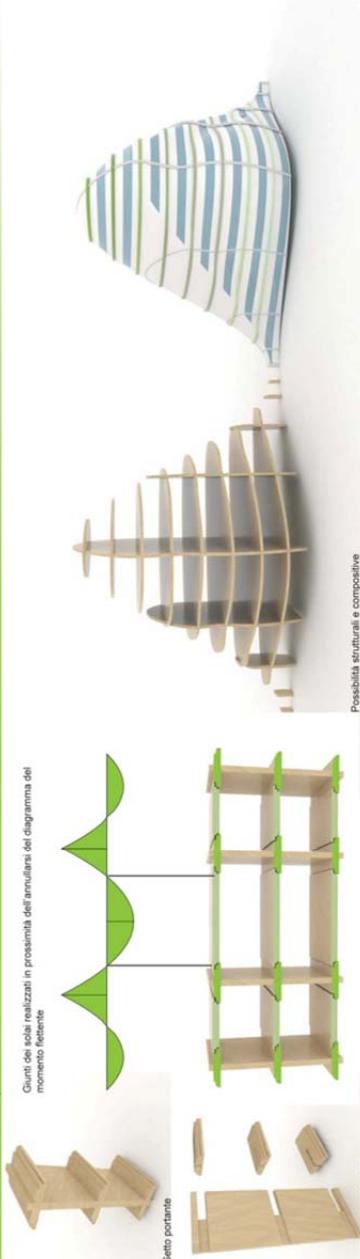


Studi preliminari sulle possibilità di prefabbricazione

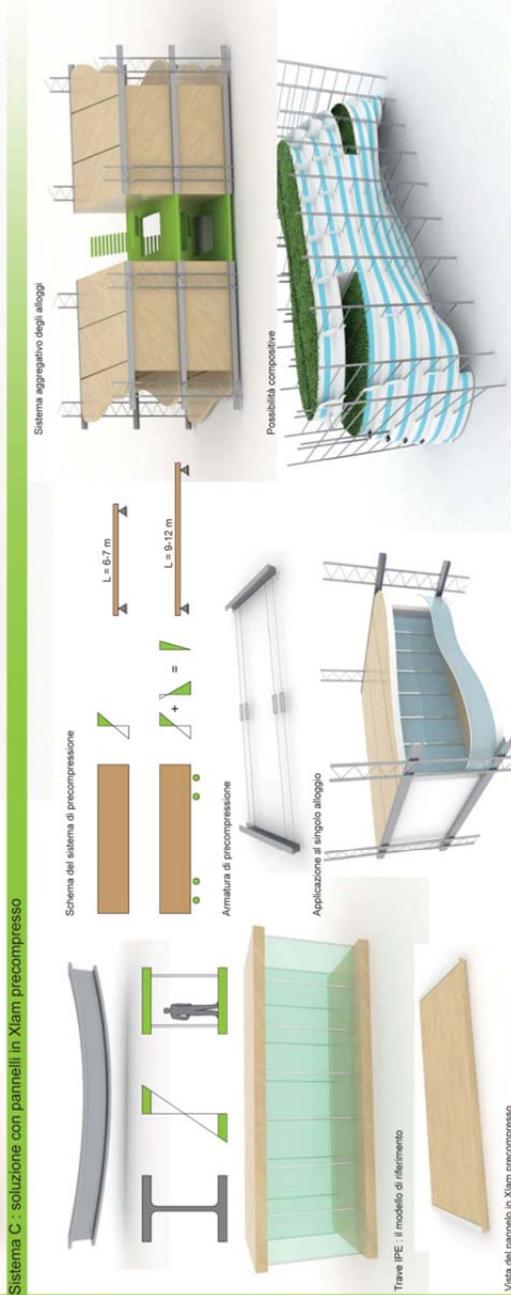
Sistema A - soluzione scatolare



Sistema B - soluzione a setti portanti

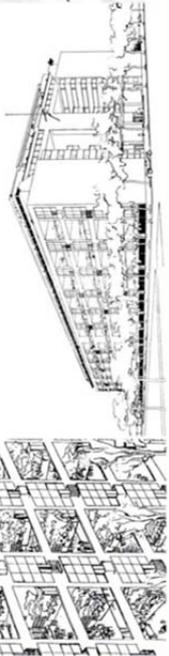


Sistema C - soluzione con pannelli in Xlam precompresso





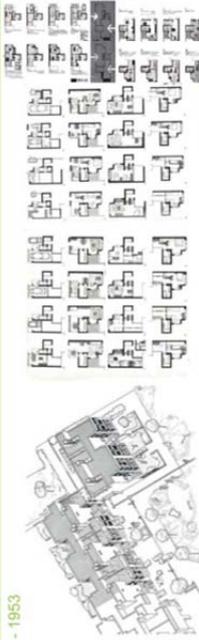
Le Corbusier - Immeuble Villas - 1922



**VANTAGGI**  
Organizzazione razionale  
Sovrapposizione di cellule Duplex  
120 unità abitative identiche  
Cellule abitative complete di ogni confort  
Corte centrale per i servizi comuni

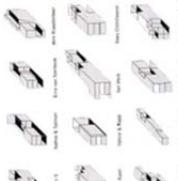
**DEFETTI**  
Nessuna adattabilità all'evoluzione dello stato di famiglia  
Variazione in facciata e planimetria

Herman Hertzberger - Alloggi Diagono - 1953



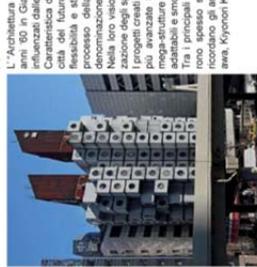
**SUPERFETTAZIONE:** fare apparire nella facciata esterna le variazioni provenienti dall'interno causate dalle esigenze degli utenti.  
Lo schacchiere è un semi-lavorato completabile liberamente dagli utenti.  
2 nuclei fissi in cui sono contenuti scale, bagno e cucina e unità abitative separate.  
Sovrapposizione e codificazione degli spazi.

West 8 - Borneo Sporenburg - 1990

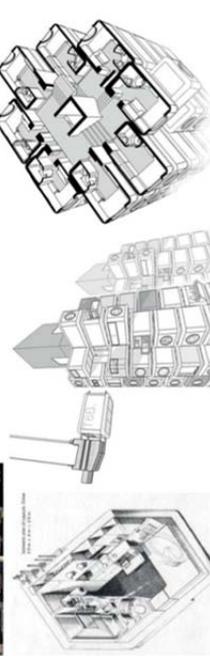


Single unità abitative sottoponibili a rapidi mutamenti.  
Ripetizione tradizionale presa come modello.  
I volumi non sono più masse definite ma diventano volumi sospesi in grado di essere modificati.  
Alloggi sono aperti, definendo un'unità con l'esterno.  
Architettura come vuoto spaziale, completamente modificabile.  
Le unità sono definite come volumi insieme di stanze, ma come spazio da costruire.

