



**UNIVERSITÀ POLITECNICA DELLE MARCHE**

FACOLTÀ DI INGEGNERIA

---

CORSO DI LAUREA TRIENNALE IN INGEGNERIA EDILE

**Structural Insulated Panels (SIP):  
applicazioni per l'ingegneria delle costruzioni e  
modellazione teorica**

Structural Insulated Panels (SIP):  
building engineering applications and theoretical modeling

Relatore:  
**Prof. Michele Serpilli**

Tesi di Laurea di:  
**Luca De Zuane**

Anno Accademico 2020/2021



*"L'unico modo di fare un ottimo lavoro è amare quello che fai.  
Se non hai ancora trovato ciò che fa per te, continua a cercare,  
non fermarti, come capita per le faccende di cuore,  
saprai di averlo trovato non appena ce l'avrai davanti.*

*E, come le grandi storie d'amore,  
diventerà sempre meglio col passare degli anni.  
Quindi continua a cercare finché non lo troverai.  
Non accontentarti. Sii affamato. Sii folle."  
Steve Jobs*



# Ringraziamenti

Vorrei dedicare qualche riga a coloro che hanno contribuito alla realizzazione della mia tesi di laurea.

Vorrei innanzitutto ringraziare il Prof. Michele Serpilli, che mi ha seguito, passo dopo passo, in questo percorso, grazie al quale ho acquisito un metodo di lavoro che sicuramente replicherò in futuro, mi ha fatto amare la sua materia e ha permesso di togliermi delle grandi soddisfazioni.

Non posso non menzionare la mia famiglia che da sempre mi sostiene nella realizzazione dei miei progetti. Non finirò mai di ringraziarvi per avermi permesso di arrivare fin qui, e spero di aver dimostrato quanto valgo anche alle mie nonne.

Grazie ai miei amici Marco, Rebecca, e tutti gli altri per essere stati sempre presenti anche durante questa ultima fase del mio percorso di studi. Grazie per aver ascoltato i miei sfoghi, grazie per tutti i momenti di spensieratezza.

Ringrazio la mia fidanzata Lisa per avermi trasmesso la sua immensa forza, pazienza e il suo coraggio. Grazie per tutto il tempo che mi hai dedicato. Grazie perché ci sei sempre stata, e di essere la mia compagna di vita.

Ancona, Dicembre 2021



# Sommario

I temi trattati in questa tesi riguardano i pannelli SIP (Structured Insulated Panels), che sono pannelli strutturali coibentati aventi funzione strutturale nelle costruzioni.

Nei capitoli 1 e 2 sono stati trattati argomenti inerenti alla loro storia, applicazione tecnologica, i benefici che ne derivano nel loro utilizzo e il metodo di fabbricazione. Nella descrizione di questi temi, vengono forniti anche dati per aiutare nella comprensione e facilitare i confronti con altre tecnologie costruttive.

Nei capitoli 3 e 4 si approfondisce la parte teorica e normativa, utilizzando non solo gli Eurocodici e le Norme Tecniche per la Costruzione (NTC 18), ma anche le normative Canadesi, Inglesi (BS - Standard Britannico) e UNI.

Nell'appendice A viene descritto e illustrato il metodo di fabbricazione di questi pannelli facendo riferimento a diverse tipologie.

Nell'appendice B si trovano i dettagli per l'installazione e la protezione dei SIP dagli agenti atmosferici.



# Indice

<b>1</b>	<b>Il Sistema Costruttivo SIP</b>	<b>1</b>
1.1	L'importanza della scienza delle costruzioni . . . . .	3
1.2	I pannelli SIP . . . . .	3
1.3	La storia . . . . .	4
1.4	I benefici dei pannelli SIP . . . . .	8
1.4.1	Risparmio energetico . . . . .	8
1.4.2	Salvaguardia dell'ambiente . . . . .	10
1.4.3	Risparmio di tempo e lavoro . . . . .	11
1.4.4	Risparmio di denaro . . . . .	11
1.4.5	Vantaggi di progettazione . . . . .	12
1.4.6	Passaggio impianti . . . . .	12
1.4.6.A	Telaio in legno . . . . .	14
1.4.6.B	Metodo dell'asse del muro . . . . .	14
1.4.6.C	Travetti spaziali . . . . .	14
<b>2</b>	<b>Applicazioni Tecnologiche</b>	<b>15</b>
2.1	Campi di applicazione . . . . .	17
2.1.1	Tetti . . . . .	17
2.1.2	Solai . . . . .	17
2.2	Confronto tra vari pannelli SIP . . . . .	18
2.2.1	Materiali di rivestimento SIP . . . . .	19
2.2.2	Adesivo . . . . .	19
2.2.3	Proprietà dei materiali di rivestimento SIP . . . . .	20
2.2.3.A	Dimensione . . . . .	20
2.2.3.B	Facilità di montaggio . . . . .	20
2.2.3.C	Umidità . . . . .	21
2.2.3.D	Materiali di finitura . . . . .	21
2.2.3.E	Resistenza agli insetti . . . . .	21

2.2.4	Proprietà dei materiali del nucleo SIP	22
2.2.4.A	Valore R	22
2.2.4.B	Permeabilità	22
2.2.4.C	Resistenza al fuoco	23
2.2.4.D	Spessore del nucleo	24
2.2.5	Metodi di fabbricazione dei pannelli	24
2.2.6	Collegamenti Strutturali	26
2.2.6.A	Pavimentazione	27
2.2.6.B	Pareti esterne	28
2.2.6.C	Connessione ad angolo	28
2.2.6.D	Pareti interne	28
2.2.6.E	Connessioni spline	29
2.2.6.F	I joist spline	29
2.2.6.G	Piano intermedio	30
2.2.6.H	Pareti-copertura	30
2.2.6.I	Infissi	31
2.2.6.J	Copertura	32
2.2.6.K	Fascia del tetto	33
2.2.6.L	Lucernari e penetrazioni del tetto	34
<b>3</b>	<b>Modalità di rottura dei pannelli</b>	<b>35</b>
3.1	Metodi di calcolo, codici e linee guida	37
3.1.0.A	Standard Britannico BS 5268-6.2: Calcolo della Resistenza	37
3.1.0.B	Fattori di modifica per la variazione nei fissaggi e nello spessore dei materiali descritti nella Tabella 3.1	39
3.1.0.C	Fattori di modifica per forma della parete, aperture, carico verticale e interazione	39
3.1.0.D	Variazione del carico verticale sulla parete intelaiata in legno	41
3.1.0.E	Interazione	42
3.1.0.F	UNI EN 1995-1-1. Calcolo della Resistenza	42
3.1.0.G	Pareti a diaframma	42
3.1.0.H	Analisi semplificata di pareti a diaframma - Metodo A	42
3.1.0.I	Connessioni con mezzi di unione metallici (sezione 8)	45
3.1.0.J	CAS 086 - Calcolo dello Spostamento	47
3.1.1	Protocollo ASTM E564-06 (ASTM, 2006)	49
3.1.1.A	CSA O86 Modificata: Calcolo dello spostamento	50

3.1.1.B	Prontocollo ASTM E72-10 (ASTM 2010)	50
3.1.1.C	Prontocollo ASTM E1803-06 (ASTM 2006)	51
3.2	Azioni e comportamento strutturale	51
3.3	Studi Sperimentali	51
3.3.0.A	Duttilità $\mu$	57
3.3.0.B	Rigidezza elastica $K_e$	57
3.3.0.C	Fattori di duttilità $R_d$ e sovreresistenza $R_0$	57
3.4	Azioni e Comportamento Strutturale	59
3.5	Modalità di rottura	60
3.6	Confronto dei risultati	62
3.6.1	Resistenza laterale di pannelli intelaiati e SIP	62
3.6.2	Spostamento laterale dei pannelli intelaiati e SIP	65
<b>4</b>	<b>Teoria delle Travi</b>	<b>67</b>
4.1	Introduzione al caso di studio	69
4.2	Deformazioni dovute a forze di taglio	70
4.3	Rigidità al taglio	71
4.4	Equazioni in termini di campo di spostamento	72
4.5	Equazione della linea elastica a flessione per una trave sandwich	76
4.6	L'effetto delle facce spesse	77
4.7	Rigidezza del nucleo	82
4.8	Relazioni Energetiche	83
4.9	Soluzione generale dei problemi delle travi	85
4.10	Esempi di calcolo	87
4.10.1	Trave a sbalzo	87
4.10.2	Trave a taglio	90
4.10.3	Trave sottoposta a carico puntuale	92
4.10.4	Trave soggetta a carico distribuito uniformemente	96
4.10.5	Trave sottoposta a carico triangolare distribuito	98
4.11	La torsione	100
4.12	Esempio di trave iperstatica	101
4.13	Test sperimentali su travi sandwich	103
4.13.1	Prova a flessione su 3 punti (TPB test)	103
4.13.2	Prova a flessione su 4 punti (FPB Test)	104
<b>A</b>	<b>Fabbricazione pannelli SIP</b>	<b>107</b>

<b>B</b>	<b>Dettagli sulla costruzione e protezione dagli agenti atmosferici</b>	<b>109</b>
B.1	Installazione dei pannelli a parete . . . . .	109
B.2	Costruzione della barriera contro le intemperie . . . . .	112
B.3	Barriere termiche e le misure di controllo . . . . .	115
B.3.1	Trasferimento di calore guidato dalla temperatura . . . . .	115
B.3.2	Infiltrazione . . . . .	115
B.4	Barriere d'aria e le misure di controllo . . . . .	116
	<b>Bibliografia</b>	<b>119</b>

# Elenco delle figure

1.1	Tipico pannello SIP (Structural Insulated Panel)	4
1.2	Disegno CAD distribuzione dei pannelli	6
1.3	Dati Valore R	8
1.4	Quantità di $CO_2$ emessa in atmosfera durante il processo produttivo di 1t di materiale	10
1.5	Sono rappresentate tutte le varie fasi di vita del prodotto	11
1.6	Passaggio cavi per impianto elettrico	13
1.7	Impianto idraulico a parete	14
1.8	Travetti spaziali	14
2.1	Anatomia del pannello SIP	18
2.2	Pannello SIP rivestito in OSB	19
2.3	Pannello SIP rivestito in acciaio	19
2.4	Pannello SIP rivestito in cemento (CSPIS)	20
2.5	Rivestimento pensile di piastrelle	20
2.6	Block Spline	25
2.7	Surface spline	25
2.8	Rinforcing spline	26
2.9	Ancoraggio alla fondazione	27
2.10	SIP a pavimento	27
2.11	Parete fissata su sistema di pavimento con struttura in legno	28
2.12	Parete appoggiata su fondazione	28
2.13	Pannello del bordo isolato	29
2.14	Fissaggio delle partizioni interne	29
2.15	Spline in legno a doppia dimensione	29
2.16	Spline I-joist	29
2.17	Esempi di pavimenti sospesi intermedi	30
2.18	Dettaglio parete SIP con taglio smussato	31

2.19	Dettaglio parete SIP squadratao . . . . .	31
2.20	Dettaglio struttura per finestra . . . . .	32
2.21	Dettaglio della cresta . . . . .	33
2.22	Dettaglio della cresta offset . . . . .	33
2.23	Dettagli di gronda . . . . .	33
2.24	Lucernario tetto SIP . . . . .	34
3.1	Forze agenti sul pannello . . . . .	45
3.2	Tipologie di rotture nelle connessioni legno-legno . . . . .	47
3.3	Componenti della deflessione laterale . . . . .	48
3.4	Componente di flessione di una parete di taglio . . . . .	49
3.5	Sollecitazioni nei vari componenti del pannello sottoposto a flessione . . . . .	59
3.6	Tipologie di rottura dei pannelli . . . . .	61
3.7	Confronto della resistenza laterale dei pannelli SIP "corti" . . . . .	63
3.8	Confronto della resistenza laterale dei pannelli SIP "lunghi" . . . . .	63
3.9	Confronto della resistenza laterale dei pannelli intelaiati "SW" . . . . .	64
3.10	Istogramma riassuntivo delle resistenze laterali . . . . .	64
3.11	Confronto dello spostamento laterale dei pannelli SIP "corti" . . . . .	65
3.12	Confronto dello spostamento laterale dei pannelli SIP "lunghi" . . . . .	66
3.13	Confronto della resistenza laterale dei pannelli intelaiati "SW" . . . . .	66
3.14	Istogramma riassuntivo degli spostamenti laterali . . . . .	66
4.1	Pannello sandwich deformato nel caso (a) totale, (b) flessione e (c) deformazione. . . . .	69
4.2	Deformazione di un elemento strutturale soggetto a forze di taglio . . . . .	70
4.3	Deformazione a taglio di un elemento sandwich . . . . .	70
4.4	Sezione del fascio dx e definizione dell'equilibrio per una sotto-area . . . . .	72
4.5	Definizione di flessioni, rotazione, flessione e taglio di una sezione trasversale a sandwich . . . . .	72
4.6	Definizione di curvatura . . . . .	73
4.7	Sezione trasversale a sandwich con coordinate z locali per le facce . . . . .	74
4.8	Elemento della trave distorto . . . . .	76
4.9	Carichi aggiuntivi agenti sulle facce in corrispondenza di un bordo bloccato . . . . .	79
4.10	Deformazione a taglio vicino al bordo di una trave a sbalzo con facce spesse. . . . .	81
4.11	Deformazione della trave sottoposta a forze di taglio . . . . .	91
4.12	Trave semplicemente appoggiata . . . . .	92
4.13	Trave con un estremo incernato e un estremo incastrato . . . . .	92
4.14	Trave con entrambi gli estremi incastrati . . . . .	94

4.15	Trave semplicemente appoggiata con carico uniforme . . . . .	96
4.16	Trave incernierata in un estremo e incastrata nell'altro . . . . .	96
4.17	Trave vincolata da un doppio incastro agli estremi . . . . .	97
4.18	Trave semplicemente appoggiata con carico triangolare distribuito . . . . .	98
4.19	Trave incernierata in un estremo e incastrata nell'altro . . . . .	98
4.20	Trave incernierata in un estremo e incastrata nell'altro . . . . .	99
4.21	Trave sottoposta a doppio incastro . . . . .	99
4.22	Trave a sandwich sottoposta a una coppia $M_{TX}$ . . . . .	100
4.23	Il provino per la prova di piegatura su tre punti . . . . .	103
4.24	Determinazione di D ed S usando il TPB test . . . . .	104
4.25	Il provino per la prova di piegatura su quattro punti . . . . .	104
4.26	Misurazione della rigidità di flessione nel provino di prova a quattro punti di flessione . . . . .	105
A.1	Produzione e fabbricazione CSIP di base . . . . .	108
B.1	Installazione della piastra inferiore . . . . .	110
B.2	Installazione pannello uno . . . . .	110
B.3	Installazione spline . . . . .	110
B.4	Installazione pannello 2 . . . . .	111
B.5	Installazione spline . . . . .	111
B.6	Installazione della piastra della fascia . . . . .	111
B.7	Installazione della piastra superiore . . . . .	111
B.8	Installazione pannello uno . . . . .	112
B.9	Installazione scossaline . . . . .	113
B.10	Installazione finestre e scossaline . . . . .	114
B.11	Installazione del telaio di finitura . . . . .	114
B.12	Posizione tipica del giunto per l'ottimizzazione termica della piastra inferiore . . . . .	116



# Elenco delle tabelle

1.1	Case a energia quasi zero . . . . .	9
2.1	Valori-R in funzione dello spessore . . . . .	23
3.1	Resistenze di base per una vasta gamma di materiali e combinazioni di materiali . . . . .	38
3.2	Valori della tabella III estratti della NTC18 . . . . .	44
3.3	Resistenze nel piano dei SIP testati (Kermani e Hairstans, 2006) . . . . .	52
3.4	Resistenza media nel piano dei campioni SMC (Rungthonkit, 2012) . . . . .	54
3.5	Resistenza media nel piano dei campioni SMCO (Rungthonkit, 2012) . . . . .	54
3.6	Resistenza media nel piano dei campioni SMC con compressione assiale (Rungthonkit, 2012) . . . . .	54
3.7	Resistenza media nel piano dei campioni SMCO con compressione assiale (Rungthonkit, 2012) . . . . .	55
3.8	Resistenza media nel piano dei campioni “corti” (SIP-R-1, SIP-R-2, SIP-R-3) (Hassan, 2014) . . . . .	56
3.9	Resistenza media nel piano dei campioni “lunghi” (SIP-R-4, SIP-R-5, SIP-R-6) (Hassan, 2014) . . . . .	56
3.10	Resistenza media nel piano dei campioni intelaiati (SW-R-1, SW-R-2) (Hassan, 2014) . . . . .	56
3.11	Spostamento laterale medio dei campioni “corti” (SIP-R-1, SIP-R-2, SIP-R-3) (Hassan, 2014) . . . . .	56
3.12	Spostamento laterale medio dei campioni “lunghi” (SIP-R-4, SIP-R-5, SIP-R-6) (Hassan, 2014) . . . . .	56
3.13	Spostamento laterale medio dei campioni intelaiati (SW-R-1, SW-R-2) (Hassan, 2014) . . . . .	56
3.14	$\mu$ , $K_e$ , $R_d$ e $R_0$ medi dei campioni “corti” (SIP-R-1, SIP-R-2, SIP-R-3) (Hassan, 2014)) . . . . .	58
3.15	$\mu$ , $K_e$ , $R_d$ e $R_0$ medi dei campioni “corti” (SIP-R-1, SIP-R-2, SIP-R-3) (Hassan, 2014) . . . . .	58
3.16	$\mu$ , $K_e$ , $R_d$ e $R_0$ medi dei campioni intelaiati (SW-R-1, SW-R-2) (Hassan, 2014) . . . . .	58

3.17 Resistenza media nel piano dei campioni “corti” (SIP-R-1, SIP-R-2, SIP-R-3) (Hassan, 2014) . . . . .	62
3.18 Resistenza media nel piano dei campioni “lunghi” (SIP-R-4, SIP-R-5, SIP-R-6) (Hassan, 2014) . . . . .	62
3.19 Resistenza media nel piano dei campioni intelaiati (SW-R-1, SW-R-2) (Hassan, 2014) . . . . .	62
3.20 Spostamento laterale medio dei campioni “corti” (SIP-R-1, SIP-R-2, SIP-R-3) (Hassan, 2014) . . . . .	64
3.21 Spostamento laterale medio dei campioni “lunghi” (SIP-R-4, SIP-R-5, SIP-R-6) (Hassan, 2014) . . . . .	64
3.22 Spostamento laterale medio dei campioni intelaiati (SW-R-1, SW-R-2) (Hassan, 2014) . . . . .	64

# Acronimi

<b>ACH50</b>	Air Changes for hour at 50 Pascals (Pa) Pressure Differential
<b>ASTM</b>	American Society for Testing and Materials
<b>APA</b>	American Plywood Association
<b>CAD</b>	Computer Aided Design
<b>CAM</b>	Computer Aided Manufacturing
<b>CFC</b>	Clorofluorocarburi
<b>CNC</b>	Computer Numerical Control
<b>DOE</b>	Department of Energy
<b>EPS</b>	Polistirene Espanso Sinterizzato
<b>FPL</b>	Forest Products Laboratory
<b>FPB</b>	Four Point Bend
<b>HERS</b>	Home Energy Rating System
<b>HVAC</b>	Heating, Ventilation and Air Conditioning
<b>ICBO</b>	International Conference of Building Officials
<b>ICC</b>	International Code Council
<b>IECC</b>	International Energy Conservation Code
<b>LEED</b>	Leadership in Energy and Environmental Design
<b>LVL</b>	Laminated Veneer Lumber
<b>NTC</b>	Norme Tecniche per le Costruzioni
<b>ORNL</b>	Oak Ridge National Laboratory
<b>OSB</b>	Oriented Strand Board
<b>SBCCI</b>	Standard Building Code Congress International
<b>SIP</b>	Structural Insulated Panel

<b>SIPA</b>	Structural Insulated Panel Association
<b>POT</b>	Potenziometri
<b>PVA</b>	Polivinacetato
<b>PUR</b>	Poliuretano Rigido
<b>TPB</b>	Three Point Bend
<b>XPS</b>	Polistirene Estruso
<b>ZEBRA</b>	Zero Energy Building Residence Alliance

# 1

## Il Sistema Costruttivo SIP

### Indice

---

1.1	L'importanza della scienza delle costruzioni . . . . .	3
1.2	I pannelli SIP . . . . .	3
1.3	La storia . . . . .	4
1.4	I benefici dei pannelli SIP . . . . .	8

---



## 1.1 L'importanza della scienza delle costruzioni

La scienza delle costruzioni è lo studio dell'interazione tra un edificio, i suoi sistemi, i suoi componenti, gli occupanti dell'edificio e l'ambiente circostante. Se applicata correttamente, la scienza dell'edilizia può migliorare la durabilità di un edificio, il comfort degli occupanti e l'efficienza energetica.