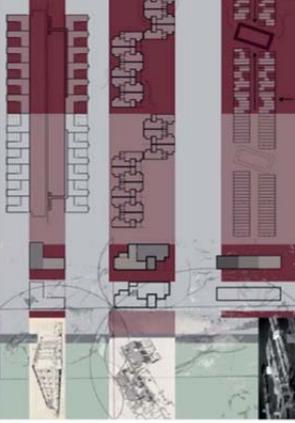
Architettura Metabolica - Giappone - 1958-1990



L'Architettura Metabolica ha origine all'inizio degli anni '50 in Giappone, da un gruppo di progettisti guidati da Kenzo Tange.  
Caratteristica di questo movimento è la visione di città del futuro caratterizzate dalla larga scala, flessibilità e strutture espandibili che rievocano il processo di crescita organica, da cui trae ispirazione il metabolismo.  
Nella loro visione, le tradizionali forme di organizzazione degli spazi e delle funzioni erano obsolete. I progetti creati erano caratterizzati dall'utilizzo delle strutture modulari e prefabbricate, che potevano essere adattate e smontate.  
Tra i principali esponenti del movimento, che agirono spesso sotto la guida di Kenzo Tange, si possono citare: Shunji Aizawa, Ryūo Kikutake, Kiyonori Kikutake.



Confronto tra le opere



**LE CORBUSIER**  
Aggregazione delle cellule abitative ottenuta affiancando le unità abitative.  
Possibilità di variazione o modifica al di fuori dello spazio progettato.

**HERTZBERGER**  
Aggregazione in maniera ripetitiva delle cellule, lasciando però un margine di variazione in ogni fase di progetto una serie di spazi privati cui i utenti può appropriarsi.

**WEST 8**  
Cellule aggregate in maniera seriale al cui interno viene avvitata una nuova definizione spaziale.  
Processo sempre aperto.



**LE CORBUSIER**  
Ripetizione della cellula abitiva partendo dal padiglione dell'Esprit Nouveau.  
Trasposizione all'interno del giardino creando l'elemento catalizzatore ripetibile in altezza.

**HERTZBERGER**  
Progettare in modo che il ripetersi non sia troppo legato ad una serie di interpretazioni future, permettendo la propria identità con l'uso.

**WEST 8**  
Attenzione alla qualità della vita.  
Libertà nel rapporto con l'ambiente.  
Processo progettuale trasformativo, adattabile a luoghi differenti.



ripetizione della stessa cellula che non permette variazioni in facciata  
alloggi progettati verticalmente in facciata ma non ancora spaziali.

Luis de Garrido - R4House - 2007



Le 2 case hanno una superficie totale di 180 mq (150+30) e si rivelano particolarmente economiche, con un costo complessivo di circa € 72.000,00.  
L'edificio è stato realizzato con tecniche costruttive ad impatto Zero, grazie ad una cultura progettuale improntata al annullamento degli scarti.  
La struttura portante è stata realizzata usando 6 container dismessi, riducendo così al minimo i costi e permettendo il completo riciclaggio del materiale. Il nome dell'edificio deriva dall'attenzione posta alle 4 future dei materiali:  
-Riciclo: le tecnologie di costruzione a secco permettono il riutilizzo futuro dei materiali;  
-Recupero come tetto: l'edificio è stato creato partendo da materiali di recupero;  
-Riutilizzo: la finitura tipica del settore edile, è necessario riproporre le regole di progettazione improntate alla sostenibilità, economica e rapida di esecuzione.

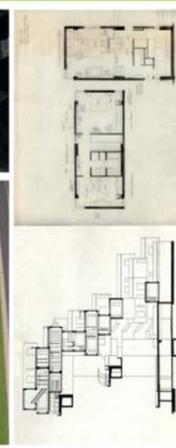


La struttura portante è stata realizzata usando 6 container dismessi, riducendo così al minimo i costi e permettendo il completo riciclaggio del materiale. Il nome dell'edificio deriva dall'attenzione posta alle 4 future dei materiali:  
-Riciclo: le tecnologie di costruzione a secco permettono il riutilizzo futuro dei materiali;  
-Recupero come tetto: l'edificio è stato creato partendo da materiali di recupero;  
-Riutilizzo: la finitura tipica del settore edile, è necessario riproporre le regole di progettazione improntate alla sostenibilità, economica e rapida di esecuzione.

Moshe Safdie - Habitat67 - Montreal 1964-67



Su ogni livello gli alloggi sono serviti da strade pedonali esterne che portano ad aree-gioco per i bambini.  
Le abitazioni, 158 in totale, vanno da 57 mq a 160 mq per alloggi con 4 camere da letto.  
Ogni alloggio è dotato di vista su 3 lati e giardino indipendente.  
Il raddoppiamento delle pareti, dei soffitti e dei pavimenti adiacenti permette di avere un adeguato isolamento termico ed acustico. Gli alloggi sono fatti realizzare assemblando 305 moduli totali in un sistema di travi e pilastri in acciaio.

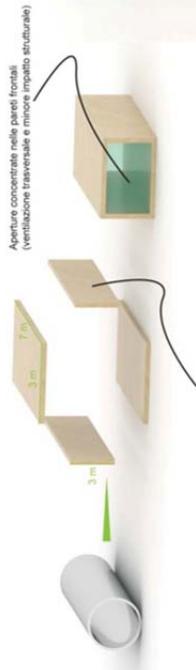


Il progetto è basato su un modulo abitativo adattabile alle aree densamente popolate.  
Su ogni livello gli alloggi sono serviti da strade pedonali esterne che portano ad aree-gioco per i bambini.  
Le abitazioni, 158 in totale, vanno da 57 mq a 160 mq per alloggi con 4 camere da letto.  
Ogni alloggio è dotato di vista su 3 lati e giardino indipendente.  
Il raddoppiamento delle pareti, dei soffitti e dei pavimenti adiacenti permette di avere un adeguato isolamento termico ed acustico. Gli alloggi sono fatti realizzare assemblando 305 moduli totali in un sistema di travi e pilastri in acciaio.



**Analisi della sovrapposizione semplice degli elementi scatolari**

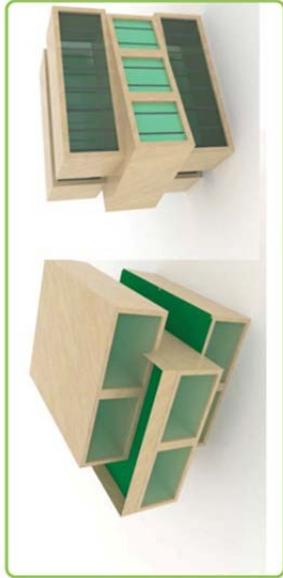
Tentativo di trasmissione delle prestazioni del comportamento tubolare degli elementi in acciaio ai moduli abitativi in Xlam.



Aperture concentrate nelle pareti frontali (ventilazione trasversale e minore impatto strutturale)

Pareti laterali piene (aperture assenti per ottimizzare il comportamento tubolare)

**IPOTESI 1** - semplice sovrapposizione degli elementi. ipotesi scartata in quanto non performante e riservata a tetti compositivi.



**IPOTESI 2** - sovrapposizione con siltamento dei moduli (o rotazione, a destra) ipotesi che verrà sfruttata in quanto permette di creare anche ballate e balconature.