L'introduzione dell'isolamento termico, degli involucri ermetici degli edifici e dei sistemi di riscaldamento ad aria forzata ha reso le case più confortevoli ed efficienti dal punto di vista energetico, ma non considerare le interrelazioni di questi sistemi ha causato problemi di umidità, case scomode e pericolosi livelli di qualità dell'aria interna.

Le case SIP hanno livelli molto bassi di infiltrazione d'aria, per questo motivo l'accumulo di umidità può portare rapidamente a grossi problemi se gli assemblaggi non hanno la capacità di asciugarsi.

## 1.2 I pannelli SIP

Un pannello Structural Insulated Panel (SIP) è un elemento strutturale coibentato costituito da un nucleo isolante solitamente in polistirene espanso Polistirene Espanso Sinterizzato (EPS), rivestito tra due pannelli in Oriented Strand Board (OSB) o da altri materiali (Figura 1.1). I due rivestimenti<sup>1</sup> sono uniti al nucleo mediante incollaggio a caldo.

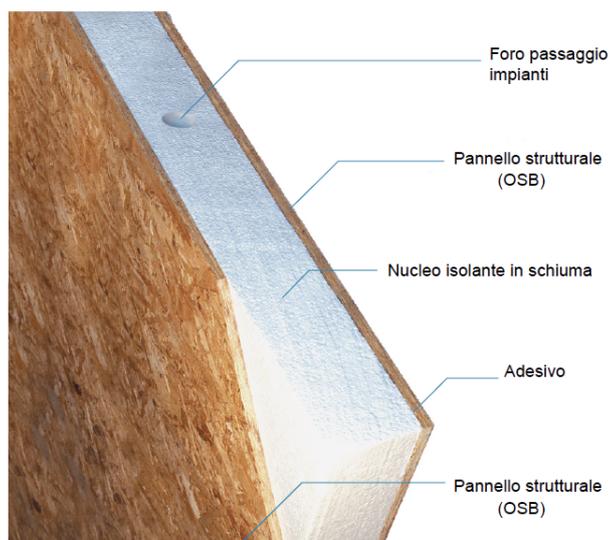
Gli edifici realizzati in SIP possono offrire un ottimo isolamento, eccellente resistenza e rapidità d'installazione. Inoltre i costi di costruzione totali per un edificio in SIP sono inferiori rispetto a un edificio trazionale in legno (platform frame); il SIP è quindi un pannello sandwich utilizzato come componente strutturale per differenti applicazioni come pareti, tetti e pavimenti.

Questa tecnologia è impiegata abitualmente nel Nord America e nell'Est Europa e permette di realizzare design accattivanti nonostante la sua semplicità costruttiva. Il risultato del processo costruttivo è un edificio identico a quelli costruiti con sistemi tradizionali, ma dalle migliori prestazioni energetiche, di comfort ambientale e di sicurezza sismica.

La stratigrafia del pannello viene eventualmente completata da cappotto esterno e controparete o finitura interna, gli impianti tecnici corrono all'interno dei pannelli, nello spazio fra i solai, oppure in intercapedini ricavate fra i pannelli SIP e la parete interna finita; sono sempre modificabili e svincolati dalla struttura del fabbricato, garantendo la massima flessibilità architettonica e funzionale. Gli isolamenti termico ed

---

<sup>1</sup> Dall'inglese "skins"



**Figura 1.1:** Tipico pannello SIP (Structural Insulated Panel)

acustico sono assoluti e modulabili in funzione dell'ambiente in cui l'edificio viene realizzato e garantiscono i requisiti anche di classe A+, senza apprezzabili differenze di costo di costruzione, in virtù delle caratteristiche intrinseche dei singoli componenti.

L'edificio poggia su fondazioni dirette in calcestruzzo armato, a cui è stabilmente ancorato: in zone a più elevato rischio sismico, se necessario, e per edifici a più piani, viene completamente isolato dal terreno tramite struttura metallica di contenimento, a propria volta collegata alle fondazioni a mezzo di isolatori sismici.

L'edificio ultimato, e le sue singole parti, costituiscono dal punto di vista statico, una struttura a guscio, leggera, sottile ed indeformabile, in grado di resistere a carichi statici e dinamici elevatissimi, ben superiori alle richieste delle normative europee.

### 1.3 La storia

La storia dei SIP ha origine da una serie di case di prova costruite presso il Forest Products Laboratory Forest Products Laboratory (FPL)<sup>2</sup> di Madison, nel Wisconsin, negli anni '30. I ricercatori stavano cercando dei modi innovativi per utilizzare i prodotti in legno in modo più efficiente, progettando un sistema di pareti a pannelli in cui il rivestimento in compensato sopportava una parte del carico assiale e nell'ambito di un tentativo del servizio forestale statunitense di conservare le risorse forestali.

<sup>2</sup>È il laboratorio di ricerca nazionale del servizio forestale degli Stati Uniti, che fa parte dell'USDA

Il famoso architetto Frank Lloyd Wright ha utilizzato questo concetto nelle sue case “usoniane” a prezzi accessibili costruite negli anni '30 e '40. Molte di queste case, insieme alle case di prova costruite dal Forest Products Laboratory, sono ancora oggi in piedi.

La creazione del moderno pannello isolante strutturale è in gran parte attribuita ad Alden B. Dow, uno degli studenti di Wright e figlio del fondatore della The Dow Chemical Company. Dow ha ampliato le idee e le tecnologie sviluppate dal Forest Products Laboratory per produrre il primo SIP laminato con un'anima di schiuma isolante 1952. I continui miglioramenti alla tecnologia SIP hanno portato a un'industria piccola ma vivace che ha ricevuto un grande impulso da un rinnovato interesse per le strutture in legno negli anni '60 e '70.

Grazie all'avanguardia tecnologica e alle tecniche di costruzione tradizionali, i costruttori di telai in legno hanno trovato i SIP un metodo efficiente in termini di tempo per racchiudere strutture con telaio in legno, permettendo così di entrare nel mercato dell'edilizia residenziale.

La successiva pietra miliare evolutiva in questo settore è arrivata da due importanti progressi nella produzione SIP. Negli anni '90, i produttori di SIP hanno adottato macchinari per la fabbricazione di controllo numerico computerizzato Computer Numerical Control (CNC)<sup>3</sup>; con l'introduzione di queste apparecchiature e di altre tecnologie informatiche, i produttori hanno acquisito la capacità di trasferire file Computer Aided Design (CAD)<sup>4</sup> direttamente in apparecchiature di fabbricazione e tagliare pannelli con tolleranze precise.

Il disegno architettonico computerizzato (CAD) ha anche fornito i codici obbligatori per consentire alle macchine da taglio automatizzate di costruire SIP come progetto speciale di un edificio. L'automazione CNC ha notevolmente aumentato l'efficienza produttiva e di conseguenza ha ridotto il prezzo dei SIP prefabbricati (vedere appendice A per il metodo di fabbricazione).

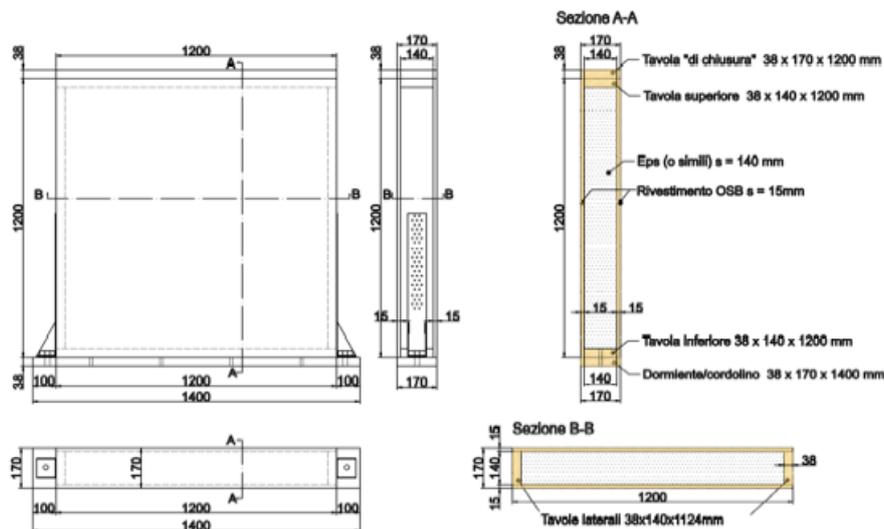
Allo stesso tempo, l'industria dei pannelli a filo orientato (OSB)<sup>5</sup> ha introdotto pannelli strutturali “jumbo” da 8 piedi per 24 piedi. I produttori di SIP sono stati rapidi nell'adottare i pannelli più grandi e della stessa dimensione, consentendo di costruire edifici più velocemente e con meno giunti.

---

<sup>3</sup>Presentano un dispositivo elettrico interno che si occupa di comandare i movimenti e le funzioni della macchina durante la lavorazione.

<sup>4</sup>Classe di metodologie nell'ambito delle quali lo sviluppo di un progetto industriale, scientifico o economico viene realizzato interattivamente con un elaboratore elettronico.

<sup>5</sup>Oriented Strand Board, in italiano “Pannello di scaglie orientate”



**Figura 1.2:** Disegno CAD distribuzione dei pannelli

I sistemi SIP sono stati utilizzati dai Woods Constructors di Santa Paula, in California, nelle loro case e appartamenti dal 1965 al 1984. Questo lavoro è stato la base per John Thomas Woods, Paul Flather Woods, John David Woods e Frederick Thomas Woods quando hanno utilizzato un concetto simile per brevettare il modulo di fondazione per case modulari (brevetto USA n. 4817353) rilasciato il 4 aprile 1989.

La Structural Insulated Panel Association (SIPA) è stata fondata nel 1990 negli Stati Uniti per offrire supporto e monitoraggio per queste tecnologie edilizie. La crescita della tecnologia di fabbricazione assistita avanzata Computer Aided Manufacturing (CAM) ha un effetto positivo sulle produzioni SIP durante gli anni '90. In risposta alla necessità dell'industria di dedicare la documentazione del prodotto, SIPA ha collaborato con il gruppo di lavoro dell'American Society for Testing and Materials (ASTM) per definire un metodo di prova standard per determinare le capacità strutturali dei pannelli isolati (ASTM-E7, 2002).

Lo standard ASTM definisce un protocollo di prova che devono seguire tutti i produttori per documentare le proprietà di resistenza e rigidità del prodotto, e per la certificazione del prodotto. Le prove standard ASTM includevano metodi per le seguenti applicazioni di carico:

1. carichi trasversali;
2. carichi assiali, carichi a cremagliera e a diaframma;
3. sollevare carichi;
4. strisciamento;

5. carico combinato;
6. carico da impatto;
7. carico concentrato.

Numerose case a Santa Paula, Fillmore, Palm Springs e nelle aree circostanti utilizzano i pannelli SIP come metodo di costruzione principale. Il progetto ha ottenuto l'approvazione dall' (allora) International Conference of Building Officials (ICBO) e Standard Building Code Congress International (SBCCI), ora International Code Council (ICC).

Come dimostra la pratica, ai nostri giorni, le case che utilizzano la tecnologia canadese vengono costruite in tutto il mondo, e ciò è dovuto alle qualità di cui sono dotate:

1. composizione unica;
2. metodo di produzione;
3. caratteristiche di installazione;
4. velocità di costruzione dell'edificio.

L'ultimo evento influente nella crescita del settore SIP è l'ascesa della bioedilizia. Dall'avvento del primo SIP con anima in schiuma nei primi anni '50, i SIP sono stati intrinsecamente efficienti dal punto di vista energetico. Il recente interesse del settore edile per l'efficienza energetica e l'edilizia sostenibile dal punto di vista ambientale, ha generato un interesse senza precedenti per la costruzione con SIP.

Gli ultimi vent'anni hanno visto l'emergere di alcuni programmi di efficienza energetica e di bioedilizia, come ENERGY STAR, EarthCraft, Green Globes e il popolare corpo di sistemi di valutazione Leadership in Energy and Environmental Design (LEED). I codici energetici statali e locali sono aumentati; una serie di incentivi fiscali federali, statali e locali stanno spingendo il mercato verso tecnologie edilizie a risparmio energetico.

## 1.4 I benefici dei pannelli SIP

Essendo i pannelli SIP ecosostenibili e ottimi isolanti fono-termici, queste caratteristiche permettono loro di avere alti benefici sulla manutenzione della costruzione, sui costi di gestione e sul rispetto dell'ambiente.

### 1.4.1 Risparmio energetico

Efficienza energetica e responsabilità ambientale sono due tratti distintivi di un edificio sostenibile, gli edifici che consumano meno energia e generano meno emissioni di anidride carbonica hanno un impatto minore sull'ambiente. Il nucleo isolante di un pannello coibentato strutturale fornisce un isolamento continuo.

La percentuale di area in un assieme di parete composta da legname segato è classificata come "fattore di inquadratura" di un muro, esso contribuisce al ponte termico. Maggiore è il numero di inquadrature, maggiore è il fattore di inquadratura e maggiore è l'energia persa a causa del ponte termico. Una tipica casa con struttura a bastoncini (stick-framed) ha in media un fattore di inquadratura compreso tra il 15 e il 25%, mentre una con tecnologia SIP del 3%. Quando viene misurato il valore R dell'intera parete, le pareti SIP superano le pareti con telaio a bastone perché i perni posizionati con un interasse di 41 o 60 causano ponti termici, provocando una perdita di energia. Inoltre, la fibra di vetro e altri materiali isolanti, sono soggetti a lacune, vuoti o compressione.

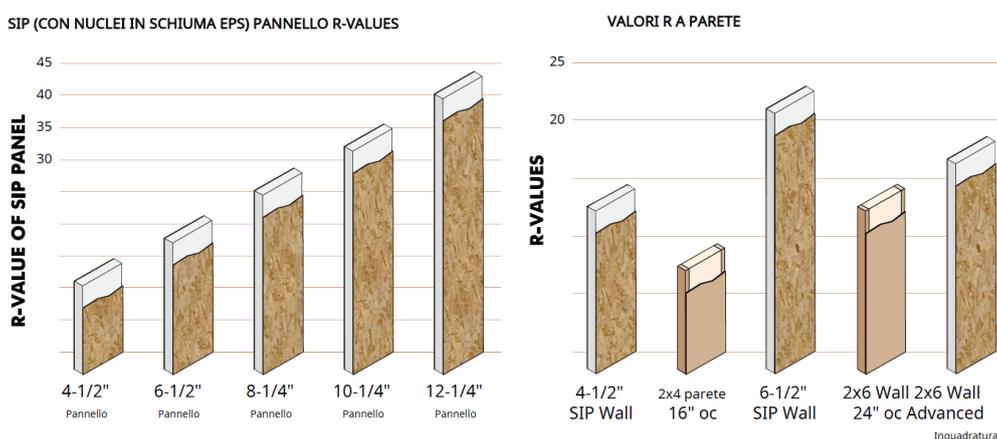


Figura 1.3: Dati Valore R

Quando si lavora con pannelli grandi 2,44x7,32 m, ci sono significativamente meno giunti che richiedono sigillatura, fornendo così maggiori capacità di isolamento. Studi presso l'Oak Ridge National Laboratory (ORNL) del Dipartimento dell'Energia degli Stati Uniti, Department of Energy (DOE), mostrano che

una stanza SIP ha il 90% in meno di perdite rispetto alla sua controparte con telaio a bastoncino [1]. La perdita d'aria dell'edificio viene misurata con un test della porta del ventilatore. Utilizzando ventilatori appositamente progettati per pressurizzare la struttura, i tecnici dell'Home Energy Rating System (HERS) misurano la minore quantità di perdite d'aria domestiche e utilizzano queste informazioni per dimensionare correttamente le apparecchiature Heating, Ventilation and Air Conditioning (HVAC) e richiedere ENERGY STAR, qualifiche Passive House (PHIUS+ 2015) e/o US DOE Zero Energy Ready Home.

Nel 2002, l'ORNL ha collaborato con la SIPA e il DOE per creare cinque innovativi edifici a energia zero [2]. Queste case ad alte prestazioni presentavano pareti e tetti in pannelli isolanti strutturali, sistemi solari fotovoltaici sul tetto e altre tecnologie efficienti dal punto di vista energetico che aiutano ad avvicinarsi all'obiettivo del DOE di azzerare il consumo energetico (costruite a Lenoir, nel Tennessee).

Casa	$m^2$	% di energia risparmiata	Costi annuali delle utenze (€)
SIPA ZEH1	98,48	51,0	290,48
SIPA ZEH2	98,48	57,0	409,89
SIPA ZEH3	98,48	57,5	349,76
SIPA ZEH4	111,48	62,5	232,89
SIPA ZEH5	114,46	69,5	204,95

**Tabella 1.1:** Case a energia quasi zero

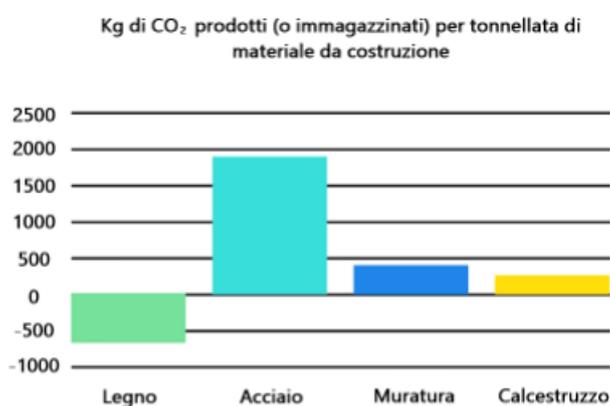
L'ORNL ha eseguito test approfonditi sulle prestazioni di queste case e ha monitorato l'utilizzo di energia per il primo anno di abitazione; l'ermeticità e le proprietà isolanti dell'involucro edilizio SIP hanno contribuito a ridurre i costi annuali di riscaldamento e raffreddamento per la prima casa a zero energia a 0,45\$ al giorno. Utilizzando i SIP in combinazione con altre caratteristiche di efficienza energetica ed economiche, i costruttori sono in grado di offrire case a energia zero agli acquirenti nordamericani.

Gli studi del 2011 del DOE e dell'ORNL Zero Energy Building Residence Alliance (ZEBRA) hanno confrontato le prestazioni energetiche di quattro case affiancate, di uguali dimensioni, con tre camere da letto, due bagni, a un piano non occupate per un periodo di due anni, come mostrato nella Tabella 1.1. Le case sono state programmate per far funzionare luci, riscaldamento dell'acqua e HVAC in modo identico nei due anni. La casa SIP con una valutazione HERS di 46 e una perdita d'aria di 1,25 Air Changes per hour at 50 Pascals (Pa) Pressure Differential (ACH50) ha funzionato meglio rispetto agli altri tre sistemi. La casa SIP ha risparmiato oltre il 50% di energia rispetto alla linea di base IECC 2006 con 15,29 kWh/m annuo [3].

## 1.4.2 Salvaguardia dell'ambiente

Con le crescenti preoccupazioni sul cambiamento climatico globale degli ultimi anni, progettisti e costruttori si stanno concentrando sulla riduzione dell'impatto ambientale delle abitazioni e degli edifici commerciali. I SIP aiutano a raggiungere questa missione risparmiando energia e preziose risorse naturali, fornendo un ambiente interno sano per gli occupanti degli edifici. I costruttori che utilizzano SIP spesso trovano più facile ed economico soddisfare gli standard di qualificazione in molti sistemi di valutazione degli edifici ecologici, come la Leadership in Energy and Environmental Design (LEED), Green Globes e National Green Building Standard della National Association of Home Builders , ICC-700.