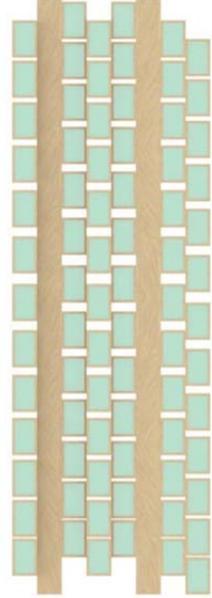
**Analisi della sovrapposizione articolata degli elementi scatolari**



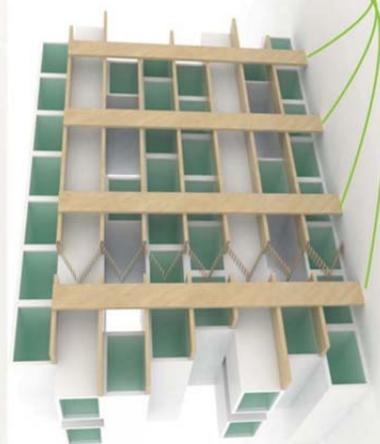
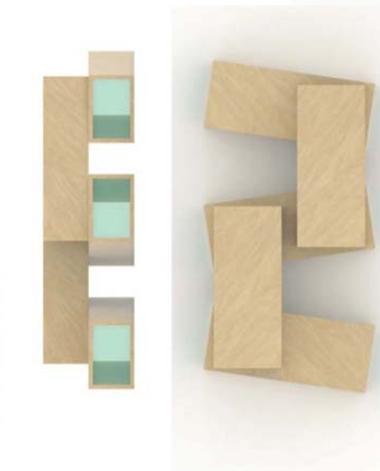
**Evoluzione dell'ipotesi 2**  
La sovrapposizione alternata a moduli ruotati di 90°, permette interessanti sviluppi compositivi e progettuali.



**Prima bozza compositiva**  
Gli elementi con le aperture frontali sono stati destinati ad uso residenziale. Gli elementi disposti trasversalmente sono ad uso uffici/commerciale.



Possibilità compositive nel prospetto



Resistenza a torsione della scatola in Xlam



La resistenza a torsione dell'elemento tubolare in Xlam permette di utilizzare elevati ballati per la realizzazione dei ballati.

Pannelli verticali di controventamento



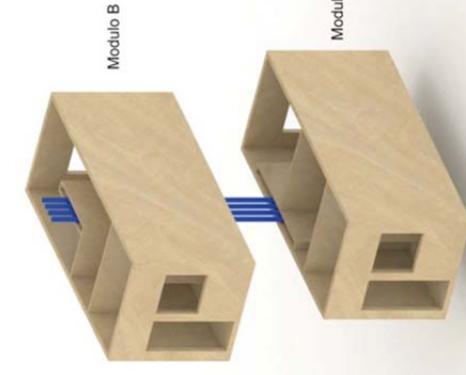
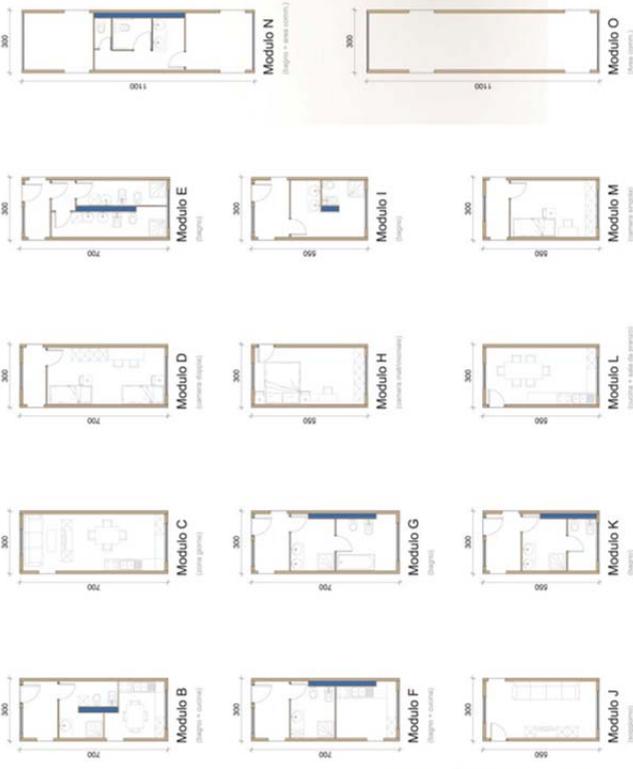


Modulo A  
(forma girata + sistema di collegamento)

Asimmetria del singolo modulo abitativo in XLAM



Composizione di un alloggio tipo tramite accostamento dei singoli moduli



Per realizzare lo sfalsamento dei moduli tra un piano e l'altro, è stato necessario progettare 2 serie di moduli abitativi. I primi con il loro cavetto centrato, ed i secondi con il loro cavetto decentrato. In questo modo due file di tubazioni potranno essere messe in posizione rettilinea.

Possibilità compositive degli ALLOGGI, piante, 1:100

Appartamento C1  
Moduli A+B  
36 m<sup>2</sup>



Appartamento C2  
Moduli C+H  
45 m<sup>2</sup>



Appartamento C3  
Moduli C+M+H+H  
60 m<sup>2</sup>



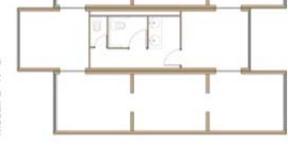
Appartamento C4  
Moduli H+D+H+J+L  
79 m<sup>2</sup>



Appartamento C5  
Moduli H+M+H+H+J+L  
92 m<sup>2</sup>



Negozi/Ufficio tipo  
Moduli O+H+O  
64 m<sup>2</sup>



CAVEDIO CENTRALE

Appartamento L1  
Moduli A+V  
36 m<sup>2</sup>



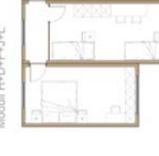
Appartamento L2  
Moduli C+H+K  
46 m<sup>2</sup>



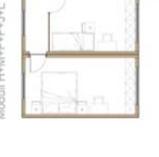
Appartamento L3  
Moduli C+M+H+K  
60 m<sup>2</sup>



Appartamento L4  
Moduli H+D+H+J+L  
79 m<sup>2</sup>



Appartamento L5  
Moduli H+M+H+H+J+L  
92 m<sup>2</sup>



CAVEDIO LATERALE



Inquadramento planimetrico dell'area, 1:1000

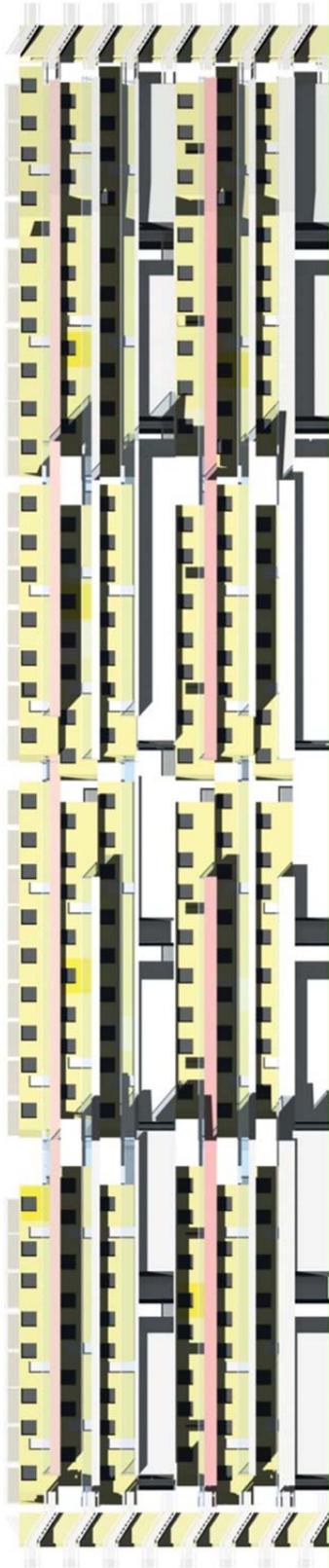


Alloggi tipo utilizzati nei piani

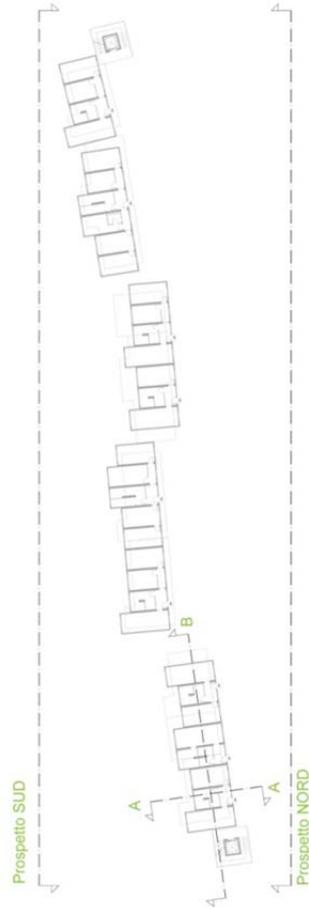




Prospetto lato NORD, 1:150

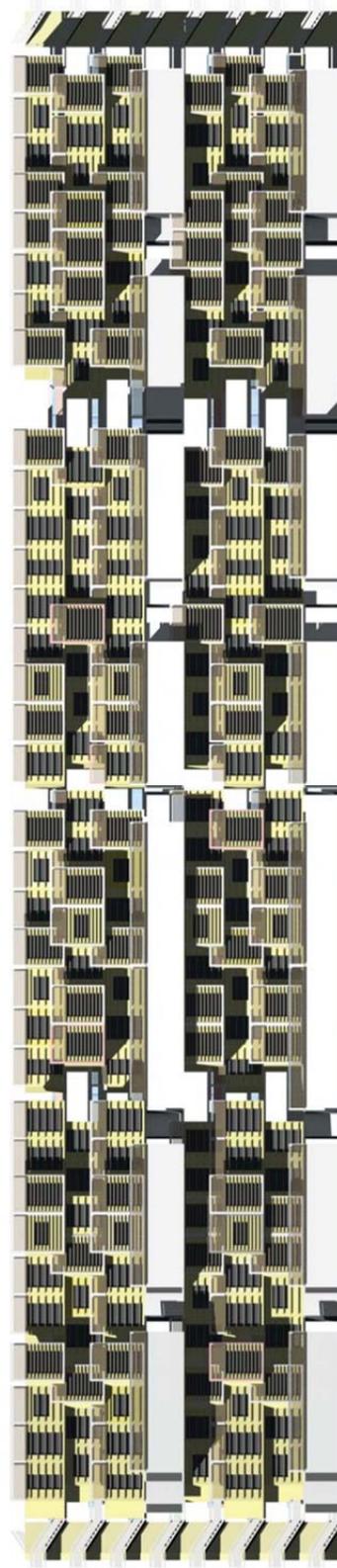


Prospetto SUD

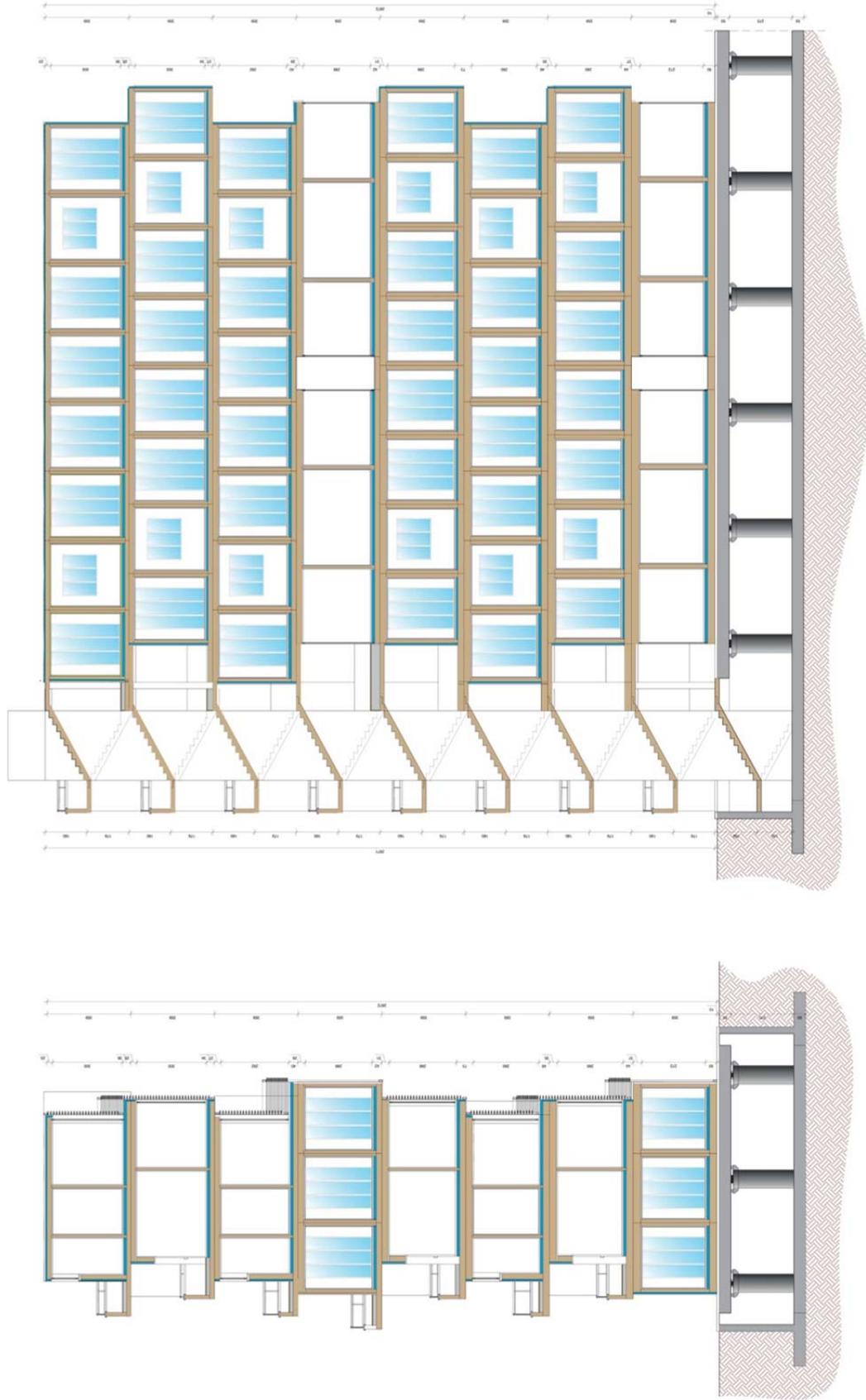


Prospetto NORD

Prospetto lato SUD, 1:150





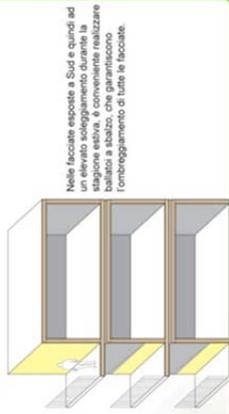




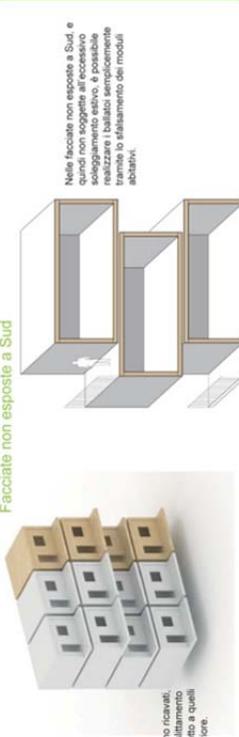
Progetto dei camminamenti orizzontali



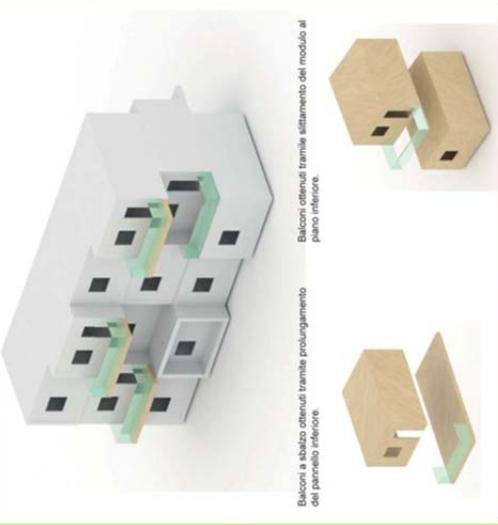
Facciate esposte a Sud