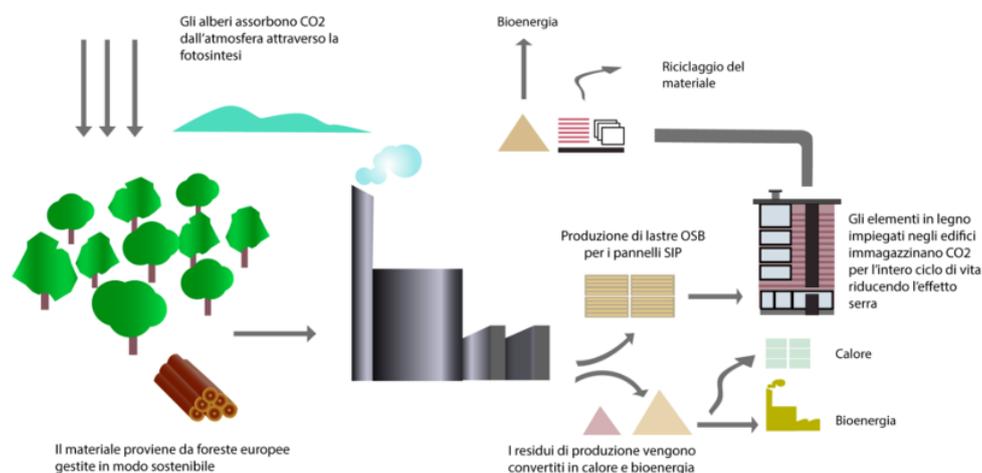
Il nucleo isolante utilizzato nei SIP è una schiuma strutturale leggera composta per il 98% di aria e richiede una quantità relativamente piccola di materia prima per la produzione. Sia gli isolamenti in EPS che quelli in schiuma a base di poliuretano, sono realizzati utilizzando agenti espandenti non Clorofluorocarburi (CFC) che non minacciano lo strato di ozono terrestre. I pannelli OSB, che sono prodotti derivati dal legno, sono realizzati con resine a basso contenuto di formaldeide, comparabile alle quantità presenti nel legno. Il resto del materiale costituente l'edificio è riciclabile per oltre il 90% in volume e per oltre il 98% in peso. Le info grafiche sottostanti mostrano come il legno, rispetto agli altri materiali da costruzione, abbia un bassissimo impatto ambientale (il cosiddetto Carbon Footprint) (Figura 1.4).



**Figura 1.4:** Quantità di CO<sub>2</sub> emessa in atmosfera durante il processo produttivo di 1t di materiale

Le varie tipologie di legname non solo non producono CO<sub>2</sub>, ma anzi ne immagazzinano durante il ciclo di vita della pianta da cui sono successivamente ricavate. Risultati ancora più significativi vengono poi raggiunti considerando non solo la fase di produzione, ma l'intero ciclo di vita del legno (Figura 1.5). Se si considera infatti che gli scarti di produzione e i materiali risultanti dalla demolizione degli edifici possono essere interamente riciclati o trasformati in bioenergia, il livello di sostenibilità ambientale ed

economica di questo materiale risulta ancora più alto.



**Figura 1.5:** Sono rappresentate tutte le varie fasi di vita del prodotto

### 1.4.3 Risparmio di tempo e lavoro

I SIP prefabbricati, essendo pronti per l'installazione quando arrivano in cantiere, eliminano la necessità di eseguire le singole operazioni di intelaiatura, guaina e isolamento delle pareti a telaio. Le aperture delle finestre possono essere pretagliate nei pannelli e, a seconda delle dimensioni, potrebbe non essere necessario installare un'intestazione separata. Lavorare con i pannelli jumbo significa che intere pareti e sezioni del tetto possono essere montate rapidamente.

Poiché i SIP sono un prodotto interamente ingegnerizzato (privo di imprecisioni), non è necessario perdere tempo ad abbattere borchie o raddrizzare pareti incorniciate da bastoncini. Rivestimenti, finiture interne ed esterne saranno montate più velocemente perché i SIP forniscono una superficie di chiodatura uniforme. L'inquadratura interna può essere eseguita dopo aver impostato i SIP, ciò significa che una casa può essere asciugata rapidamente. Le tracce elettriche a parete verticale e orizzontale, le prese di corrente e le scatole degli interruttori possono essere pretagliate in fabbrica. Uno studio RSMMeansD mostra che l'edilizia con SIP consente di risparmiare il 55% sulla manodopera.

### 1.4.4 Risparmio di denaro

Oltre a ridurre i tempi del ciclo di costruzione di una struttura, i SIP possono essere installati con una manodopera meno qualificata rispetto ai tradizionali sistemi a telaio; ciò porta ad avere una spesa del

progetto minore, consentendo un profitto più alto e la possibilità di costruire ulteriori edifici nello stesso lasso di tempo. I costi di smaltimento dei rifiuti in cantiere saranno ridotti, perché questi pannelli sono principalmente fabbricati fuori sede.

L'efficienza energetica e la tenuta di una struttura SIP consentono di utilizzare apparecchiature HVAC più piccole, di ridurre al minimo i percorsi dei condotti e di ridurre i costi di riscaldamento invernale durante il processo di costruzione e le operazioni in corso. I costruttori di case ad alta efficienza energetica possono beneficiare di crediti d'imposta federali o statali, e allo stesso tempo soddisfare i requisiti di isolamento continuo richiesti dall'International Energy Conservation Code (IECC).

#### **1.4.5 Vantaggi di progettazione**

I SIP offrono numerosi vantaggi intrinseci grazie alla loro fabbricazione ingegnerizzata e alle loro capacità strutturali. I progettisti possono sfruttare la complessità a proprio vantaggio con la tecnologia di fabbricazione CAD/CAM, realizzando anche strutture architettoniche complesse.

Le macchine da taglio CNC sono in grado di tagliare praticamente qualsiasi forma e dimensione di pannello, eliminando misurazioni complesse e matematiche dalla costruzione in loco. Tetti complessi, tetti arrotondati, abbaini e finestre arrotondate o ad arco sono solo alcuni esempi di elementi di design facilmente ottenibili con i SIP. I test di carico trasversale e di scaffalature confermano la forza e la resistenza al carico trasversale dei SIP, il che significa che saranno necessari meno supporti aggiuntivi per aggiungere stabilità in aree sismiche o ventose.

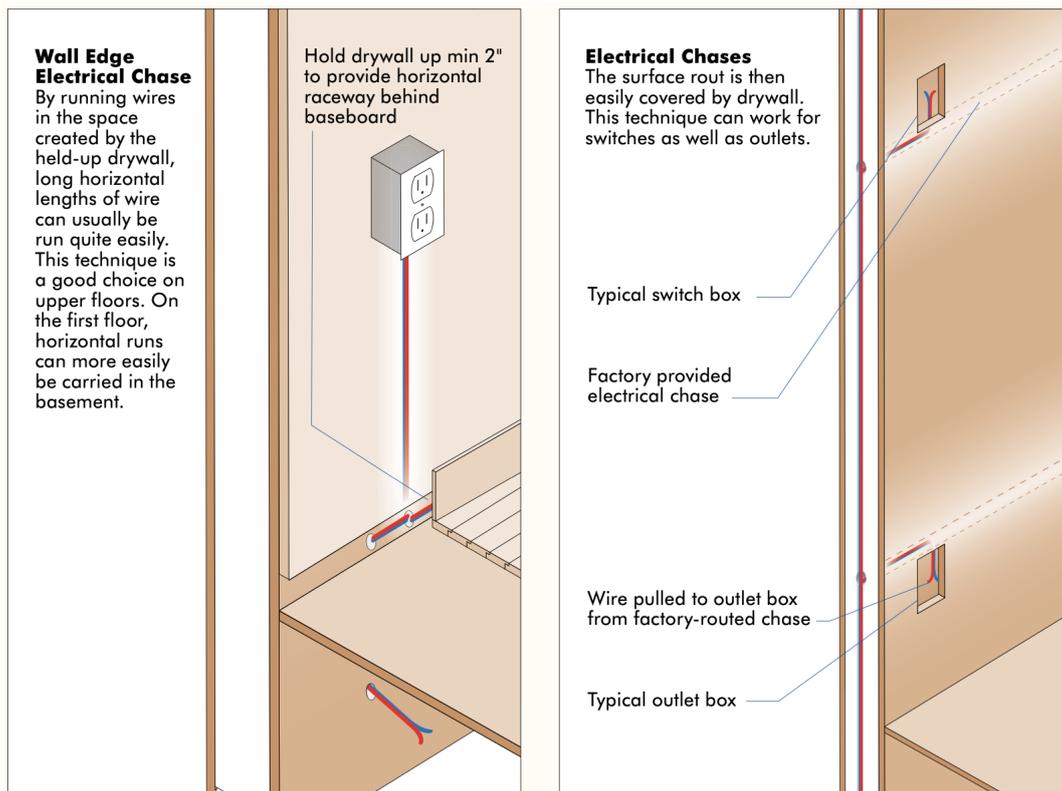
#### **1.4.6 Passaggio impianti**

Essendo i pannelli SIP prefabbricati, è possibile la predisposizione per il passaggio degli impianti come quello elettrico e idraulico (soddisfacendo certi requisiti: evitare penetrazione di umidità e perdita d'aria). I cavi elettrici vengono tirati attraverso canali pretagliati, all'interno del nucleo dei pannelli chiamati inseguimenti. I produttori tagliano o formano inseguimenti sia orizzontalmente che verticalmente durante il processo di fabbricazione in base al progetto elettrico della casa. Anche le prese di corrente e le scatole degli interruttori possono essere pretagliate in fabbrica.

Uno studio di RSMeans ha rilevato che il cablaggio approssimativo costa l'11% in meno in una casa SIP. Gli inseguimenti consentono di far passare i cavi attraverso le pareti senza comprimere l'isolamento o dover perforare i perni. Gli elettricisti possono accedere alle tracce perforando o tagliando piccoli

fori di accesso nella pelle interna del pannello.

Per il passaggio dell'impianto elettrico si utilizzano anche le canaline, create utilizzando uno stampo per cablaggio a montaggio superficiale fabbricato, o con strisce di rivestimento dietro i battiscopa per creare lo spazio per il cablaggio (Figura 1.6).



**Figura 1.6:** Passaggio cavi per impianto elettrico

Quando non è possibile il passaggio degli impianti all'interno dei pannelli SIP, si possono adottare altre tecniche:

- Telaio in legno,
- Utilizzo di listelli a muro
- Utilizzo di travetti distanziati.

#### 1.4.6.A Telaio in legno

Le pareti esterne di Sips sono altamente isolate ed ermetiche, il che significa che tutte le pareti interne/divisorie possono essere costruite in legno. Questo sistema è realizzabile per tubi di riscaldamento e acqua, ma non è adatto per tubi più larghi (come i tubi di scarico), per questo tipo di tubi potrebbe essere necessario che la parete divisoria abbia una profondità maggiore. Se il tubo è ancora troppo grande, potrebbe essere necessario farlo passare attraverso i travetti dello spazio sotto il pavimento, che è un'ottima opzione alternativa per il passaggio dei tubi (Figura 1.7).

#### 1.4.6.B Metodo dell'asse del muro

Questo metodo viene utilizzato dove sono presenti tubazioni che devono essere eseguite lungo una parete esterna e quando non si desidera perforare il pannello SIP. Come accennato in precedenza, i tubi possono essere incorporati nei pannelli, tuttavia l'utilizzo di questo metodo di listelli a parete può essere più semplice ed efficiente; ciò che accadrebbe qui è che i listelli (strisce di materiale solido) verrebbero posizionati a 600 mm di distanza lungo il muro e quindi avvitati nei pannelli. Ciò che fa è creare profondità tra il pannello e il cartongesso, ciò significa che c'è spazio per il passaggio delle tubazioni.

#### 1.4.6.C Travetti spaziali

I travetti spaziali sono ciò che separa il tetto del piano terra e il pavimento del primo piano. Questi travetti forniscono più spazio tra le superfici rispetto ai listelli, il che significa che i tubi più grandi potrebbero essere facilmente fatti passare attraverso questo spazio. I tubi sono perfettamente sicuri per essere fatti passare attraverso i travetti, in quanto sono estremamente resistenti. L'area più ampia all'interno dei travetti è ideale per accogliere tutti i tubi, specialmente quelli di diametro maggiore (Figura 1.8).



**Figura 1.7:** Impianto idraulico a parete



**Figura 1.8:** Travetti spaziali

# 2

## Applicazioni Tecnologiche

### Indice

---

2.1 Campi di applicazione . . . . .	17
2.2 Confronto tra vari pannelli SIP . . . . .	18

---



## 2.1 Campi di applicazione

Questa tecnologia di pannelli è applicabile in vari settori dell'edilizia, uno di questi è quella residenziale di pochi piani (massima altezza di tre piani), sostituendo i tradizionali pavimenti e pareti a montanti, ma anche in quella commerciale leggera. Questi pannelli possono essere impiegati in diversi modi all'interno delle costruzioni, ad esempio:

- Pareti
- Tetti
- Piani

I SIP funzionano molto bene nelle applicazioni a parete, sono molto resistenti nelle condizioni di carico assiale e di scaffalature presenti in questo tipo di applicazioni, superando di gran lunga la costruzione standard del telaio in legno. Le pareti SIP sono disponibili in una varietà di spessori con diversi valori R e caratteristiche prestazionali.

### 2.1.1 Tetti

Nelle applicazioni sui tetti i SIP riducono i tempi di inquadatura, migliorano l'efficienza energetica e creano un soffitto a volta o a cattedrale. L'utilizzo di un tetto SIP crea anche un sottotetto condizionato, che ha molti vantaggi in termini di efficienza energetica. I tetti SIP hanno ricevuto critiche in passato, affermavano che il prodotto aveva perso la sua efficienza di installazione su progetti di tetti complicati. Tuttavia, il software di progettazione avanzato di oggi e la fabbricazione automatizzata consentono a progettisti e installatori SIP esperti di creare linee di tetto complesse in una frazione di tempo.

### 2.1.2 Solai

Sebbene sia abbastanza raro, i SIP possono essere utilizzati nelle applicazioni da pavimento. I pavimenti SIP rappresentano solo il 3-4% dei SIP prodotti in Nord America. Sono in genere utilizzati su spazi non condizionati, come le case costruite su palafitte in condizioni di terreno instabili. In queste situazioni forniscono un ottimo isolamento e non cigolano. Uno degli svantaggi dell'utilizzo dei pavimenti SIP è l'aumento del rischio di danni causati dall'acqua ai pannelli OSB durante il processo di costruzione, questo perchè essi hanno la capacità di accumulare acqua e saranno esposti per periodi di tempo lunghi prima che l'edificio possa essere asciugato. I SIP con rivestimento in OSB devono avere un tempo adeguato per asciugarsi se sono esposti all'umidità. I rivestimenti OSB hanno anche una resistenza al carico puntuale limitata, per questo motivo in genere richiedono l'applicazione di un sottopavimento sopra i rivestimenti OSB per evitare forature.

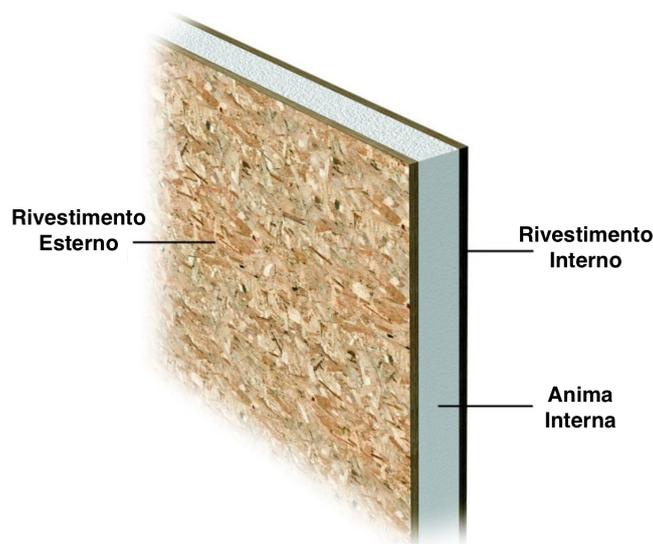
La capacità strutturale del sistema di pannelli sandwich per pavimento e parete dipende dall'efficacia del comportamento composito dell'anima in schiuma e dei rivestimenti, considerando i requisiti dello stato limite di resistenza e di esercizio secondo i codici canadesi per la progettazione del legno.

L'edificio poggia su fondazioni dirette in calcestruzzo armato, a cui è stabilmente ancorato: in zone a più elevato rischio sismico, se necessario, e per edifici a più piani, viene completamente isolato dal terreno tramite struttura metallica di contenimento, a propria volta collegata alle fondazioni a mezzo di isolatori sismici. L'edificio ultimato, e le singole sue parti, costituiscono dal punto di vista statico una struttura a guscio, leggera, sottile ed indeformabile, in grado di resistere a carichi statici e dinamici elevatissimi, ben superiori alle richieste delle normative europee.

I connettori, gli spline, i dispositivi di fissaggio e gli adesivi sono forniti dai produttori di pannelli. Realizzando i SIP in condizioni controllate possiamo raggiungere tolleranze molto più precise rispetto alle strutture in Platform Frame.

## 2.2 Confronto tra vari pannelli SIP

Un pannello coibentato strutturale è composto da tre componenti: il rivestimento esterno, l'anima interna e l'adesivo che li unisce (Figura 2.1).



**Figura 2.1:** Anatomia del pannello SIP

Ci sono diversi materiali di rivestimento e nucleo offerti dai produttori di SIP; la selezione del pannello SIP adatto può dipendere dalle condizioni, dai costi e dalla disponibilità del singolo progetto. I tre materiali

di rivestimento più comunemente usati sono OSB, metallo e pannelli cementizi o in fibrocemento.

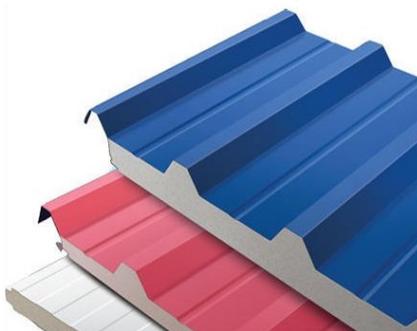
### 2.2.1 Materiali di rivestimento SIP

Nel commercio edillizio esistono differenti tipologie di pannelli SIP che differiscono per materiale utilizzato:

1. Oriented Strand Board (OSB): Pannello strutturale in legno composto da trefoli di legno stratificati, incrociati e incollati con un adesivo resistente all'umidità (Figura 2.2).
2. Metallo: I rivestimenti in metallo di spessore leggero in genere provengono da materiale laminato e fungono da materiale di finitura (Figura 2.3).
3. Cementizio (detti anche fibrocemento): I rivestimenti cementizi sono un materiale composito costituito da cemento, sabbia e fibre di cellulosa (Figura 2.4).
4. Materiali di finitura: Il cartongesso<sup>1</sup> o i pannelli in legno vengono talvolta utilizzati come rivestimento interno in applicazioni speciali in cui l'applicazione sul campo si rivelerebbe difficile; invece per gli esterni è possibile utilizzare come rivestimento i mattoni<sup>2</sup>, oppure rivestimenti sospesi in piastrelle/ardesia (Figura 2.5).



**Figura 2.2:** Pannello SIP rivestito in OSB



**Figura 2.3:** Pannello SIP rivestito in acciaio

### 2.2.2 Adesivo

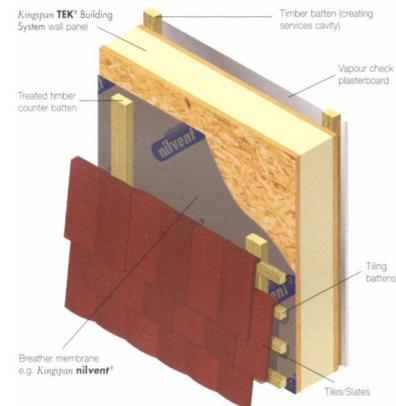
L'adesivo è un elemento importante dei componenti SIP; esso deve fornire un forte legame tra i rivestimenti e il nucleo, al fine di sostenere le forze di instabilità [4]. Inoltre dovrebbe anche essere in grado di resistere alla penetrazione dell'umidità e non delaminarsi durante il ciclo di vita dei SIP. Per un nucleo

<sup>1</sup>Resiste al fuoco per 60 minuti utilizzando due strati di cartongesso da 15 mm

<sup>2</sup>Sistema brevettato da Kingspan TEK Ltd (2007)



**Figura 2.4:** Pannello SIP rivestito in cemento (CSPIS)



**Figura 2.5:** Rivestimento pensile di piastrelle

che ha caratteristiche autoadesive, come nel caso dei PUR o PIR, non è necessario l'adesivo per legare i rivestimenti al nucleo; tuttavia per un nucleo senza tali caratteristiche, come EPS o XPS, è necessario l'adesivo. Noakes [5] delinea alcuni adesivi adatti che vengono utilizzati nei moderni compositi tra cui adesivi poliuretanic, Polivinacetato (PVA), acrilico, fenolico ed epossidico.