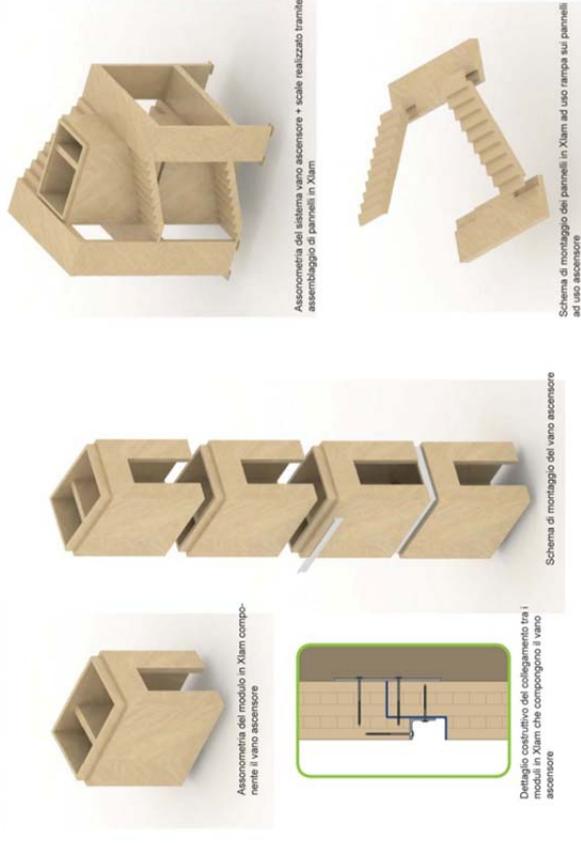
Facciate non esposte a Sud



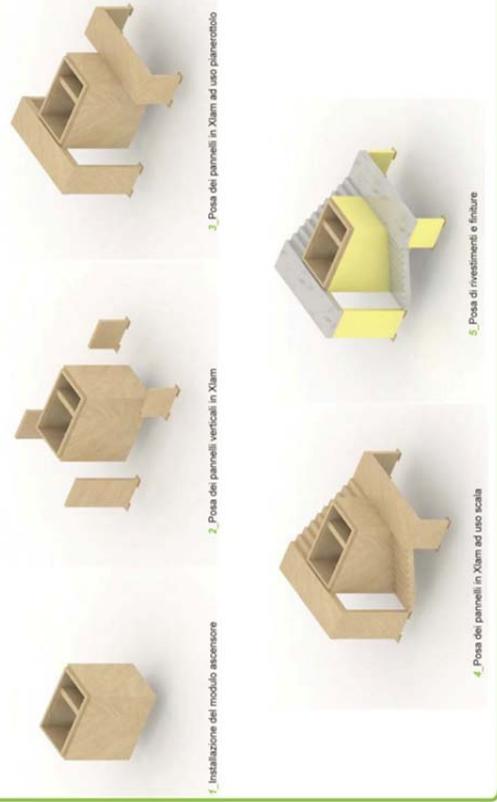
Progetto delle balconature



Progetto del vano scala + ascensore

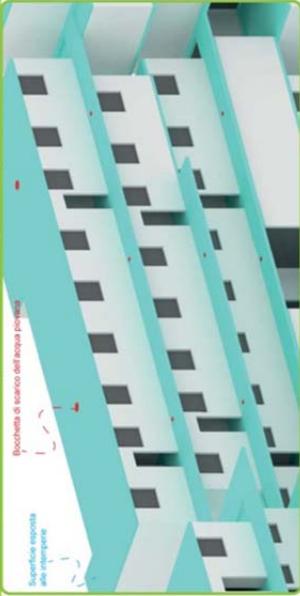


Fasi di montaggio dei pannelli ad uso scala

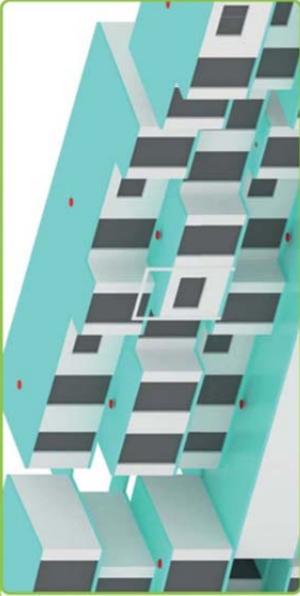




Viste assonometriche delle superfici orizzontali esposte alle precipitazioni

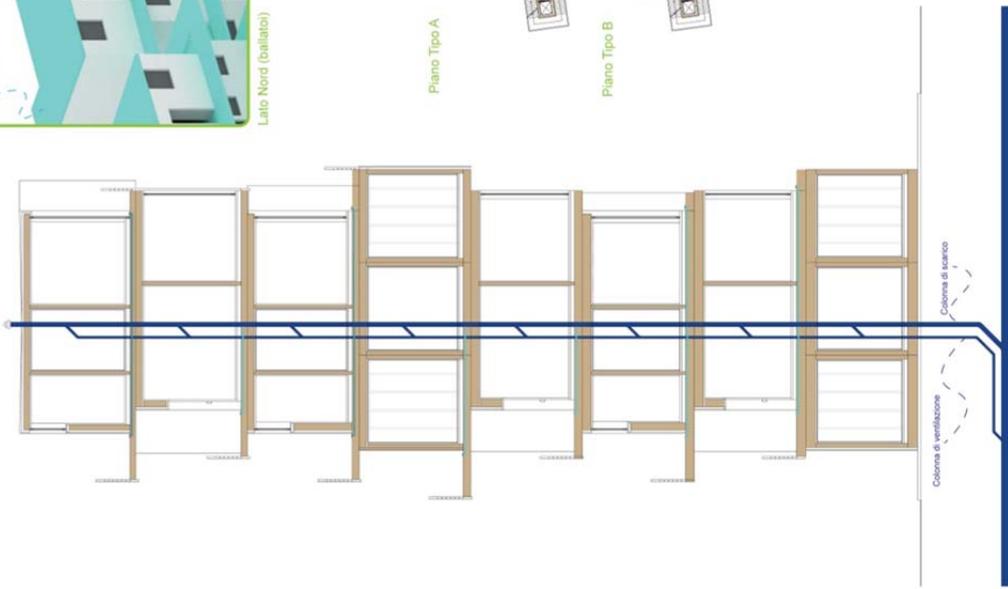


Lato Nord (ballatoi)

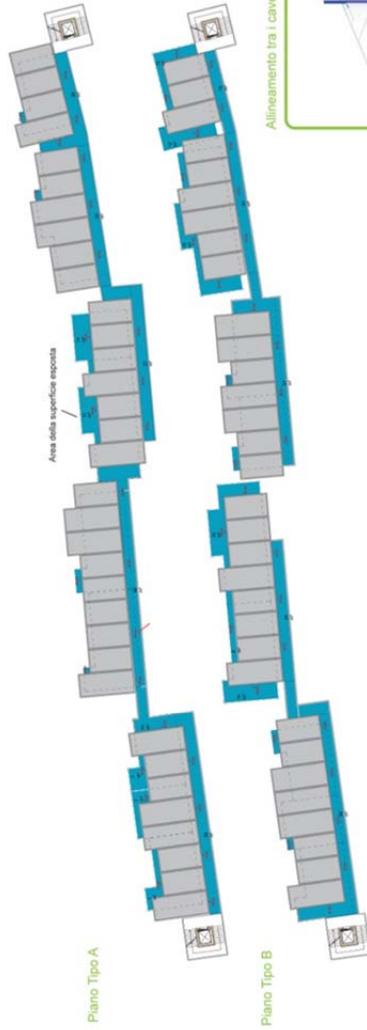


Lato Sud (ballatoi)

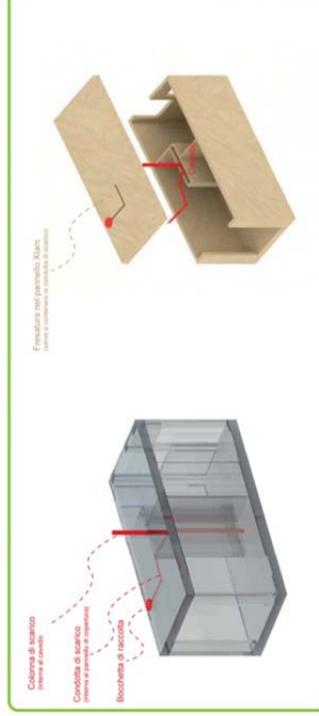
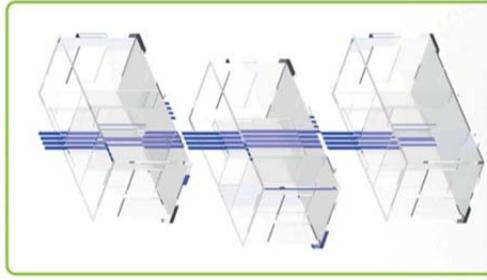
Impianto di scarico a ventilazione parallela diretta