## 2.2.3 Proprietà dei materiali di rivestimento SIP

### 2.2.3.A Dimensione

I rivestimenti OSB sono gli unici pannelli disponibili nel formato jumbo da 2,44x7,32 m e pannelli di grandi dimensioni si traducono in un minor numero di giunti e un montaggio più rapido. I pannelli metallici sono realizzati con materiale laminato, consentendo la produzione di SIP metallici di quasi tutte le lunghezze e facilmente trasportabili, ma con una larghezza limitata di 1,22 m. I pannelli cementizi sono comunemente disponibili in sezioni da 1,22x2,44 m e in alcuni casi da 1,22x6,66 m o 1,22x4,27 m.

### 2.2.3.B Facilità di montaggio

La facilità di montaggio dipenderà in gran parte dalla familiarità dell'installatore con le costruzioni in legno, metallo o cementizie. I SIP con rivestimento OSB vengono generalmente assemblati utilizzando pistole sparachiodi pneumatiche e sono relativamente facili da maneggiare, mentre quelli metallici e cementizi vengono assemblati utilizzando viti anziché chiodi. Nel caso in cui i SIP debbano essere modificati in loco, le pelli OSB possono essere facilmente tagliate utilizzando strumenti di falegnameria standard. Anche i pannelli metallici possono essere modificati con poche difficoltà, ma i pannelli cementizi richiedono strumenti speciali e controllo della polvere in loco per la sicurezza dei lavoratori.

Il tipo di rivestimento del pannello può anche influenzare notevolmente il peso dei pannelli e il modo in cui i materiali vengono gestiti in cantiere. I SIP con rivestimento OSB pesano in media  $19,53\text{Kg}/\text{m}^2$ , il che significa che un SIP con rivestimento OSB di  $1,21 \times 2,44$  m pesa circa 58,97 Kg e può essere spostato in loco senza attrezzature di movimentazione. I pannelli con rivestimento in metallo, invece sono molto più leggeri dei pannelli con rivestimento in OSB, mentre i pannelli SIP cementizi pesano più del doppio. Un SIP cementizio di  $1,21 \times 2,44$  m pesa oltre 114 Kg, ciò rende difficile spostarsi all'interno del cantiere e può portare a un rallentamento del processo di installazione.

### **2.2.3.C Umidità**

Nell'ambiente di costruzione, l'esposizione all'umidità è spesso inevitabile. L'OSB utilizzato sui SIP è classificato Esterno-Esposizione 1 (OSB/3), il che significa che ha la capacità di resistere all'esposizione temporanea all'umidità se gli viene data l'opportunità di asciugarsi. Per determinare quale classe di OSB prendere in considerazione è necessario far riferimento alla norma UNI EN 335-3: 1998 [6] che stabilisce le classi di rischio biologico dovute all'esposizione dei pannelli per uso in ambiente umido. Questo fattore deve essere preso in considerazione quando si dettagliano e si rifiniscono gli edifici SIP con skin OSB. I rivestimenti metallici non sono significativamente influenzati dall'esposizione all'umidità; le pelli cementizie invece, anche se resistono bene in questi ambienti, si espandono con l'assorbimento dell'umidità e si contraggono durante l'asciugatura, rischiando così fenomeni di rottura da creep e di conseguenza presenza di crepature.

### **2.2.3.D Materiali di finitura**

Le pelli metalliche e cementizie hanno la capacità di essere utilizzate come materiale di finitura. Una cosa da considerare quando si utilizzano le pelli dei pannelli come materiali di finitura, è che un importante elemento strutturale dell'edificio sarà esposto agli elementi per tutta la vita della struttura. I materiali di finitura per interni, come cartongesso o pannelli di legno, sono esposti agli agenti atmosferici in cantiere e si danneggiano facilmente durante l'installazione.

### **2.2.3.E Resistenza agli insetti**

Termiti e formiche carpentiere consumano legno e altri materiali cellulosici; i SIP con pelli metalliche o cementizie non contengono legno e quindi sono più resistenti alle termiti. Per questo motivo i SIP metallici e cementizi sono popolari negli Stati Uniti meridionali e nell'America centrale. Esistono tre diversi tipi di schiuma isolante utilizzati nei SIP: EPS<sup>3</sup>, Polistirene Estruso (XPS)<sup>4</sup> e Poliuretano Rigido (PUR).

<sup>3</sup>È un materiale organico sintetico, di origine naturale che viene trattato con processi di produzione artificiali, con struttura cellulare.

<sup>4</sup>Sono pannelli realizzati in polistirene estruso monostrato e costituiti da celle perfettamente chiuse, uniformi ed omogenee riempite con gas a ridotto impatto ambientale secondo le più recenti normative internazionali.

Tutti i tipi di anime offrono un valore di isolamento e caratteristiche prestazionali relativamente comparabili. Per prevenire l'intrusione di termiti o formiche carpentiere, molti produttori di SIP offrono nuclei in EPS infusi con borati; questo trattamento é disponibile solo su SIP con core EPS. Tuttavia l'EPS trattato con borato, non é un sostituto di una corretta prevenzione delle termiti nelle aree più densamente popolate.

## **2.2.4 Proprietà dei materiali del nucleo SIP**

### **2.2.4.A Valore R**

Il valore R é una misura della resistenza di un materiale alla conduttività termica; un valore R più alto indica una maggiore resistenza alla conduttività termica e migliori prestazioni come materiale isolante. Tradizionalmente é stata posta molta enfasi sul valore R per migliorare l'efficienza energetica dell'involucro edilizio, ma studi più recenti indicano che le perdite d'aria sono responsabili fino al 40% della perdita di calore di una casa.

Ciascun produttore di SIP ha pubblicato valori R basati su metodi di prova standardizzati. La schiuma EPS ha il valore R più basso per pollice, seguita da XPS. La schiuma di poliuretano ha il più alto valore R per pollice di spessore del materiale. Ciò non significa che non si possano ottenere valori R elevati con EPS o XPS, solo che potrebbe richiedere un SIP più spesso per ottenere lo stesso valore R.

La schiuma in PUR subisce un processo noto come deriva termica, in cui l'agente espandente gassoso, utilizzato nel processo di fabbricazione, fuoriesce lentamente dal prodotto finito e riduce il suo valore R fino a un certo punto. Per questo motivo i produttori di SIP faranno riferimento al valore R allo stato stazionario o al valore R invecchiato che rende effettivo questo degrado.

A titolo di esempio sono riportate delle tabelle di un produttore [7], in cui sono descritti, in base allo spessore del pannello SIP e al tipo di core costituente del pannello, i valori R (ricavati mediante un test condotto a una temperatura media di 75°C) (Tabella 2.1):

### **2.2.4.B Permeabilità**

La permeabilità é una misura della quantità di vapore acqueo che può passare attraverso un determinato materiale in un determinato periodo di tempo; si misura in permanenti. Un alto valore permanente significa che l'umidità si trasferisce rapidamente attraverso un materiale o un assieme [8].

PUR SIPs		EPS SIPs		GPS SIPs	
Spessore [m]	Valore-R	Spessore	Valore-R	Spessore	Valore-R
0,12	27	0,12	15	0,12	18
0,14	34	0,16	23	0,16	28
0,17	41	0,21	29	0,21	36
		0,26	37	0,26	45
		0,31	45	0,31	55
		0,38	55	0,38	67

**Tabella 2.1:** Valori-R in funzione dello spessore

Sebbene le valutazioni di autorizzazione per i SIP varieranno in base allo spessore e al tipo di materiale di base utilizzato, tutti i SIP con nucleo in schiuma hanno una valutazione di autorizzazione relativamente bassa. Un SIP da 0,35 m con rivestimenti in OSB e un'anima in EPS soddisfa i requisiti del codice edilizio per un ritardante al vapore (US-IBC-1.0 perms); non é richiesta o desiderabile alcuna barriera al vapore interna in plastica di polietilene aggiuntiva, ad eccezione dei climi subartici e artici. Le valutazioni di permeabilità per XPS e poliuretano sono inferiori all'EPS, e quindi SIP con questi materiali di base avrebbero valutazioni di permeabilità inferiori.

I SIP sono tipicamente bilateralmente simmetrici in termini di permeabilità; la resistenza al flusso di vapore é identica da un lato all'altro della mezzeria del pannello. Gli assemblaggi di pareti e tetti sono spesso progettati con flusso di vapore verso l'interno o verso l'esterno, a seconda delle condizioni climatiche. Con i SIP, la resistenza al flusso di vapore verso l'interno e verso l'esterno é la stessa, consentendo l'utilizzo del prodotto praticamente in qualsiasi zona climatica.<sup>5</sup>

#### **2.2.4.C Resistenza al fuoco**

La classificazione del fuoco e la resistenza al fuoco sono una funzione dell'intera parete o dell'insieme del tetto, non dei singoli componenti, come i nuclei o i rivestimenti SIP. Le strutture SIP residenziali in genere richiedono l'applicazione di una barriera termica resistente al fuoco di 15 minuti all'interno, come un cartongesso spesso 1,3 cm o un materiale con prestazioni termiche equivalenti. Gli edifici commerciali leggeri o multiuso di tipo V antincendio possono richiedere una classificazione antincendio di un'ora e/o sistemi sprinkler. Quando é richiesto un assemblaggio con resistenza al fuoco di un'ora, i produttori di SIP possono fornire assemblaggi testati per pareti e tetti che soddisfano i test di resistenza al fuoco di un'ora delineati in ASTM E 119 [9].

<sup>5</sup>In climi subartici/artici potrebbe essere necessario installare una membrana impermeabile completamente aderente

#### 2.2.4.D Spessore del nucleo

I diversi materiali di base utilizzati nei SIP hanno processi di produzione molto diversi che determinano il loro spessore massimo disponibile. I SIP con core EPS e XPS sono in genere disponibili in dimensioni che vanno da un'anima da 9 cm (spessore totale del pannello di 11,4 cm) a un'anima da 36 cm (spessore totale del pannello di 38 cm).

I SIP sono spesso descritti utilizzando il dimensionamento nominale, in cui verrà utilizzato un SIP nominale da 10 cm (spessore totale effettivo del pannello 11 cm) con legname dimensionale 2 x 4 (larghezza effettiva 9 cm), che corrisponde allo spessore del nucleo SIP e si inserisce negli incavi dei pannelli per piastre terminali, blocchi, scanalature o altri usi. I pannelli con anima in poliuretano sono comunemente disponibili da 9 cm (spessore totale del pannello 11 cm), da 14 cm (spessore totale del pannello 17 cm) e da 21 cm (spessore totale pannello 24 cm).

#### 2.2.5 Metodi di fabbricazione dei pannelli

Esistono due principali metodi di fabbricazione per i pannelli [10]:

1. Un adesivo strutturale viene applicato sul nucleo isolante pretagliato, il nucleo viene poi pressato a freddo tra i due rivestimenti fino all'indurimento dell'adesivo (polimerizzazione);
2. La schiuma viene versata tra i rivestimenti pre-spaziati per poi indurire e legarsi ai rivestimenti.

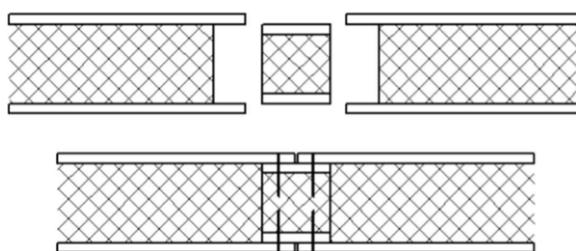
Entrambi i metodi generano un singolo elemento che unisce il comportamento strutturale dei rivestimenti con le capacità isolanti della schiuma. Questi pannelli sono prodotti in varie dimensioni e spessori a seconda dei requisiti termici/strutturali desiderati.

Il processo di produzione ha grande influenza su resistenza e su rigidità del pannello, un incollaggio di qualità è essenziale. Allo stesso modo, il metodo di realizzazione e le connessioni influiscono molto sulla resistenza finale dei componenti. I SIP prefabbricati possono far risparmiare ai costruttori una notevole quantità di lavoro in loco; essendo già pronti per l'installazione, quando arrivano in cantiere eliminano la necessità di eseguire le singole operazioni di intelaiatura, isolamento e rivestimento necessarie invece nelle strutture a telaio. Le aperture per le finestre potrebbero essere già pretagliate nel pannello.

È possibile realizzare pannelli "jumbo" prefabbricati che permettono di erigere rapidamente intere pareti e sezioni del tetto necessitando però di mezzi elevatori. Solitamente i pannelli vengono movimentati "a mano" e collegati tra loro per formare pareti e tetti. La connessione tra pannelli avviene mediante

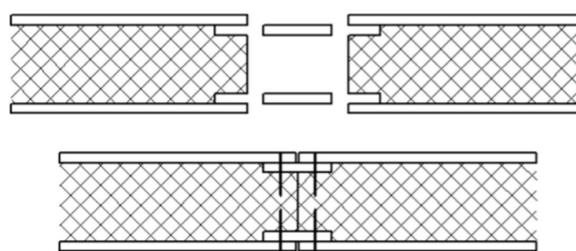
elementi chiamati “spline”. La SIP Engineering Design Guide [11] definisce spline nel seguente modo: «elementi installati, in fabbrica o in cantiere, all’interno del nucleo isolante, per interconnettere i pannelli SIP adiacenti utilizzando una disposizione maschio- femmina». Le spline sono classificate come segue:

1. **Block Spline (o mini-SIP):** spline a forma di blocco costituito dallo stesso materiale dei rivestimenti e con lo stesso nucleo in schiuma, con spessore complessivo uguale allo spessore del nucleo isolante dei pannelli da collegare, da inserite in una rientranza ai bordi verticali dei due pannelli. La connessione tra questi tre elementi viene garantita mediante incollaggio e chiodatura all’umidità.



**Figura 2.6:** Block Spline

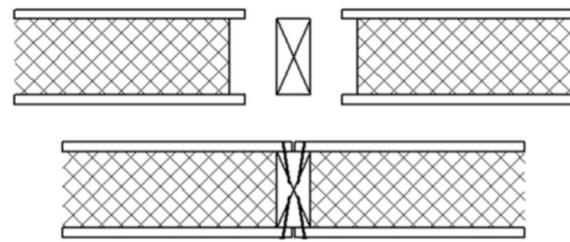
2. **Surface spline:** Una coppia di pannelli strutturali, dello stesso materiale dei rivestimenti del SIP, vengono inseriti in delle scanalature tagliate nel nucleo isolato ai bordi verticali dei due pannelli SIP da collegare (Figura 2.7).



**Figura 2.7:** Surface spline

3. **Reinforcing spline (Tipo R):** Una spline di tipo R è un elemento con proprietà definite separatamente dal pannello SIP. Questo tipo di spline rinforza il pannello SIP e fornisce una notevole resistenza e rigidità assiale e trasversale (fuori dal piano). Esempi di spline di tipo R includono: derivati del legno, legname segato o montanti in acciaio stampati a freddo (Figura 2.8)

La connessione con spline in schiuma (block e surface spline) è preferibile per la realizzazione del tetto a favore di una maggiore efficienza energetica [12].



**Figura 2.8:** Rinforcing spilne

La connessione spline in legno (tipo R) viene utilizzata soprattutto per i pavimenti. Per il mercato delle abitazioni “su misura”, i SIPs offrono un prodotto all’avanguardia in grado di fornire una grande varietà di elementi progettati su misura.

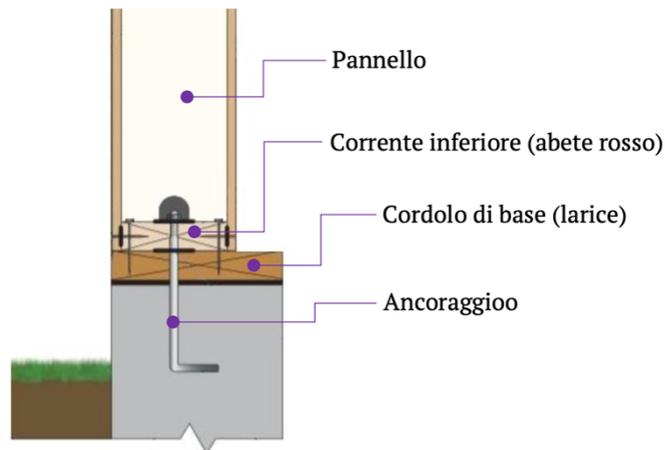
In qualsiasi progetto i SIP creano una struttura solida ed efficiente dal punto di vista energetico. I SIP devono una parte della loro nascente popolarità al rinnovato interesse per le strutture in legno. L’utilizzo di pannelli jumbo (ad esempio 2.5x7.5m) permettono di completare molto rapidamente un grande edificio. I SIP sono anche una scelta ampiamente usata per le scuole che desiderano ridurre i costi energetici e creare un ambiente interno salubre per gli studenti.

Costruire con SIP comporta diverse considerazioni uniche dal punto di vista della progettazione e della realizzazione; è necessario porre attenzione durante la realizzazione della fondazione (solitamente platea in c.a.). I pannelli possono essere modificati in loco per adattarsi a fondazioni fuori squadra o non livellate, ma questo processo può risultare laborioso e penalizzante per la capacità di tenuta all’aria delle pareti. In testa e alla base del pannello vengono posizionati degli elementi, in genere tavole di legno (abete rosso) di spessore pari allo spessore del nucleo, che vengono poi fissati al pannello utilizzando adesivo e fissaggi a intervalli regolari (Figura 2.9).

Oltre ai due correnti appena visti è presente un ulteriore elemento in legno (solitamente in larice), di spessore maggiore o uguale allo spessore del pannello, con funzione di cordolo di base; tale elemento permette il collegamento tra la fondazione in c.a. e i pannelli. Il cordolo in legno viene fissato alla fondazione in c.a. mediante ancoraggio meccanico.

## **2.2.6 Collegamenti Strutturali**

Quando si costruisce un edificio SIP, si deve fare sempre riferimento ai disegni di layout del pannello forniti con il pacchetto per i metodi di connessione e le pianificazioni di fissaggio. I dettagli sono spesso specifici per quel particolare progetto e sono progettati per soddisfare i carichi di progettazione che

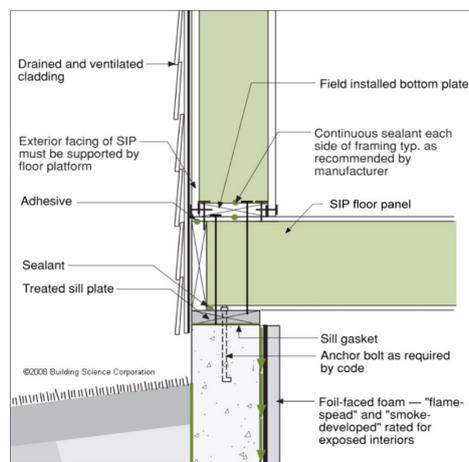


**Figura 2.9:** Ancoraggio alla fondazione

variano in base alla posizione, al tipo di edificio e ai regolamenti edilizi locali. Ora illustremo differenti dettagli di connessione che compongono le case.

### 2.2.6.A Pavimentazione

Nelle situazioni in cui sono specificati i SIP del pavimento, il progettista SIP determinerà lo spessore del pannello appropriato in base alla distanza che il pannello del pavimento deve coprire. Il progettista creerà anche un dettaglio di connessione alla fondazione (Figura 2.10) per garantire un adeguato appoggio sul sistema di fondazione. Il dettaglio dovrebbe anche proteggere il SIP dall'intrusione di umidità sigillando contro le infiltrazioni d'aria e fornendo una rottura capillare del materiale trattato tra il SIP e qualsiasi superficie in calcestruzzo.

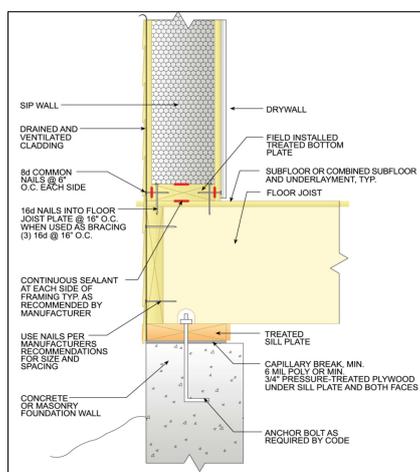


**Figura 2.10:** SIP a pavimento

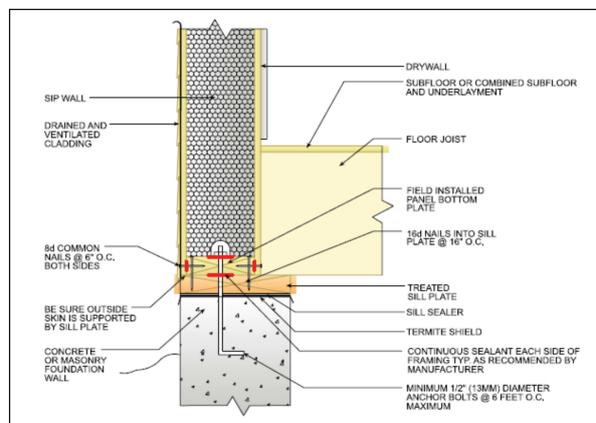
I carichi puntuali sono sempre una considerazione con i pavimenti SIP. Un secondo strato di rivestimento del pavimento viene in genere applicato sul pavimento SIP se è specificato un rivestimento per pavimenti morbido come vinile o moquette. Anche i carichi puntuali nel sistema di pareti sono un problema per i pavimenti SIP e possono richiedere il blocco o l'appoggio diretto sulla fondazione.