L'impianto è costituito da una rete a propria colonna di ventilazione portata accanto alla colonna di scarico. Le due condotte devono essere collegate ad ogni piano. La dimensione della colonna di ventilazione parallela deve avere un diametro 2/3 di quello della colonna di scarico. Questa esecuzione è particolarmente adatta alle case multipiani.



Allineamento tra i caveadi

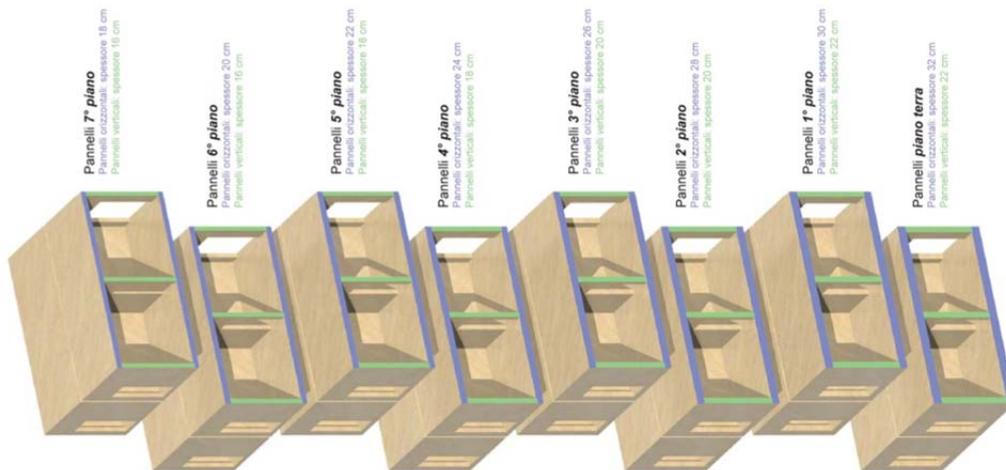


Vista assonometrica dell'impianto di raccolta dell'acqua piovana



**Progetto dei camminamenti orizzontali**

Dimensionamento dei pannelli orizzontali e verticali dei moduli abitativi



Dimensionamento delle piastre angolari sollecitate a trazione (Hold Down)

Fissaggio al solaio tramite vite a tutto filetto VGS 7x220 mm.