### 2.2.6.B Pareti esterne

Le pareti SIP possono poggiare sia sopra un sistema di pavimento con struttura a piattaforma (Figura 2.11), sia direttamente sulla fondazione (Figura 2.12).



**Figura 2.11:** Parete fissata su sistema di pavimento con struttura in legno



**Figura 2.12:** Parete appoggiata su fondazione

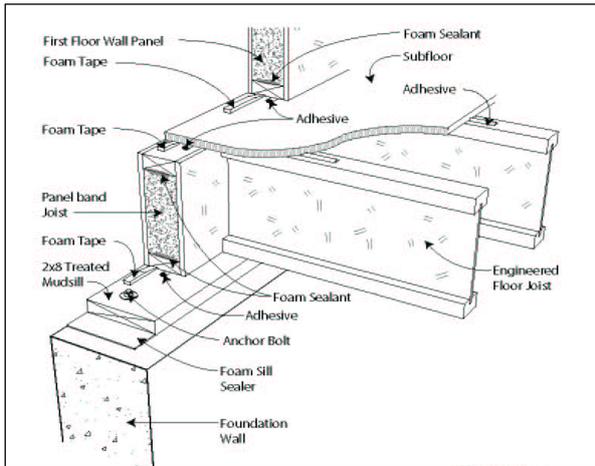
I sistemi di pavimento con struttura a piattaforma sono spesso una fonte di perdite d'aria e la progettazione di pareti SIP da appoggiare direttamente sulla fondazione garantisce una migliore tenuta all'aria. Tuttavia, lavorare con questo dettaglio richiede una base più ampia con tolleranze relativamente strette.

### 2.2.6.C Connessione ad angolo

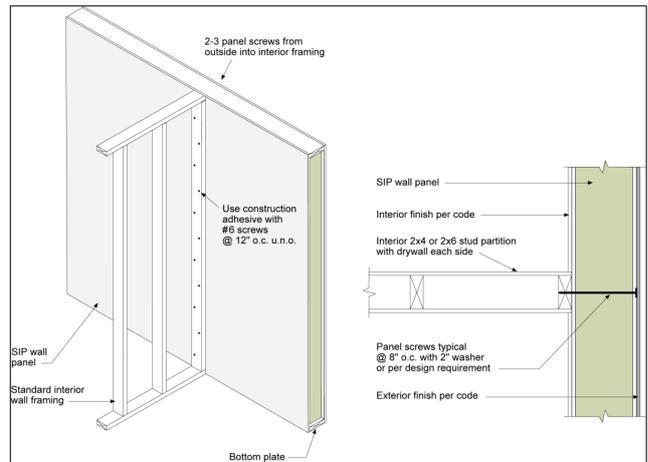
All'intersezione tra due pareti SIP perpendicolari le piastre terminali dimensionali in legno sono installate nelle rientranze in schiuma di entrambe le pareti (Figura 2.13); le pareti vengono quindi fissate con viti per pannelli. È importante notare che questo tipo di dettaglio di sovrapposizione crea un muro più corto delle dimensioni effettive dell'edificio.

### 2.2.6.D Pareti interne

Le partizioni interne sono fissate ai SIP utilizzando uno schema di viti sfalsate all'interno, oltre alle viti del pannello dall'esterno; il fissaggio delle partizioni interne con viti per pannelli attraverso lo spessore del



**Figura 2.13:** Pannello del bordo isolato

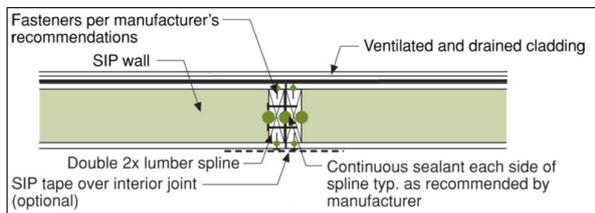


**Figura 2.14:** Fissaggio delle partizioni interne

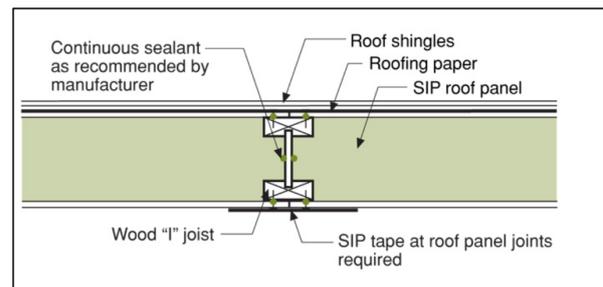
pannello impedisce qualsiasi movimento che potrebbe causare crepe nel muro a secco (Figura 2.14).

### 2.2.6.E Connessioni spline

Le connessioni spline vengono utilizzate per le connessioni nel piano tra i pannelli. I dettagli della spline possono essere utilizzati su pannelli per pareti o tetti (Figura 2.15), i dettagli della connessione spline in un disegno di layout SIP mostreranno anche dove è necessario aggiungere il sigillante per garantire un giunto a tenuta d'aria. La sigillatura è uno degli aspetti più importanti dell'installazione SIP; i pannelli sigillati in modo improprio possono causare danni da umidità, muffe, marciume e persino cedimenti strutturali.



**Figura 2.15:** Spline in legno a doppia dimensione



**Figura 2.16:** Spline I-joist

### 2.2.6.F I joist spline

Questa connessione spline utilizza un travetto a *I* in legno ingegnerizzato simile a quelli comunemente usati per il pavimento nell'edilizia residenziale. Questo travetto aggiunge forza alla connessione del

pannello, ma é molto piú leggero e facile da maneggiare in loco, e poiché sono un prodotto in legno ingegnerizzato, i travetti a *I* sono piú dritti e facili da installare rispetto al legname segato (Figura 2.16).

### 2.2.6.G Piano intermedio

Quando si costruisce con pareti SIP, i pavimenti intermedi possono essere incorniciati utilizzando l'intelaiatura della piattaforma o un sistema di pavimento sospeso (Figura 2.17 - a). L'intelaiatura della piattaforma é comune nella costruzione in legno convenzionale e comporta il posizionamento di travetti del pavimento sopra il pannello a parete SIP. A seconda delle condizioni di carico potrebbe essere necessaria una piastra di copertura strappata per l'intera larghezza del pannello a parete SIP; la piastra di copertura é installata sopra la piastra superiore per dare ai travetti del pavimento pieno appoggio sui rivestimenti interni ed esterni della parete SIP.

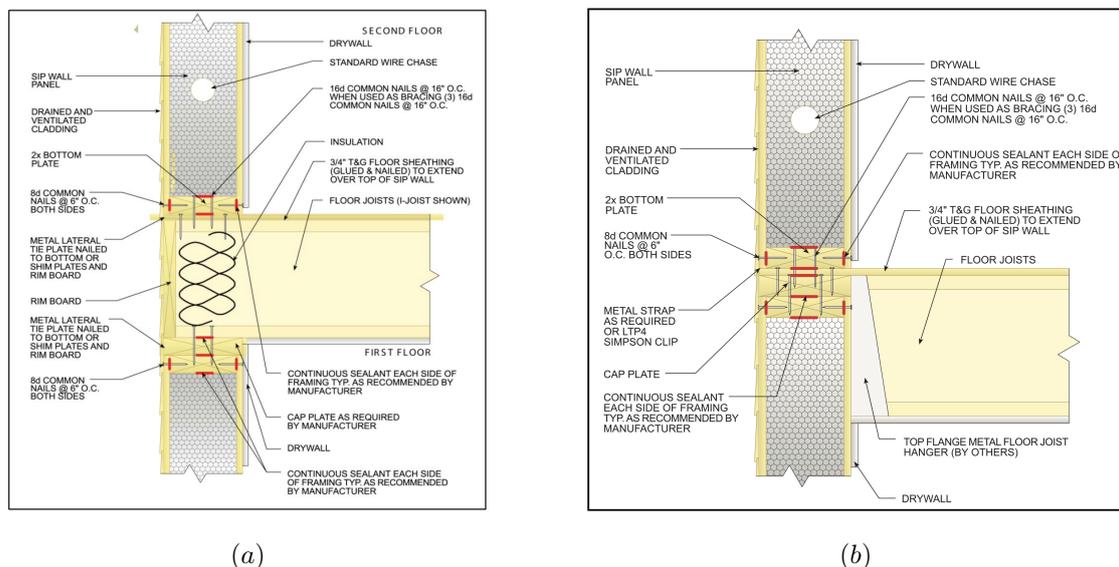


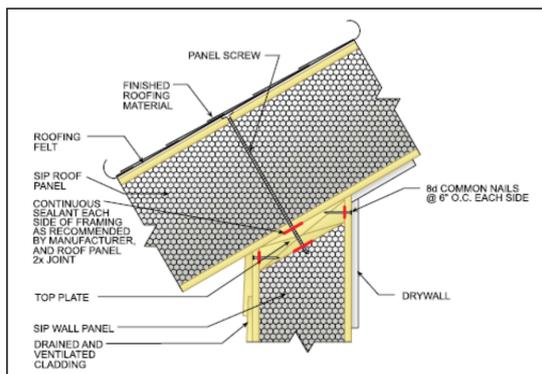
Figura 2.17: Esempi di pavimenti sospesi intermedi

Un'altra opzione per i piani intermedi é un sistema di pavimenti sospesi (Figura 2.17 - b). Questo dettaglio utilizza un gancio per travetti con montaggio superiore attaccato alla parte superiore della parete del primo piano. I pavimenti sospesi sono in genere piú efficienti dal punto di vista energetico perché eliminano qualsiasi potenziale perdita d'aria attraverso il sistema del pavimento o l'area del travetto del bordo.

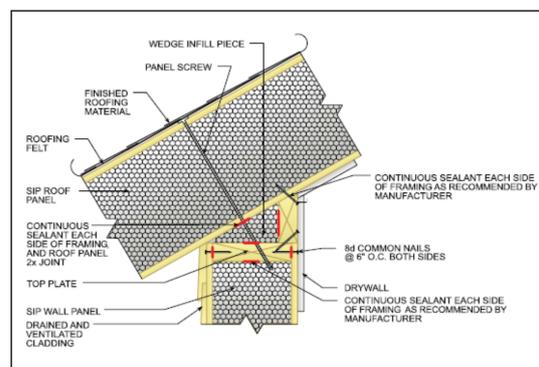
### 2.2.6.H Pareti-copertura

I collegamenti da parete a tetto possono essere realizzati utilizzando una parete SIP con taglio smussato o una parete SIP con taglio quadrato, a seconda dell'inclinazione del tetto, del tipo di sistema di

copertura utilizzato e delle preferenze del produttore SIP. Con un trattamento di taglio inclinato la parete SIP é stata tagliata all'esatta inclinazione del tetto (Figura 2.18). Le piastre superiori posizionate nell'incavo in schiuma nella parte superiore dei pannelli a parete forniscono supporto e ricevono le viti del pannello utilizzate per fissare il sistema di tetto SIP.



**Figura 2.18:** Dettaglio parete SIP con taglio smussato



**Figura 2.19:** Dettaglio parete SIP squadrata

Quando un tetto SIP viene posizionato su una parete SIP a taglio quadrato, le squadre di inquadratura devono installare legname massiccio tagliato smussato nella parte superiore del muro per abbinare l'inclinazione del tetto e fornire ai pannelli del tetto un supporto adeguato (Figura 2.19).

In entrambi i dettagli la connessione parete-tetto é con un'area di tenuta critica. É pratica comune che i tetti a capriate convenzionali siano posizionati su pareti SIP; in questo caso viene utilizzata una parete quadrata insieme a una piastra di copertura che viene strappata per l'intera larghezza del pannello a parete SIP.

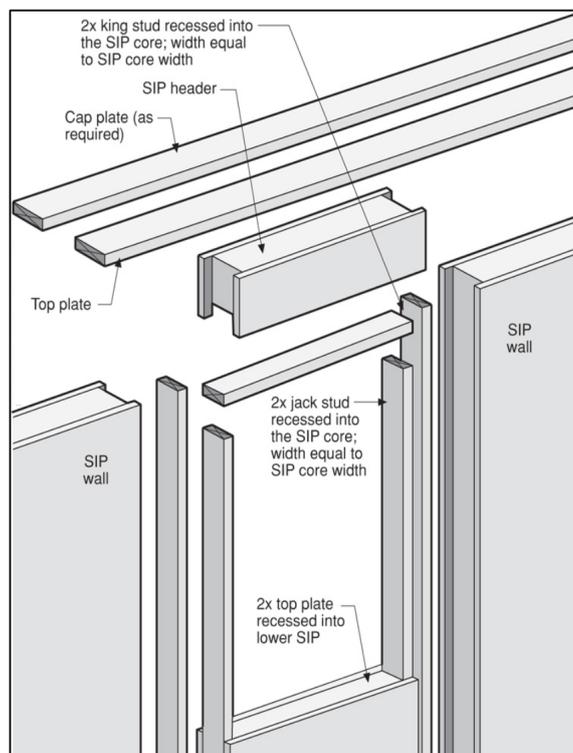
La piastra di copertura aumenta la capacità di carico assiale del sistema di pareti SIP, distribuendo i carichi concentrati creati dalle capriate sui rivestimenti interni ed esterni delle pareti.

### 2.2.6.1 Infissi

In molti casi le aperture di porte e finestre possono essere tagliate nelle pareti SIP senza la necessità di un'intestazione strutturale. Se possibile, evitare intestazioni strutturali riduce i ponti termici e consente di risparmiare tempo in cantiere.

I produttori di SIP hanno condotto test e pubblicato tabelle di carico con le campate massime consentite per le aperture di porte e finestre, senza l'aggiunta di un'intestazione strutturale; questi tengono conto della larghezza dell'apertura e dei carichi strutturali agenti sulla parete.

Quando tali limiti vengono superati, i progettisti specificheranno intestazioni in legno strutturali come quelle costruite con legname dimensionale, prodotti in legno ingegnerizzato o persino intestazioni isolate fabbricate. Le intestazioni sono supportate da montanti o legname dimensionale incorporati nei pannelli a parete SIP su ciascun lato dell'apertura (Figura 2.20).



**Figura 2.20:** Dettaglio struttura per finestra

### 2.2.6.J Copertura

Una delle decisioni chiave prese dal progettista è la selezione dello spessore del pannello del tetto.

I SIP più spessi hanno un valore R più alto e possono estendersi su ulteriori distanze.

Quando si seleziona lo spessore del pannello, il progettista deve considerare i carichi di progetto totali, la modellazione energetica dell'intero edificio, la distanza da coprire e il budget del progetto.

Quando si tratta di campate del tetto, i progettisti devono anche considerare il tipo di connessioni spline utilizzate tra i pannelli del tetto. Il legname dimensionale o le scanalature in legno ingegnerizzato consentono ai pannelli di coprire distanze maggiori, ma questi prodotti riducono l'efficienza energetica creando un ponte termico e possono aumentare il costo del progetto.

Esistono molte opzioni diverse per supportare un tetto SIP; travi di colmo, travi ad arcareccio e pareti portanti sono elementi comuni nella progettazione di un sistema che supporti adeguatamente i pannelli del tetto SIP e soddisfi le esigenze di spazio interno del proprietario dell'edificio (Figura 2.21)

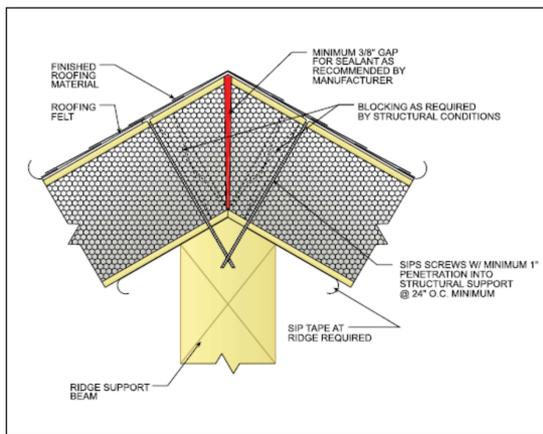


Figura 2.21: Dettaglio della cresta

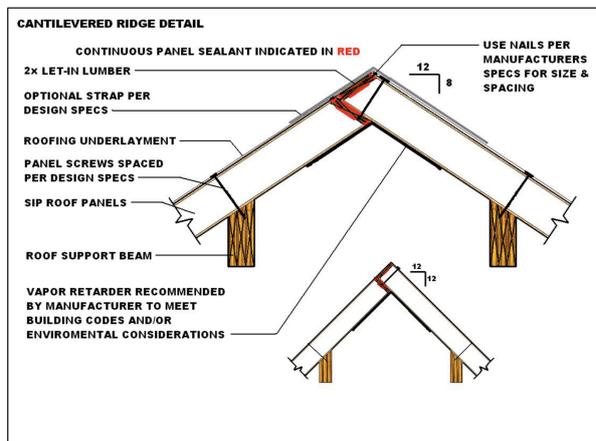


Figura 2.22: Dettaglio della cresta offset

Un'altra opzione prevede due travi ad arcareccio sfalsate rispetto al picco del tetto (Figura 2.22). Il dettaglio del colmo sfalsato consente la realizzazione di un controsoffitto al di sotto del colmo che può essere utilizzato per il passaggio meccanico o elettrico.

### 2.2.6.K Fascia del tetto

I progettisti non si preoccupano solo di questioni strutturali, ma anche l'estetica della rifinitura della sporgenza del tetto. Un pannello del tetto tagliato a piombo creerà un'altezza della fascia maggiore dello spessore del pannello del tetto SIP. Lasciando i pannelli del tetto tagliati a squadra, gli sbalzi possono essere incorniciati per creare una varietà di design dall'aspetto attraente (Figura 2.23).

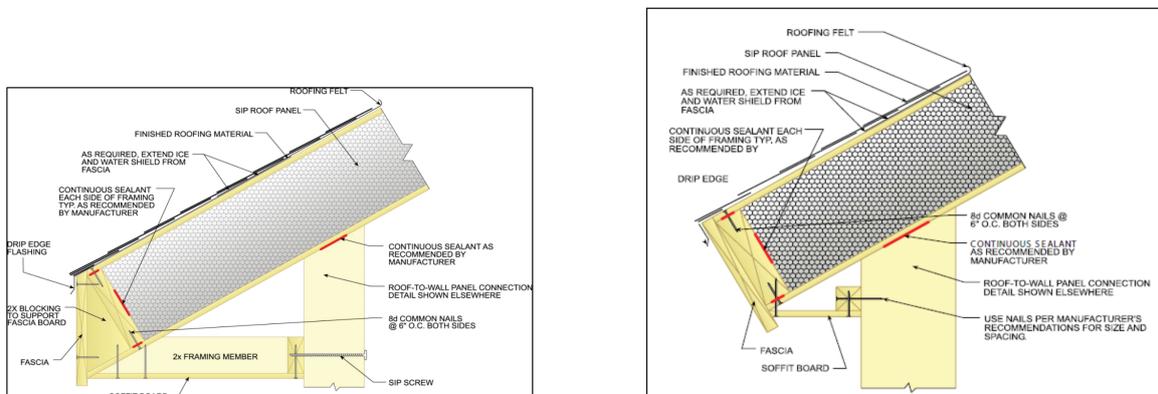
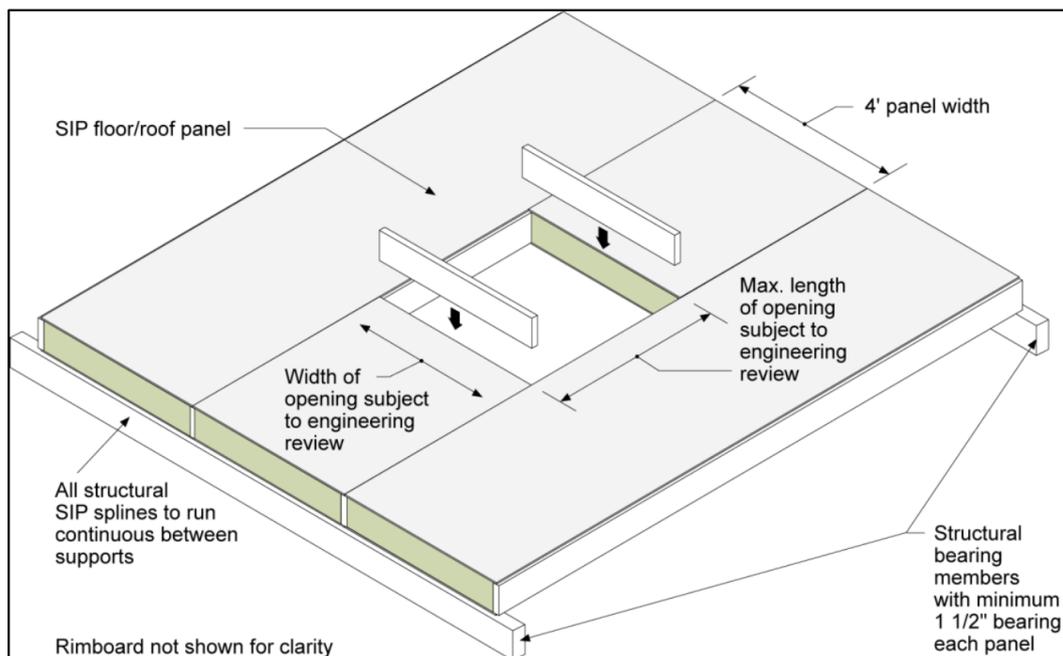


Figura 2.23: Dettagli di gronda

### 2.2.6.L Lucernari e penetrazioni del tetto

Se il progetto richiede lucernari, la posizione e le dimensioni esatte del lucernario devono essere determinate durante la fase di progettazione, in quanto grandi aperture possono influenzare notevolmente la capacità strutturale dei pannelli del tetto SIP. Le penetrazioni nel tetto non devono mai essere tagliate attraverso le scanalature del pannello e devono sempre essere adeguatamente sigillate contro perdite d'aria e infiltrazioni d'acqua. (Figura 2.24).



**Figura 2.24:** Lucernario tetto SIP

# 3

## Modalità di rottura dei pannelli

### Indice

---

3.1	Metodi di calcolo, codici e linee guida . . . . .	37
3.2	Azioni e comportamento strutturale . . . . .	51
3.3	Studi Sperimentali . . . . .	51
3.4	Azioni e Comportamento Strutturale . . . . .	59
3.5	Modalità di rottura . . . . .	60
3.6	Confronto dei risultati . . . . .	62

---



## 3.1 Metodi di calcolo, codici e linee guida

### 3.1.0.A Standard Britannico BS 5268-6.2: Calcolo della Resistenza

Griffiths [13] ha sviluppato il metodo di prova iniziale per la determinazione della resistenza nel piano e della rigidezza di pareti intelaiate in legno. Il suo lavoro è stato codificato e incorporato nella BS 5268-6.1 [14], fornendo raccomandazioni per la progettazione, il collaudo, la fabbricazione e la costruzione di pareti intelaiate in legno per abitazioni non superiori a tre piani (BSI, 1988). La procedura di codifica nella norma BS 5268-6.1 [15] ha delineato che la resistenza nel piano della parete intelaiata in legno può essere definita utilizzando il “metodo di valutazione” o il “test di carico”.

Entrambi i metodi si basano sull'uso di una “resistenza laterale di base” ( $R_b$ ), che viene modificata da altri fattori per ricavare il valore della resistenza laterale. Nel metodo di valutazione, i valori di base della resistenza laterale di alcuni materiali sono stati definiti da Griffiths dai risultati dei test e incorporati nel codice. Per una parete intelaiata in legno realizzata utilizzando, per il rivestimento, un materiale elencato nella Tabella 3.1, il valore di resistenza laterale di base associato da utilizzare per calcolare la resistenza di progetto nel piano viene modificato da vari fattori che includono diametro del chiodo, interasse della chiodatura, spessore del rivestimento, altezza della parete, aperture nel telaio e lunghezza della parete.

Allo stesso modo, viene calcolata anche la resistenza di progetto in caso di test di carico, ma utilizzando una resistenza di base nel piano ottenuta dai risultati di una serie di prove eseguite in conformità alla sezione 5 della norma BS 5268-6.1 [14] o per la successiva revisione di questa standard (BS 5268-6.1 [16]). Per questa sperimentazione si farà riferimento al solo metodo di valutazione.

Secondo BS 5268-6.2 [17], la resistenza alle forze orizzontali da vento (resistenza laterale) dovrebbe essere fornita da elementi di irrigidimento nel piano del muro. Questi dovrebbero essere costituiti da telai in legno rivestiti con pannelli o rinforzati diagonalmente. La resistenza laterale e la rigidezza delle pareti intelaiate vengono determinate secondo il:

**Metodo di valutazione:** le resistenze laterale di base riportate nella Tabella 3.1 devono essere modificate applicando i fattori di modifica del materiale e i fattori di modifica della parete appropriati.

La resistenza laterale di una parete deve essere calcolata come:

$$\text{Resistenza laterale del muro} = R_b L K_m K_w. \quad (3.1)$$

dove:

$R_b$  = resistenza laterale di base (Tabella 3.1) in kilonewton per metro (kN/m);

$L$  = lunghezza della parete in metri (m);

$K_m$  = prodotto dei fattori di modifica del materiale,  $K_{201}$   $K_{202}$   $K_{203}$ ;

$K_w$  = prodotto dei fattori di modifica della parete,  $K_{204}$   $K_{205}$   $K_{206}$   $K_{207}$ .

Materiale della scheda primaria	Fissaggio	Resistenza allo scasso	Materiali di categoria 2 o 3 (kN/m)	Materiale di categoria 1 (kN/m)
Materiali di categoria 1: <ul style="list-style-type: none"> <li>• compensato da 9,5 mm;</li> <li>• cartone medio da 9,0 mm;</li> <li>• Truciolare da 12,0 mm (tipo P5 o P7);</li> <li>• pannello rigido temperato da 6,0 mm;</li> <li>• OSB da 9,0 mm (tipo OSB/3)</li> </ul>	Chiodi a filo diametro 3,00 mm lunghi almeno 50 mm, interasse massimo 150 mm sul perimetro, 300 mm interni	1.68	0.28	0.84
Materiali di categoria 2: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Pannello isolante impregnato di bitume da 12,5 mm</li> </ul>	Chiodi a filo diametro 3,00 mm lunghi almeno 50 mm, interasse massimo 75 mm sul perimetro, 150 mm interni	0.90	0,45	1.06
Materiali di categoria 3: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Pannello isolante impregnato di bitume da 12,5 mm</li> </ul>	Chiodi per cartongesso diametro 2,65 mm di lunghezza almeno 40 mm, interasse massimo 150 mm	0.90	0.45	1,06

**Tabella 3.1:** Resistenze di base per una vasta gamma di materiali e combinazioni di materiali

### 3.1.0.B Fattori di modifica per la variazione nei fissaggi e nello spessore dei materiali descritti nella Tabella 3.1

- **Variazione nel diametro del chiodo:** Per variazioni del diametro del chiodo tra 2.25 mm e 3.75 mm, i valori per la resistenza laterale di base indicati nella Tabella 3.1 devono essere moltiplicati per  $K_{201}$ :

$$K_{201} = \frac{D_n}{3} \quad (3.2)$$

dove  $D_n$  è il diametro del chiodo proposto in millimetri (mm).

- **Variazione nel interasse dei chiodi:** Per rivestimenti diversi dal cartongesso, i valori per la resistenza laterale di base indicati nella Tabella 3.1 devono essere moltiplicati per  $K_{202}$  per tenere conto delle variazioni nell'interasse dei chiodi:

$$K_{202} = \frac{1}{0,6A + 0,4} \quad (3.3)$$

dove:

$$A = S_p/s_p;$$

$S_p$  = interasse perimetrale proposta in millimetri (mm);

$s_p$  = interasse perimetrale dei chiodi indicata nella Tabella 3.1 (in mm).

- **Variazione dello spessore del pannello:** I valori per la resistenza laterale di base indicati nella Tabella 3.1 possono essere modificati da  $K_{203}$  per tenere conto delle variazioni di spessore dei rinforzi o dei rivestimenti:

$$K_{203} = (2,8B - B^2 - 0,8) \quad (3.4)$$

dove:

$$B = \frac{T_b}{t_b},$$

$T_b$  = spessore del pannello proposto in millimetri (mm),

$t_b$  = spessore del pannello, come indicato nella Tabella 3.1, in millimetri (mm).

In nessun caso B dovrà essere inferiore a 0.75 o superiore a 1.25.

### 3.1.0.C Fattori di modifica per forma della parete, aperture, carico verticale e interazione

- **Fattore di forma per i pannelli:**

La resistenza laterale di base deve essere modificata per tener conto della lunghezza e dell'altezza

della parete intelaiata in legno. Il fattore di forma deve essere calcolato come segue, dove L è la lunghezza della parete in metri (m) e h è l'altezza del pannello in metri (m) in esame:

- a. Per  $\frac{L}{h} \leq 1$ :  $K_{204} = \frac{L}{h}$
- b. Per  $\frac{L}{h} \geq 1$  e  $L < 4,8$  m:  $K_{204} = (\frac{L}{h})^{0,4}$
- c. Per  $\frac{L}{h} \geq 1$  e  $L > 4,8$  m:  $K_{204} = (\frac{4,8}{h})^{0,4}$

Per pannelli di altezza superiore a 2.4 m e dove è richiesto un giunto orizzontale intermedio nel rinforzo o rivestimento, tali giunti devono essere incorniciati e inchiodati secondo le raccomandazioni pertinenti alla clausola 7 della norma.

- **Finestre, porte e altre aperture completamente incorniciate nei muri:** Per un muro con aperture incorniciate, la resistenza nel piano deve essere ridotta per tener conto dell'effetto delle aperture. Il fattore dell'effetto delle aperture  $K_{205}$  dovrebbe essere calcolato come

$$K_{205} = (1 - 1,3p)^2. \quad (3.5)$$

Oppure, nel caso specifico in cui le aperture non sono più vicine ai bordi del pannello di 1200 mm come

$$K_{205} = (1 - p)^2, \quad (3.6)$$

dove:

$$p = \frac{A_a}{A_t};$$

$A_a$  = somma delle aree delle aperture nel muro;

$A_t$  = area totale della parete includendo anche le aperture.

In entrambi i casi, quando  $p > 0,75$ :  $K_{205} = 0$ .

Quando un'apertura è a una distanza inferiore di 300 mm dall'angolo di un edificio e la profondità dell'apertura è maggiore della metà dell'altezza del pannello, la lunghezza di quella parte del muro, fino all'apertura compresa, deve essere ignorata quando si determina la lunghezza totale della parete.

Quando  $K_{205}$  viene preso come  $(1 - 1.3p)^2$  e due aperture incorniciate sono separate da meno di 300 mm e le altezze di entrambe le aperture sono maggiori della metà dell'altezza del pannello, l'area dell'apertura deve essere considerata come quella del rettangolo che racchiude entrambe le aperture.

Quando  $K_{205}$  viene preso come  $(1 - p)^2$  e due aperture incorniciate sono separate da meno di 600 mm e le altezze di entrambe le aperture sono maggiori della metà dell'altezza del pannello, l'area dell'apertura deve essere considerata come quella del rettangolo che racchiude entrambe le aperture.

**NOTA:** Questo metodo di valutazione dell'effetto delle aperture nelle pareti tiene conto del caso peggiore di aperture in una parete con struttura in legno. laddove si possono ottenere valori più elevati di resistenza nel piano considerando una parete come un numero di lunghezze più brevi, questo approccio è accettabile.

### 3.1.0.D Variazione del carico verticale sulla parete intelaiata in legno

Poiché i valori di resistenza laterale di base riportati nella Tabella 3.1 sono riferiti a un carico verticale pari a zero sulle pareti intelaiate in legno, la resistenza laterale di base deve essere moltiplicata per  $K_{206}$  per tener conto dell'effetto di altre condizioni di carico verticale. Il carico verticale sul muro,  $F$ , usato in  $K_{206}$  dovrebbe essere calcolato usando solo il carico permanente e tutti gli effetti netti del vento.  $K_{206}$  dovrebbe essere calcolato come:

$$K_{206} = \left\{ 1 + (0.09F - 0.0015F^2) \left( \frac{2.4}{L} \right)^{0.4} \right\}, \quad (3.7)$$

dove:

$F$  = carico verticale uniformemente distribuito in kilonewton per metro (kN/m) (max = 10.5 kN/m);

$L$  = lunghezza del muro in metri (m).

Si presume che nell'applicazione di  $K_{206}$  i siano state prese in considerazione le forze di sollevamento o i momenti di ribaltamento e che sia stato progettato qualsiasi fissaggio necessario, pertanto il carico verticale non deve essere considerato inferiore a zero. Ai fini del calcolo di  $K_{206}$  i carichi verticali concentrati devono essere convertiti in un carico verticale uniformemente distribuito equivalente:

$$F = \frac{2aF_p}{L^2}, \quad (3.8)$$

dove:

$F$  = carico verticale uniformemente distribuito equivalente in kilonewton per metro (kN/m);

$F_p$  = carico concentrato in kilonewton (kN);

$a$  = distanza da  $F_p$  all'estremità sottovento del pannello considerata in metri (m);

$L$  = lunghezza della parete considerata in metri (m).

### 3.1.0.E Interazione

Nel calcolare la resistenza ammissibile nel piano delle pareti, la resistenza di base nel piano dovrebbe essere moltiplicata per il fattore di modifica  $K_{207}$  che ha valore di 1.1.

### 3.1.0.F UNI EN 1995-1-1. Calcolo della Resistenza

La norma si applica alle strutture di legno (massiccio, laminato, ecc.) ed ai pannelli a base di legno, uniti mediante adesivi o collegamenti meccanici, e fornisce i criteri di progettazione strutturale compresa la durabilità. La EN 1995 [18] si applica alla progettazione di edifici e di opere di ingegneria civile di legno (legno massiccio, segato, piallato o sotto forma di pali, legno lamellare incollato oppure prodotti strutturali a base di legno, per esempio il Laminated Veneer Lumber (LVL) oppure di pannelli a base di legno uniti assieme tramite adesivi o mezzi di unione meccanici. Essa è conforme ai principi e ai requisiti per la sicurezza e la funzionalità delle strutture, nonché ai criteri generali di progettazione e verifica forniti nella EN 1990:2002 [32].

### 3.1.0.G Pareti a diaframma

Le pareti a diaframma devono essere progettate per resistere alle azioni imposte, sia orizzontali sia verticali. La parete deve essere adeguatamente vincolata in modo da evitare il ribaltamento e lo slittamento. Le pareti a diaframma destinate ad assicurare nel proprio piano una resistenza di piastra ("racking strength") devono essere irrigidite nel proprio piano tramite pannelli, diagonali di controventatura o connessioni in grado di contrastare i momenti. La resistenza di piastra di una parete deve essere determinata tramite prova conforme alla EN 594 [19] oppure tramite calcoli, impiegando appropriati metodi analitici o modelli di progettazione. La progettazione delle pareti a diaframma deve tenere conto sia della tipologia di costruzione materiale, sia la configurazione geometrica della parete oggetto di considerazione. Deve essere valutata la risposta delle pareti a diaframma alle azioni, allo scopo di assicurare che la costruzione rimanga entro appropriati limiti di funzionalità. Per le pareti a diaframma sono forniti due metodi semplificati di calcolo, alternativi.<sup>1</sup>

### 3.1.0.H Analisi semplificata di pareti a diaframma - Metodo A

Si raccomanda che il metodo semplificato fornito sia applicato solo alle pareti a diaframma munite di ancoraggi all'estremità, cioè l'elemento verticale all'estremità è direttamente connesso alla costruzione sottostante. Si raccomanda che il valore di progetto della capacità portante di piastra  $F_{v,Rd}$  sotto una forza  $F_{v,Ed}$  agente sul lato superiore di un pannello montato a sbalzo e assicurato contro il sollevamento (tramite azioni verticali oppure ancoraggi), sia determinato utilizzando il seguente metodo di analisi

<sup>1</sup>La procedura raccomandata è il metodo A. La scelta nazionale può essere reperita nell'appendice nazionale.

semplificato per pareti realizzate da uno o più pannelli, laddove ciascun pannello consiste di un foglio fissato a un lato di un telaio di legno, purché:

- La spaziatura dei mezzi di unione sia costante lungo il perimetro di ciascun foglio;
- La larghezza di ciascun foglio ammonti ad almeno  $\frac{h}{4}$  (altezza della parete)

Per una parete realizzata con diversi pannelli, si raccomanda che il valore di progetto della capacità portante di piastra di una parete sia calcolata da:

$$F_{v,Rd} = \sum F_{i,v,Rd}, \quad (3.9)$$

dove  $F_{i,v,Rd}$  è la capacità portante di piastra di progetto del pannello i-esimo.

Si raccomanda che la capacità portante di piastra di ciascun pannello,  $F_{i,v,Rd}$ , contro una forza  $F_{i,v,Ed}$  secondo la Figura 3.1 sia calcolata tramite

$$F_{i,v,Rd} = \frac{F_{f,Rd} b_i c_i}{s}, \quad (3.10)$$

dove:

$F_{f,Rd}$  = valore di progetto della capacità laterale di un singolo mezzo di unione;

$b_i$  = larghezza del pannello;

$s$  = spaziatura dei mezzi di unione.

$$c_i = \begin{cases} 1 & \text{per } b_i \leq b_0 \\ \frac{b_i}{b_0} & \text{per } b_i < b_0 \end{cases} \quad (3.11)$$

Dove:  $b_0 = \frac{h}{2}$  con  $h$  = altezza della parete

Il valore  $F_{f,Rd}$  è quello relativo alla resistenza di progetto del singolo mezzo di unione. Tuttavia il valore fornito dalla EN 1995 / sezione 8, è un valore caratteristico. Tale valore va quindi “convertito” in un valore di progetto al fine di utilizzare la formula prima citata. Per la conversione da valori caratteristici a valori di progetti, si può far riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) 2018 in cui:

$$X_d = \frac{K_{mod} X_k}{\gamma_M}, \quad (3.12)$$

dove:

$X_d$  = valore di progetto di una proprietà del materiale (o della resistenza di un collegamento)

$X_k$  = valore caratteristico della proprietà del materiale o della resistenza del collegamento.

$\gamma_M$  = coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale,

$K_{mod}$  = coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura.

Combinazioni fondamentali	$\gamma_M$
Legno massiccio	1.50
Legno lamellare incollato	1.45
Pannelli di tavole incollate a strati incrociati	1.45
Pannelli di particelle o di fibre	1,50
LVL, compensato, pannelli di scaglie orientate	1.40
Unioni	1.50

**Tabella 3.2:** Valori della tabella III estratti della NTC18

I valori di  $\gamma_M$  e  $K_{mod}$  sono indicati nelle Tabelle III e IV del Capitolo 4.4. dell'NTC18 (Vedi Tabella 3.2 e il valore scelto di  $K_{mod}$ ). Nel nostro caso (unioni) il coefficiente scelto sarà pari a 1.50. Per quanto riguarda  $K_{mod}$ , considerando una classe di servizio 2 e come classe di durata del carico Breve, viene scelto un valore pari a 0.9. Dunque

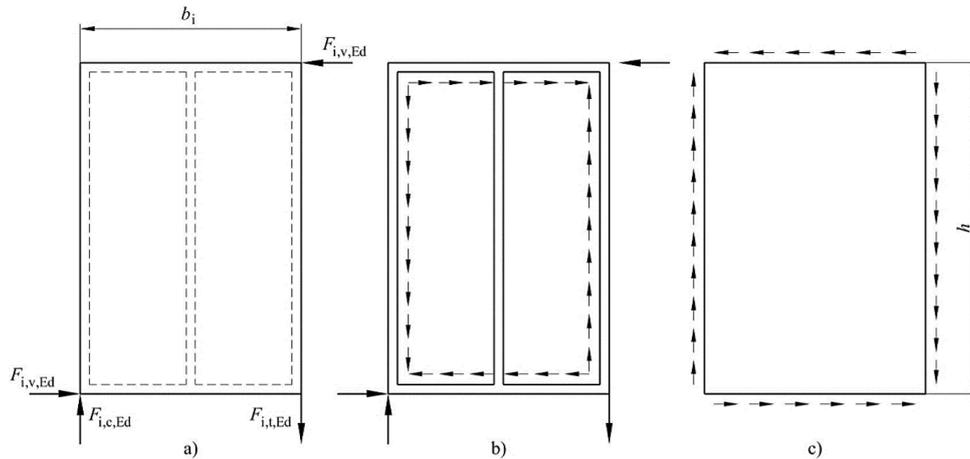
$$F_{f,Rd} = \frac{0.9F_{v,Rk}}{1.5}, \quad (3.13)$$

nella determinazione della spaziatura dei mezzi di unione, si raccomanda che i bordi siano assunti come scarichi. Forze agenti su:

- a. Pannello,
- b. Telaio,
- c. Rivestimento.