WWR - CHIODATURA PARZIALE		Resistenza caratteristica	
Classe laterale	Wk Specifico	Wk	N <sub>ik</sub>
di 5,0 x 4,0	di 5,0 x 4,0	161	162
di 5,0 x 5,0	di 5,0 x 5,0	9	44,1

TIP WWR  
285

Dimensionamento delle piastre angolari sollecitate a taglio

TIP WWR		Resistenza a taglio R <sub>yk</sub>	
Classe laterale	R <sub>yk</sub> Specifico	R <sub>yk</sub>	N <sub>ik</sub>
di 5,0 x 4,0	di 5,0 x 4,0	16,5	17,9
di 5,0 x 5,0	di 5,0 x 5,0	20,3	46,7

Dimensionamento del collegamento antisismico con la piastra di fondazione

Soluzione a scorrimento: Alga AP52.1000/000

Determinazione del numero di viti per i collegamenti verticali

Fissaggio tramite vite HBS 12x200 mm

**Collegamento al 7° piano**  
26 viti per lato (13 viti per spigolo)

**Collegamento al 6° piano**  
24 viti per lato (12 viti per spigolo)

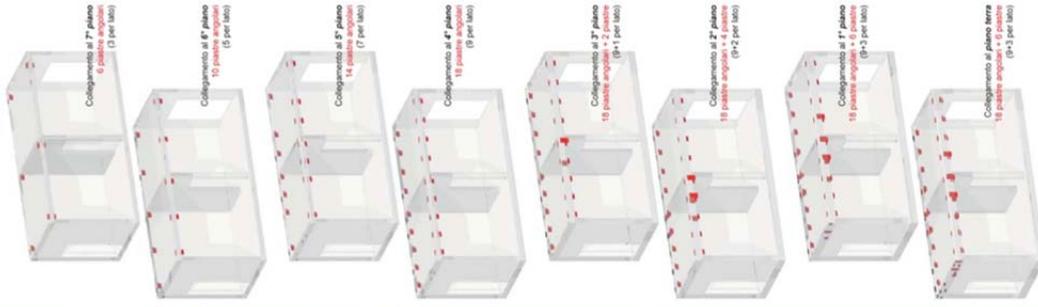
**Collegamento al 5° piano**  
64 viti per lato (32 viti per spigolo)

**Collegamento al 4° piano**  
78 viti per lato (39 viti per spigolo)

**Collegamento al 3° piano**  
86 viti per lato (43 viti per spigolo)

**Collegamenti al 2° piano, 1° piano, piano terra**  
6 viti per lato (3 viti per spigolo)

Determinazione del numero di piastre angolari resistenti a taglio per ogni piano

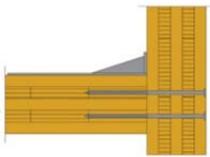




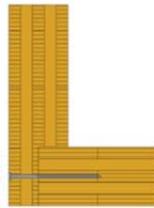
COLLEGAMENTO SOLAIO-SOLAIO  
Sezione, 1:5



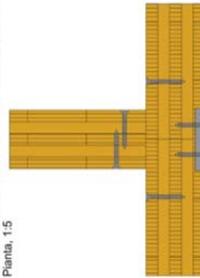
COLLEGAMENTO SOLAIO-PARETE  
Sezione, 1:5



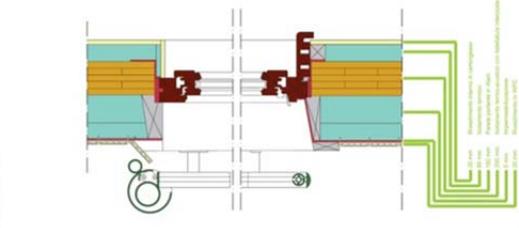
COLLEGAMENTO PARETE-PARETE D'ANGOLO  
Pianta, 1:5



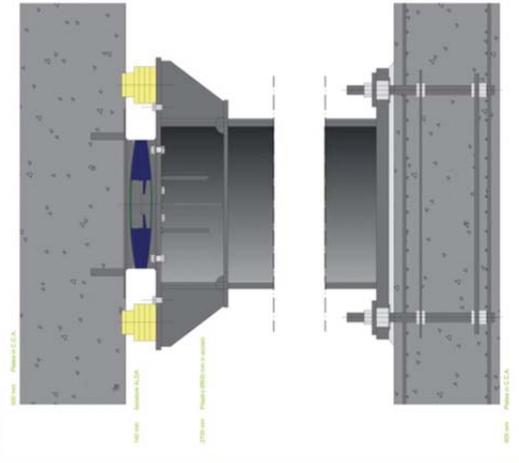
COLLEGAMENTO PARETE ESTERNA-PARETE INTERNA  
Pianta, 1:5



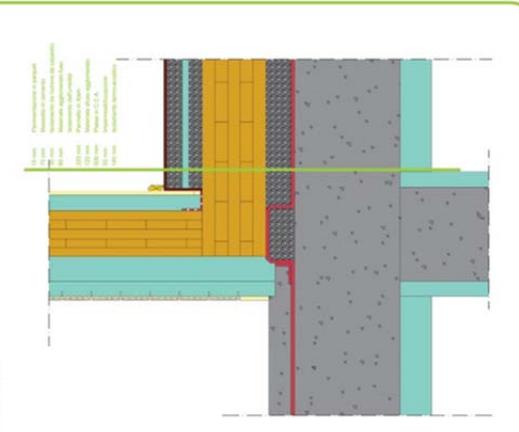
COLLEGAMENTO FINESTRA  
Sezione, 1:10



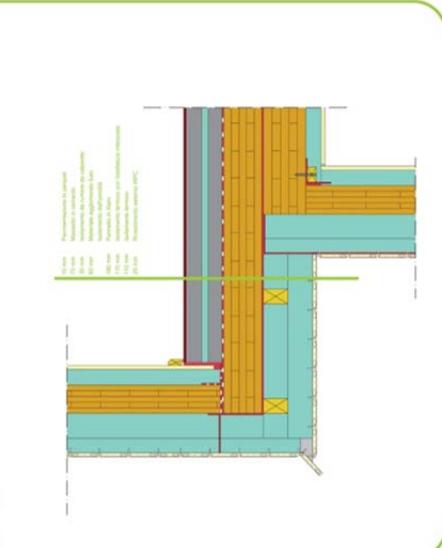
PARTICOLARE PIANO INTERRATO  
Sezione, 1:10



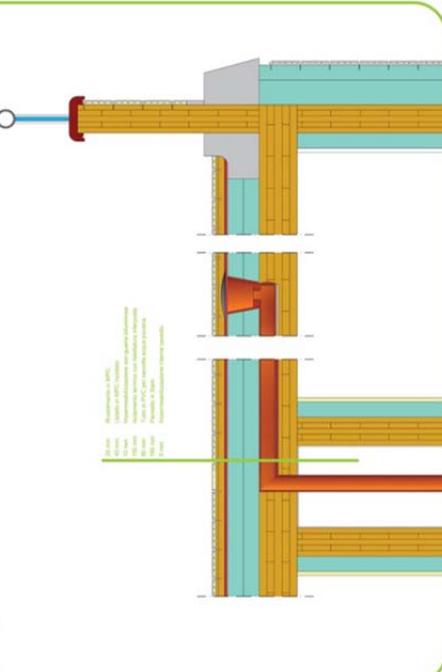
COLLEGAMENTO MODULO-FONDAZIONE  
Sezione, 1:10



COLLEGAMENTO MODULO-MODULO  
Sezione, 1:10



COLLEGAMENTO PARETE-PARAPETTO-BALCONE  
Sezione, 1:10





Fasi di montaggio del complesso PIXiam



FASE A1\_ Opere di sbancamento



FASE A2\_ Costruzione della fondazione



FASE A3\_ Trasporto in cantiere del modulo smontato



FASE A4\_ Montaggio a terra del modulo abitativo

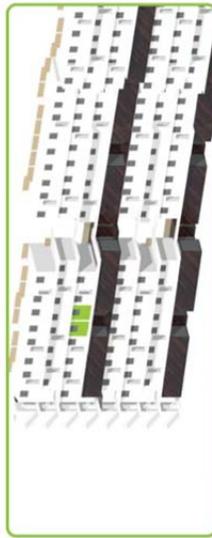


FASE A5\_ Trasporto in sede del modulo assemblato



FASE A6\_ Applicazione di rivestimenti e finiture

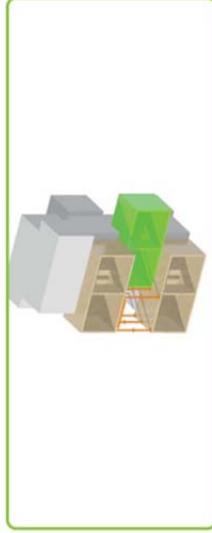
Fasi di montaggio del complesso PIXiam



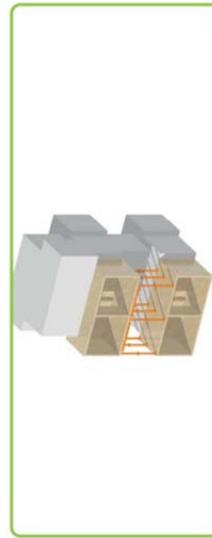
FASE B1\_ Individuazione dei moduli da sostituire



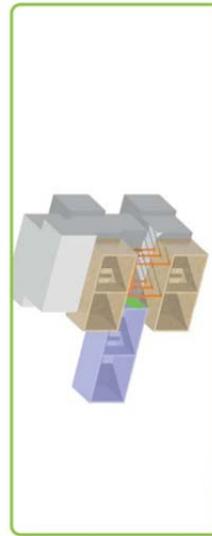
FASE B2\_ Rimozione dei collegamenti con i moduli circostanti



FASE B3\_ Fuoriuscita del modulo ed inserimento puntelli



FASE B4\_ Puntellamento completo dell'area

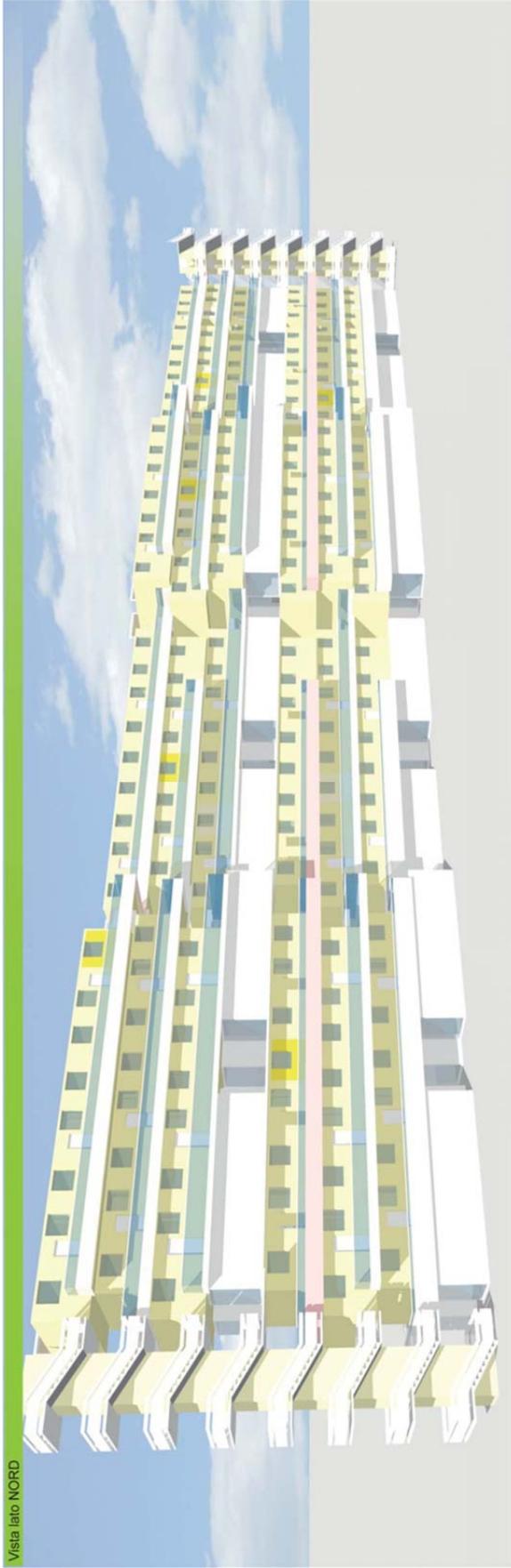


FASE B5\_ Inserimento del nuovo modulo e rimozione dei puntelli



FASE B6\_ Inserimento completo del nuovo modulo e finiture





Vista lato NORD



Vista lato SUD

Università di Bologna - Facoltà di Ingegneria  
 Corso di Laurea Specialistica Europea in Ingegneria Edile/Architettura - A.A. 2011-2012

Tesi di Laurea in ARCHITETTURA TECNICA II  
 Relatore: Ing. Giovanni Mochi - Correlatore Arch. Annalisa Ferrante

Candidato: TOMAS MAESTRI  
 mat. 0000246104

pixlam  
 PLUSRO SOCIAL HOUSING

Oggetto: VISTE IN RENDERING  
 scala:

15  
 ELABORATO

## Ringraziamenti

Considerando i quasi quattordici mesi che sono stati necessari per la realizzazione di questa tesi, dall'abbozzamento delle prime idee alla stesura definitiva, sono doverosi i ringraziamenti a tutti coloro che mi hanno sostenuto, ascoltato ed anche sopportato in questo arco di tempo.

In particolare vorrei ringraziare il mio Relatore Prof. Ing. Giovanni Mochi per avermi guidato nell'analisi dei problemi tecnici insorti durante la stesura della tesi e nella ricerca della soluzioni progettuali migliori.

Inoltre vorrei ringraziare il mio Correlatore Arch. Annarita Ferrante per avermi dato consigli ed indicazioni nell'elaborazione architettonica ed estetica del progetto PiXlam.

Un immenso grazie va ai miei genitori, Maurizio e Marisa, e a mia sorella Jessica, per il loro supporto morale e per avermi spronato durante le difficoltà e condiviso le gioie incontrate durante il mio percorso di laurea.

Infine ringrazio tutti i miei amici, i miei colleghi di università e tutti coloro che mi hanno voluto insegnare qualcosa oppure no, ma sono comunque stati d'aiuto.

Grazie a Tutti.

Tomas