Si raccomanda che i pannelli contenenti un'apertura di porta o finestra non siano considerati come in grado di contribuire alla capacità portante di piastra. Per i pannelli aventi fogli su entrambi i lati si applicano le seguenti regole:

- Se i fogli e i mezzi di unione sono tutti dello stesso tipo e dimensioni, allora si raccomanda che la capacità portante di piastra totale della parete sia assunta come la somma delle capacità portante di piastra dei singoli lati;
- Se si utilizzano differenti tipi di fogli, può essere preso in considerazione il 75% della capacità portante di piastra del lato più debole, a meno che un valore diverso non si dimostri appropriato, se si usano mezzi di unione aventi simile modulo di scorrimento. Negli altri casi si raccomanda che non più del 50% sia preso in considerazione.



**Figura 3.1:** Forze agenti sul pannello

Si raccomanda che le forze esterne  $F_{i,c,Ed}$  e  $F_{i,t,Ed}$  secondo la Figura 3.1 siano determinate tramite:

$$F_{i,c,Ed} = F_{i,t,Ed} = \frac{F_{i,v,Ed} h}{b_i}, \quad (3.14)$$

dove  $h$  è l'altezza della parete.

Queste forze possono essere trasmesse ai fogli nel pannello adiacente, oppure trasmesse alla costruzione soprastante o sottostante. Nel caso in cui forze di trazione vengano trasmesse alla costruzione sottostante, si raccomanda che il pannello sia ancorato tramite mezzi di unione rigidi.

### 3.1.0.I Connessioni con mezzi di unione metallici (sezione 8)

A meno che regole specifiche non vengano fornite nella presente sezione, la capacità portante caratteristica e la rigidità delle connessioni devono essere determinate tramite prove conformi alle EN 1075 [20], EN 1380 [21], EN 1381 [22], EN 26891 [23] e EN 28970 [24]. Se le norme pertinenti descrivono prove a trazione e compressione, le prove per la determinazione della capacità portante caratteristica devono essere eseguite a trazione. Si andranno ad analizzare le connessioni legno-legno e pannello-legno.

Si raccomanda che la capacità portante caratteristica per chiodi, cambrette, bulloni, spinotti e viti, per singolo piano di taglio e per singolo mezzo di unione, sia assunta come il valore minimo determinato dalle espressioni che seguono.

Per mezzi di unione a taglio singolo:

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} t_1 d \\ f_{h,2,k} t_2 d \\ \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{1+\beta} \left[ \sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[ 1 + \frac{t_2}{t_1} + \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left( 1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 1.05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2+\beta} \left[ \sqrt{2\beta (1+\beta) + \frac{4\beta(2+\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 1.05 \frac{f_{h,1,k} t_2 d}{1+2\beta} \left[ \sqrt{2\beta^2 (1+\beta) + \frac{4\beta(1+2\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 1.15 \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right. \quad \text{con } \beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}}, \quad (3.15)$$

dove:

$F_{v,Rk}$  = capacità portante caratteristica per singolo piano di taglio e per singolo mezzo di unione.

$t_i$  = spessore del legno o del pannello, oppure la profondità di penetrazione, con  $i = 1$  o  $2$ .

$f_{h,i,k}$  = resistenza caratteristica a rifollamento nell'elemento ligneo  $i$ -esimo;

$d$  = diametro del mezzo di unione;

$M_{y,Rk}$  = momento caratteristico di snervamento per il mezzo di unione;

$\beta$  = rapporto fra le resistenze a rifollamento degli elementi;

$F_{ax,Rk}$  = capacità caratteristica assiale a estrazione per il mezzo di unione.

Si può notare dall'equazione 3.15:

1. Le prime due formule rappresentano il raggiungimento della resistenza ultima per rifollamento di uno dei due elementi lignei (Figura 3.2 a e b);
2. Le altre formule indicano la formazione di cerniere plastiche sull'elemento di fissaggio. (Figura 3.2 c, d, e, f)

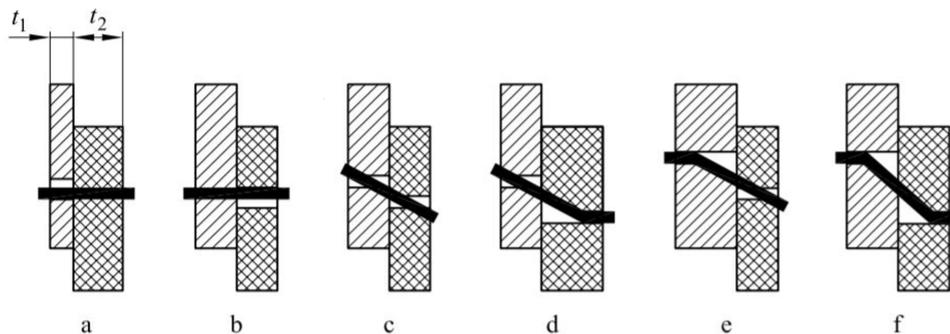
Il primo termine sul lato destro rappresenta la capacità portante secondo la teoria dello snervamento di Johansen, mentre il secondo termine  $\frac{F_{ax,Rk}}{4}$  è il contributo dovuto all' "effetto cordata". Si raccomanda che il contributo alla capacità portante dovuto all' "effetto cordata" sia limitato alle seguenti percentuali della parte Johansen:

- Chiodi a gambo cilindrico 15%, a gambo quadrato 25%,

- Altri chiodi 50%,
- Viti 100%,
- Bulloni 25%,
- Spinotti 0%.

Se  $F_{ax,Rk}$  non è noto, allora si raccomanda che il contributo dovuto all' "effetto cordata" sia assunto uguale a zero. Per mezzi di unione a taglio singolo, la capacità caratteristica a estrazione,  $F_{ax,Rk}$ , è assunta come la più bassa delle capacità nei due elementi. Per la capacità a estrazione,  $F_{ax,Rk}$ , di bulloni, la resistenza fornita dalle rondelle può essere tenuta in considerazione.

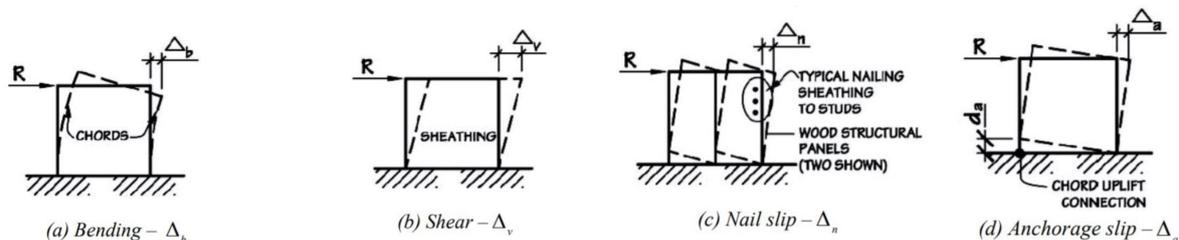
Se di seguito non vengono fornite regole specifiche, si raccomanda che la resistenza caratteristica a rifollamento  $f_{h,k}$  sia determinata secondo le EN 383 [25] e EN 14358 [26]. Se di seguito non vengono fornite regole specifiche, si raccomanda che il momento caratteristico di snervamento  $M_{y,Rk}$  sia determinato secondo le EN 409 [27] e EN 14358 [26].



**Figura 3.2:** Tipologie di rotture nelle connessioni legno-legno

### 3.1.0.J CAS 086 - Calcolo dello Spostamento

Sotto carico laterale, le pareti di taglio si comportano in modo simile a una trave a I a sbalzo, dove il rivestimento funge da anima che resiste alle forze di taglio, mentre i montanti verticali resistono al momento flettente. I dettagli costruttivi come le procedure per la chiodatura e i fissaggi influiscono sulla resistenza del muro. Pertanto, l'equazione della deflessione laterale consiste di quattro componenti che contribuiscono alla deflessione della parete ( $\Delta_{SW}$ ): deflessione dovuta alla flessione della parete ( $\Delta_b$ ), deflessione a taglio del rivestimento ( $\Delta_v$ ), scorrimento del dispositivo di fissaggio ( $\Delta_n$ ) e deformazione dell'ancoraggio ( $\Delta_a$ ) (Figura 3.3).



**Figura 3.3:** Componenti della deflessione laterale

La deformazione laterale di una parete di un edificio a un piano,  $\Delta_{SW}$ , può essere calcolato utilizzando la seguente equazione, come fornito in CSA O86 [28].

$$\Delta_{SW} = \frac{2v(H_s)^3}{3EAL_s} + \frac{vH_s}{B_V} + 0.0025H_s e_n + \frac{H_s}{L_s} d_a \quad (3.16)$$

dove:

$\Delta_{SW}$  = deflessione orizzontale nel piano in cima al segmento di parete a un piano;

$v$  = forza di taglio per unità di lunghezza dovuta al carico laterale specificato, N/mm;

$H_s$  = l'altezza del segmento della parete, mm;

$E$  = il modulo di elasticità dei montanti, MPa;

$A$  = l'area della sezione trasversale dei montanti,  $mm^2$ ;

$L_s$  = la lunghezza del segmento di parete di taglio, mm;

$B_V$  = la rigidezza a taglio (shear-through-thickness) del pannello di rivestimento, N/mm;

$e_n$  = la deformazione del chiodo per un particolare carico, mm;

$d_a$  = l'allungamento verticale totale del sistema di ancoraggio della parete.

In questa equazione, il primo termine deriva dal calcolo dello spostamento a flessione di una trave a sbalzo verticale con carico puntuale applicato alla sommità della trave (Figura 3.3):

$$\Delta_f = \frac{VH^3}{3EI} = \frac{vLH^3}{3E\left(\frac{AL^2}{2}\right)} = \frac{2vH^3}{3EAL} \quad (3.17)$$

Il calcolo della deformazione del chiodo per un particolare carico,  $e_n^2$ , può essere effettuato utilizzando la seguente formula, come indicato nella clausola della CSA O86-14 [29]:

$$e_n = \left( \frac{0.013 v s}{d_F^2} \right)^2, \quad (3.18)$$

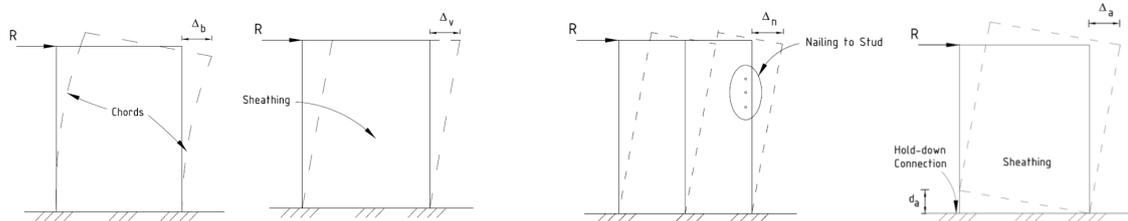
dove:

$v$  = la forza di taglio massima per unità di lunghezza lungo i bordi della parete o della parte superiore

<sup>2</sup>Per i chiodi utilizzati in rivestimenti di legname verde, il valore di  $e_n$  va raddoppiato.

del muro in N/mm;

$s$  = l'interasse dei chiodi ai bordi del pannello, in mm.



**Figura 3.4:** Componente di flessione di una parete di taglio

### 3.1.1 Protocollo ASTM E564-06 (ASTM, 2006)

I test monotonici sono condotti secondo il protocollo ASTM E564-06 [30] (ASTM, 2006). Il protocollo richiede che il carico massimo venga raggiunto in non meno di 5 minuti, i seguenti passaggi devono essere eseguiti durante la prova di caricamento laterale:

- **Step 1:** la rigidità del telaio deve essere determinata prima dell'applicazione dei rinforzi. Il telaio viene caricato in modo simile a quello previsto per il pannello completo. Se il telaio è un telaio "standard", è necessario determinare la rigidità del telaio.
- **Step 2:** I carichi si applicano alla parte superiore del muro attraverso una trave fissata al pannello. La velocità di carico va scelta in modo tale da raggiungere il livello di carico previsto in non meno di 10 minuti.
- **Step 3:** per stabilire la curva carico-spostamento prima del collasso, devono essere fornite almeno dieci serie di letture della deflessione uniformemente distanziate. La lettura del carico e della deformazione deve essere registrata con una frequenza adeguata. Martinetti idraulici o attuatori possono applicare il carico al campione, previa calibratura. Se il peso del sistema di caricamento influisce sui risultati sarà necessario considerarlo separatamente.
- **Step 4:** Comparatori o altri dispositivi adeguati per misurare la deformazione devono fornire una curva carico-spostamento accettabile. La deflessione deve essere registrata il più vicino possibile allo 0.25 mm (0.01 pollici).
- **Step 5:** il sistema di misurazione del carico deve registrare il carico e la deflessione della parte superiore della parete. Quando si raggiunge approssimativamente un terzo e due terzi del carico finale stimato, il carico può essere rimosso e il «recupero» del pannello dovrebbe registrarsi dopo 5 minuti.
- **Step 6:** mantenere una registrazione del tempo totale in cui il pannello è sotto carico.

### 3.1.1.A CSA O86 Modificata: Calcolo dello spostamento

Hassan Abbasi [31] ha effettuato dei calcoli manuali utilizzando la CSA O86 per la determinazione dello spostamento laterale dei pannelli. Tali calcoli sono stati poi confrontati con i risultati sperimentali ottenuti dai test. Dal confronto è emersa una sovrastima dello spostamento laterale calcolato con la CSA. Hassan ha quindi proposto dei fattori di modifica da applicare alla formula indicata nel CSA O86 [28]. La formula indicata nella CSA O86 viene quindi modificata come segue:

- Pannelli intelaiati:

$$\Delta_{SW} = 0.84 \left( \frac{2vH_s^3}{3EAL_s} + \frac{vH_s}{B_V} + 0.0025H_s e_n + \frac{H_s}{L_s} d_a \right) \quad (3.19)$$

- Pannelli SIP:

$$\Delta_{SW} = 0.7 \left( \frac{2vH_s^3}{3EAL_s} + \frac{vH_s}{B_V} + 0.0025H_s e_n + \frac{H_s}{L_s} d_a \right) \quad (3.20)$$

Dove 0,84 e 0,7 sono i fattori di modifica proposti rispettivamente per pannelli intelaiati e SIP.

### 3.1.1.B Prontocollo ASTM E72-10 (ASTM 2010)

La ASTM E72-10 [32] raccomanda diverse considerazioni durante il caricamento della parete intelaiata. In particolare valgono le seguenti indicazioni:

- Dimensione dei campioni: 2400 x 2400 mm (8x8 piedi);
- Numero di campioni: 3
- Umidità minima 12÷15% e la variazione non deve essere maggiore del 3% del contenuto iniziale di umidità.

Vengono inoltre raccomandate:

- Velocità di caricamento in modo che il carico di 3.5 kN sia applicato per più di 2 minuti dall'inizio della prova.
- Carico sul campione applicato in tre fasi a un carico di 3.5, 7.0 e 10.5 kN a velocità uniforme.
- Dopo ogni fase, il carico sul campione deve essere rimosso e tutta la deflessione residua deve ritornare a zero.
- Dopo questi cicli di carico e scarico il campione deve essere caricato fino a quando si verificano collassi o si raggiungono 100 mm di deflessione totale.

### **3.1.1.C Protocollo ASTM E1803-06 (ASTM 2006)**

Apporta alcune modifiche per l'applicazione del protocollo alle pareti SIP in conformità con ASTM E72-10 [32]. In particolare:

- Il collegamento dei SIP tra di loro e alla piastra superiore e inferiore deve essere eseguito col metodo indicato del produttore;
- La dimensione minima dei campioni SIP deve essere di 2400 x 2400 mm costituita da un minimo di due pannelli SIP da 1200 x 2400 mm;
- Il tipo e l'interasse degli elementi di fissaggio o adesivi devono essere uguali a quelli utilizzati nella costruzione effettiva (secondo disposizioni produttore)

## **3.2 Azioni e comportamento strutturale**

### **3.3 Studi Sperimentali**

I pannelli strutturali isolati (SIP) sono diventati sempre più comuni come sistema alternativo ai sistemi convenzionali utilizzati nelle costruzioni in legno (es. platform frame). Tuttavia, il numero di studi sul comportamento e sulla risposta strutturale di questi sistemi è molto limitato. Non sono inoltre presenti standard per la progettazione di edifici SIP, come affermato da Kermani [10].

L'unico standard disponibile relativo a pannelli sandwich in legno è il supplemento n. 4 dell'American Plywood Association (APA), che include alcune informazioni per la progettazione per casi di carico trasversali, uniformemente distribuiti e combinati. Una bozza del codice europeo prEN 14509 CEN/TC 128: "Self supporting double skin metal faced insulated sandwich panels" è considerata parzialmente appropriata per la progettazione dei SIP.

Bregulla [33] ha eseguito dei test per determinare il comportamento strutturale delle pareti SIP. Dai risultati delle ricerche è emerso che il tipo di rivestimento, giunto di connessione e fissaggio della tavola superiore e del cordolo erano i principali fattori di influenza sul comportamento nel piano della parete.

Kermani [10] ha condotto uno studio di ricerca completo sui SIP presso la Napier University nel Regno Unito e successivamente ha pubblicato diversi articoli in cui ha presentato il programma sperimentale e i suoi risultati. Attraverso una serie di test sono state studiate le prestazioni sotto flessione e compressione assiale combinate e l'effetto dei carichi a medio termine sull'integrità del pannello per l'uso

come pareti e colonne portanti. Pannelli di diverse lunghezze e larghezza con rivestimento in OSB di spessore 11 mm e anima in isolante di 95 mm sono stati sottoposti a compressione assiale uniforme nella prima serie di prove e a carico combinato di flessione e compressione assiale nella seconda serie di prove. Per determinare gli effetti del carico a medio termine sulla deformazione caratteristica (creep) dei SIP sotto compressione assiale e per esaminare la possibilità di distacco o rigonfiamento sul pannello sandwich, sono state eseguite prove utilizzando un macchinario di prova universale. Sulla base dei risultati, Kermani [10] ha presentato delle tabelle di progettazione per la stima della resistenza alla compressione rispetto all'altezza della parete e anche per carico combinato di flessione e compressione diretta per pareti alte 2400 mm.

Kermani e Hairstans [34] hanno condotto anche un altro programma di ricerca sperimentale per determinare le prestazioni strutturali di pannelli con e senza apertura (per finestre e porte), sotto carichi laterali nel piano del pannello. Sono state testate diciannove pareti di 2400 mm x 2400 mm per stimare la resistenza laterale della parete SIP sotto carico verticale applicato in testa al pannello e per determinare gli effetti delle dimensioni e della posizione delle aperture (per finestre e porte) sulla rigidezza e resistenza delle pareti SIP.

I test per la determinazione della resistenza laterale su pareti SIP sono stati eseguiti secondo lo Standard Britannico BS 5268 (BSI, 1996) e BS EN 594 (BSI, 1996). Tutte le pareti SIP testate erano composte da due pannelli di 1200 x 2400 mm unite al centro da una connessione spline di OSB. La tavola superiore e il cordolo alla base erano in legno di grado C16 (47 x 95 mm) fissate con viti di diametro 2.65 mm, lunghezza di 35 mm e disposte con interasse di 250 mm. La resistenza laterale delle pareti SIP è stata valutata considerando una serie di carichi verticali (0, 12.5 e 25kN) simultaneamente al carico laterale. I risultati dei test sono descritti in dettaglio nella Tabella 3.3.

Lunghezza (mm)	Altezza (mm)	Carico verticale (kN)	Resistenza laterale media (kN)	Modalità di collasso
2 x 1200 (2400)	2440	0	2,8	Distacco dei rivestimenti dal cordolo
		12,5	3,8	
		25	6,3	

**Tabella 3.3:** Resistenze nel piano dei SIP testati (Kermani e Hairstans, 2006)

Come mostrato nella Tabella 3.3, un aumento del carico verticale applicato si traduce in una maggiore resistenza laterale nel piano. Ciò è dovuto al fatto che il carico verticale trattiene il pannello provocando la riduzione del sollevamento dei rivestimenti. Kermani [10] ha dimostrato che le pareti SIP garantiscono una maggiore resistenza sotto carico laterale rispetto alle convenzionali pareti intelaiate di dimensioni

simili. Tuttavia, la resistenza laterale della parete SIP è direttamente correlata alla dimensione delle aperture. La resistenza laterale del muro diminuisce drasticamente con l'aumentare delle dimensioni dell'apertura. Dolan e Johnson [35] ed Enjily e Griffiths [36] hanno studiato in precedenza la riduzione della resistenza laterale e rigidezza in base al livello di apertura stabilito.

Rungthonkit [36] ha condotto una ricerca su pannelli SIP presso la University of Birmingham nel Regno Unito. In particolare, è stato indagato il comportamento dei pannelli sotto carico laterale e carico laterale combinato con carico assiale. In particolare, è stato indagato il comportamento delle pareti SIP quando si utilizzano connessioni diverse tra i pannelli (spline in legno, mini-SIP). È stata investigata anche la risposta quando sono presenti aperture nella parete.

I test per determinare la resistenza laterale su SIP con connessioni mini-SIP (SMC) e con aperture (SMCO) sono stati eseguiti secondo lo standard BS EN 594 (BSI,1996). Due campioni SMC e due campioni SMCO sono stati sottoposti a carico laterale fino a rottura. Ogni pannello di prova è stato fissato al telaio di prova utilizzando bulloni M8 a una distanza di 150 mm e 750 mm dal bordo del pannello in conformità con BS EN 594. Il carico è stato quindi applicato nella parte superiore del pannello utilizzando una pompa manuale idraulica. Sono stati utilizzati 3 LVDT (Linear Variable Differential Transformer) per la definizione degli spostamenti:

1. LVDT n°1 è stato posizionato sull'asse della tavola superiore del pannello per misurare lo spostamento laterale.
2. LVDT n°2 è stato posizionato sull'asse della tavola inferiore del pannello per misurare lo spostamento orizzontale.
3. LVDT n°3 è stato posizionato sul fissaggio in alluminio alla base del pannello per misurare lo spostamento verticale

Le pareti SIP testate con mini-SIP (SMC) erano composte da due pannelli 600 x 2440 mm unite al centro dalla connessione mini-SIP. I rivestimenti in OSB utilizzati avevano uno spessore di 11 mm. La tavola superiore e il cordolo alla base erano in legno di grado C16 (47 x 125 mm) fissate con chiodi zigrinati di diametro 2.8 mm, lunghezza 63 mm e disposte con interasse di 150 mm. Le pareti SIP testate con mini-SIP e con apertura (SMCO) presentavano le stesse caratteristiche dei pannelli SMC ma con un'apertura 600 x 1200  $mm^2$ . I risultati dei test sono descritti in dettaglio nelle Tabelle 3.4 e 3.5.

Dai risultati si nota che la maggior parte dei pannelli collassa a causa della separazione dei rivestimenti OSB dalla tavola inferiore, ad eccezione del provino SMCO-1 che è collassato a causa della frattura sulla tavola inferiore. La resistenza di entrambi i gruppi di pannelli testati è simile e dipende principal-

Lunghezza (mm)	Altezza (mm)	Resistenza laterale media (kN)	Modalità di collasso
2 x 600 (1200)	2440	4,16	Distacco dei rivestimenti dal cordolo

**Tabella 3.4:** Resistenza media nel piano dei campioni SMC (Rungthonkit, 2012)

Lunghezza (mm)	Altezza (mm)	Resistenza laterale media (kN)	Modalità di collasso
2 x 600 (1200)	2440	4,20	1°: frattura della tavola inferiore 2°: distacco rivestimenti dal cordolo

**Tabella 3.5:** Resistenza media nel piano dei campioni SMCO (Rungthonkit, 2012)

mente dalla resistenza del chiodo e dal loro interasse tra loro. Gli spostamenti orizzontali della tavola inferiore (registrati da LVDT n°2) sono trascurabili rispetto agli spostamenti laterali in testata. Il principale spostamento è dovuto alla rotazione piuttosto che alla traslazione rigida del pannello.

Rungthonkit [37] ha condotto anche un altro programma di ricerca sperimentale per determinare le prestazioni strutturali dei pannelli quando sottoposti a carico laterale combinato con carico assiale. Il setup sperimentale è uguale a quello visto nel caso dei soli carichi laterali. Mediante una trave in acciaio di 1.2 m con sezione a C è stato applicato un carico assiale di compressione di 8 kN/m.

Questa compressione assiale è un carico che normalmente il pannello deve sostenere durante la sua vita utile. I risultati dei test sono descritti in dettaglio nelle Tabelle 3.6 e 3.7. I valori ottenuti sono superiori del 17% rispetto ai pannelli testati senza carichi assiali. Ciò è dovuto al fatto che il carico verticale di compressione trattiene il pannello provocando la riduzione del sollevamento. La modalità di collasso per entrambi i tipi di campione è la stessa ottenuta nei test precedenti, ovvero i rivestimenti OSB si sono separati dalla tavola inferiore.

Rungthonkit [37] ha dimostrato che i pannelli SIP presentano prestazioni migliori rispetto a pareti convenzionali intelaiate quando sono applicati simultaneamente carichi assiali e laterali.

Lunghezza (mm)	Altezza (mm)	Carico verticale (kN)	Resistenza laterale media (kN)	Modalità di collasso
2 x 600 (1200)	2440	8	4,90	Distacco dei rivestimenti dal cordolo

**Tabella 3.6:** Resistenza media nel piano dei campioni SMC con compressione assiale (Rungthonkit, 2012)

Lunghezza (mm)	Altezza (mm)	Carico verticale (kN)	Resistenza laterale media (kN)	Modalità di collasso
2 x 600 (1200)	2440	8	4,92	Distacco dei rivestimenti dal cordolo

**Tabella 3.7:** Resistenza media nel piano dei campioni SMCO con compressione assiale (Runghonkit, 2012)

Hassan Abbasi [31] ha studiato il comportamento strutturale di SIP e di pareti intelaiate sotto carico di compressione, flessione, monotono e ciclico nel piano. Sono state effettuate anche analisi FE e studi parametrici per indagare il comportamento nel piano sotto differenti carichi assiali di compressione e utilizzando differenti interassi dei fissaggi sul rivestimento. I risultati dei test sotto carichi laterali sono stati confrontati con quelli ottenuti con i vari codici normativi. Sono stati proposti quindi dei fattori di modifica delle formule da Codice.

I test relativi alla determinazione della resistenza laterale nel piano sono stati condotti come specificato nel metodo descritto in ASTM E564-06, Standard Practice for Static Load Test for Shear Resistance of Framed Walls for Buildings, ASTM E72-10, Standard Test Methods of Conducting Strength Tests of Panels for Building Construction e AC 130-07, Acceptance Criteria for Prefabricated Wood Shear Panels. I test hanno interessato tre gruppi di pannelli:

- n°3 pannelli SIP “corti” (SIP-R-1, SIP-R-2, SIP-R-3),
- n°3 pannelli SIP “lunghi” (SIP-R-4, SIP-R-5, SIP-R-6),
- n°2 pannelli convenzionali intelaiati (SW-R-1, SW-R-2).

I pannelli SIP “corti” hanno una lunghezza di 2440 mm, altezza di 2750 mm, spessore di 165 mm e sono collegati tra loro mediante una connessione block spline. I pannelli intelaiati hanno le stesse dimensioni; mentre i pannelli SIP “lunghi” hanno una lunghezza di 3660 mm, altezza di 2750 mm e spessore di 165 mm.

Tutti i pannelli sono rivestiti da pannelli in OSB/3 di 11 mm di spessore e sono fissati al telaio mediante chiodi di 2.4 mm di diametro, di lunghezza di 51 mm e con un interasse di 200 mm. I pannelli sono stati fissati ad una trave d'acciaio con sezione ad I mediante bulloni a testa esagonale di 12.7 mm di diametro. Il carico viene applicato secondo ASTM E72-10 (2010) mediante un attuatore idraulico. Sono stati posizionati dei POT (potenziometri) sul lato superiore e al centro del pannello al fine di determinare la deflessione nella parte superiore e centrale del pannello. I risultati dei test sono descritti in dettaglio nelle Tabelle 3.8, 3.9 e 3.10.

Lunghezza (mm)	Altezza (mm)	Resistenza laterale media (kN)	Modalità di collasso
2 x 1220 (2440)	2750	26,21	Distacco dei rivestimenti dal cordolo

**Tabella 3.8:** Resistenza media nel piano dei campioni “corti” (SIP-R-1, SIP-R-2, SIP-R-3) (Hassan, 2014)

Lunghezza (mm)	Altezza (mm)	Resistenza laterale media (kN)	Modalità di collasso
3 x 1220 (3660)	2750	40,14	Distacco dei rivestimenti dal cordolo

**Tabella 3.9:** Resistenza media nel piano dei campioni “lunghi” (SIP-R-4, SIP-R-5, SIP-R-6) (Hassan, 2014)

Lunghezza (mm)	Altezza (mm)	Resistenza laterale media (kN)	Modalità di collasso
2 x 1220 (2440)	2750	11,62	Distacco dei rivestimenti dal cordolo

**Tabella 3.10:** Resistenza media nel piano dei campioni intelaiati (SW-R-1, SW-R-2) (Hassan, 2014)

Dai risultati si nota che la maggior parte dei pannelli collassa a causa della separazione dei rivestimenti OSB dalla tavola inferiore, da deformazione di taglio relativa tra i rivestimenti OSB adiacenti con piegamento dei chiodi e schiacciamento/rotazione dell’OSB. I valori di resistenza ottenuti mostrano un miglior comportamento nel piano dei pannelli SIP “corti” rispetto a quelli convenzionali intelaiati di ugual dimensione (55% in meno rispetto ai SIP). L’aumento della lunghezza del pannello SIP da 2440 mm a 3660 mm (pannelli “lunghi”) determina un aumento della resistenza media. Durante i test è stato registrato anche lo spostamento laterale ultimo dei pannelli. Tali valori sono stati poi confrontati con quelli ottenuti analiticamente utilizzando le formule da normativa. I risultati dei test sono descritti in dettaglio nelle Tabelle 3.11, 3.12 e 3.12.

Lunghezza (mm)	Altezza (mm)	Spostamento laterale medio registrato (mm)
2 x 1220 (2440)	2750	113,81

**Tabella 3.11:** Spostamento laterale medio dei campioni “corti” (SIP-R-1, SIP-R-2, SIP-R-3) (Hassan, 2014)

Lunghezza (mm)	Altezza (mm)	Spostamento laterale medio registrato (mm)
2 x 1220 (2440)	2750	171,86

**Tabella 3.12:** Spostamento laterale medio dei campioni “lunghi” (SIP-R-4, SIP-R-5, SIP-R-6) (Hassan, 2014)

Lunghezza (mm)	Altezza (mm)	Spostamento laterale medio registrato (mm)
2 x 1220 (2440)	2750	40,25

**Tabella 3.13:** Spostamento laterale medio dei campioni intelaiati (SW-R-1, SW-R-2) (Hassan, 2014)

Hassan Abbasi [31] ha inoltre determinato, dai risultati dei test, i seguenti parametri:

- Duttilità  $\mu$
- Rigidezza elastica  $K_e$
- Fattori di duttilità  $R_d$  e sovraresistenza  $R_0$

### 3.3.0.A Duttilità $\mu$

La duttilità  $\mu$  è uno degli parametri più importanti di una struttura quando soggetta ad azione sismica. Essa viene definita come la capacità di una struttura di deformarsi sotto carico esibendo deformazioni plastiche prima di giungere a rottura. Un materiale è dunque tanto più duttile quanto maggiore è la deformazione plastica raggiunta prima della rottura. Hassan [31] determina i valori di duttilità mediante il rapporto tra lo spostamento a rottura ( $\Delta_{failure}$ ) e lo spostamento a snervamento ( $\Delta_{yield}$ ):

$$\mu = \frac{\Delta_{failure}}{\Delta_{yield}} \quad (3.21)$$

Il fattore di duttilità potrebbe non essere un'indicazione diretta della struttura soggetta a carichi sismici. Si è riscontrato infatti che in pareti con fissaggi alla base inadeguati si ottiene grande duttilità a causa delle deformazioni dovute alla rotazione rigida del corpo. Pertanto,  $\Delta_{failure}$  si intensifica mentre  $\Delta_{yield}$  ha un valore basso, portando ad un aumento della duttilità del sistema. Questi tipi di pareti non hanno una buona prestazione sotto i carichi sismici perché dissipano poca energia.

### 3.3.0.B Rigidezza elastica $K_e$

La rigidezza elastica  $K_e$  viene calcolata come rigidezza secante, considerando l'origine e il punto a  $0.4F_{peak}$ . Tale rigidezza viene quindi definita dal rapporto tra la forza  $0.4 F_{peak}$  e lo spostamento  $\Delta_{0.4F_{peak}}$  come segue:

$$K_e = \frac{0.4F_{peak}}{\Delta_{0.4F_{peak}}} \quad (3.22)$$

### 3.3.0.C Fattori di duttilità $R_d$ e sovraresistenza $R_0$

La verifica dei requisiti NBCC-2010 per il fattore di modifica correlato alla duttilità ( $R_d$ ) e il fattore di modifica correlato alla sovra-resistenza ( $R_0$ ) vengono eseguite con rapporti di duttilità, capacità massime e carichi di snervamento. Sono raccomandati i valori di  $R_d = 3.0$  e  $R_0 = 1.7$  per pareti a taglio inchiodate con pannelli a base di legno (NBCC, 2010).

Boudreault et al. [38] hanno presentato un'equazione per i calcoli del fattore di duttilità ( $R_d$ ) come

segue:

$$R_d = \sqrt{2\mu - 1}, \quad (3.23)$$

dove  $\mu$  è la duttilità come definita in questo capitolo.

Questa equazione può essere utilizzata per strutture composte da pareti in legno con telaio leggero con il periodo di vibrazione (T) compreso 0.1÷0.5 sec. Mitchell et all. [39] hanno anche suggerito un'equazione per il calcolo del fattore di modifica relativo alla sovraresistenza ( $R_0$ ) come segue:

$$R_0 = R_{size} \cdot R_{\phi} \cdot R_{yield} \cdot R_{sh} \cdot R_{mech}, \quad (3.24)$$

dove:  $R_{size}$ ,  $R_{\phi}$ ,  $R_{yield}$ ,  $R_{sh}$  e  $R_{mech}$  sono valori indicati da Mitchell [39].

I valori duttilità, rigidezza elastica, fattore di duttilità e sovraresistenza sono riportati nelle Tabelle 3.14, 3.15 e 3.16.

Lunghezza (mm)	Altezza (mm)	Duttilità $\mu$	Rigidezza elastica $K_e$	$R_d$	$R_0$
2 x 1220 (2440)	2750	6,38	0,79	3,40	2,05

**Tabella 3.14:**  $\mu$ ,  $K_e$ ,  $R_d$  e  $R_0$  medi dei campioni "corti" (SIP-R-1, SIP-R-2, SIP-R-3) (Hassan, 2014)

Lunghezza (mm)	Altezza (mm)	Duttilità $\mu$	Rigidezza elastica $K_e$	$R_d$	$R_0$
3 x 1220 (3660)	2750	5,27	0,99	3,09	1,93

**Tabella 3.15:**  $\mu$ ,  $K_e$ ,  $R_d$  e  $R_0$  medi dei campioni "corti" (SIP-R-1, SIP-R-2, SIP-R-3) (Hassan, 2014)

Lunghezza (mm)	Altezza (mm)	Duttilità $\mu$	Rigidezza elastica $K_e$	$R_d$	$R_0$
2 x 1220 (2440)	2750	6,91	0,77	3,57	1,99

**Tabella 3.16:**  $\mu$ ,  $K_e$ ,  $R_d$  e  $R_0$  medi dei campioni intelaiati (SW-R-1, SW-R-2) (Hassan, 2014)

Dai risultati ottenuti si nota che la duttilità delle pareti intelaiate è leggermente maggiore di quella delle pareti SIP della stessa dimensione (differenza dell'8.4%). Inoltre, si può osservare che con l'aumento della lunghezza della parete SIP (da 2440 a 3660 mm), la duttilità diminuisce. Il valore medio della rigidezza elastica è stato calcolato come 0.77 kN/mm per la parete intelaiata, 0.79 kN/mm per la parete SIP "corta" e 0.99 kN/mm per la parete SIP "lunga".

Questi valori mostrano che la rigidezza elastica della parete intelaiata è leggermente inferiore a quella

della parete SIP della stessa dimensione (differenza del 2%). Inoltre, si può osservare che con l'aumento della lunghezza della parete SIP, aumenta la rigidezza elastica. I valori di  $R_d$  per la parete intelaiata, la parete SIP "corta" e la parete SIP "lunga" sono superiori del 19%, 13% e 3% rispetto al valore NBCC richiesto ( $R_d = 3.0$ ). Si osserva che i valori del fattore  $R_0$  per la parete intelaiata, la parete SIP "corta" e la parete SIP "lunga" sono rispettivamente del 17%, 20% e 14% superiori al valore raccomandato di NBCC ( $R_0 = 1.7$ ). Quindi, si conclude che il fattore di sovraresistenza indica una fiduciosa riserva di resistenza.

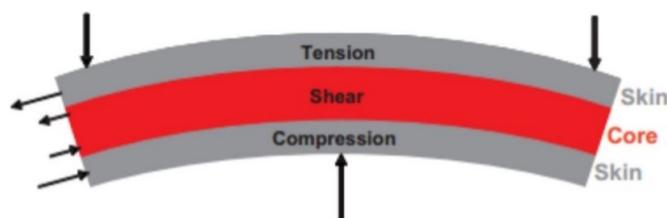
### 3.4 Azioni e Comportamento Strutturale

Nelle costruzioni convenzionali, i carichi sono distribuiti o trasferiti lungo montanti e correnti. Nel caso di pannelli SIP, i carichi sono distribuiti uniformemente su tutto il pannello, permettendo di sopportare carichi maggiori. Il nucleo in isolante e i due rivestimenti del SIP sono elementi non strutturali e deboli di per sé, ma quando vengono pressati e laminati insieme, in condizioni controllate, permettono di raggiungere una resistenza molto più alta rispetto alla somma delle singole parti.

I SIP sfruttano il principio di stressed-skin e la resistenza totale dei pannelli è molto maggiore della resistenza dei componenti. Ciò riduce la necessità di una struttura portante intelaiata.

Il confronto tra pannello in schiuma e trave a I evidenzia una certa somiglianza strutturale [40], specialmente sotto azioni di tipo flessionale. Il rivestimento dei pannelli funge da flangia mentre il nucleo isolante funge da anima della trave a I.

Tutti i componenti del SIP sono sottoposti a sollecitazioni flessionali. I rivestimenti lavorano a trazione e compressione, mentre la schiuma interna resiste alle forze di instabilità e taglio (Figura 3.5). Il rivestimento del SIP funge da colonne sottili caricate nel proprio piano, l'anima in schiuma stabilizza i rivestimenti e resiste alle forze causate dall'inarcamento locale dei rivestimenti.



**Figura 3.5:** Sollecitazioni nei vari componenti del pannello sottoposto a flessione

Esistono tre principali componenti di carico a cui sono sottoposti i SIP:

- Carichi verticali (compressione assiale diretta),
- Carichi trasversali del vento (compressione assiale e flessione),
- Forze laterali nel piano imposte dal vento e/o dal carico sismico (racking loading).

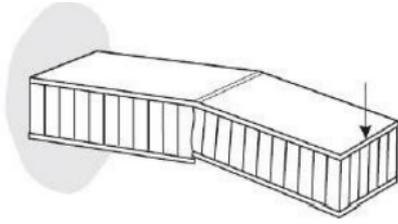
La corretta progettazione dei dettagli è importante quanto l'analisi di deflessioni, sollecitazioni e carichi di taglio. Questi dettagli includono giunzioni e giunti nel nucleo e nelle facce, irrigidimenti e inserti per distribuire il carico concentrato, tipo di adesivo, metodo di fabbricazione e così via. Se le temperature di due facce differiscono o se il contenuto di umidità differisce, l'espansione differenziale delle facce può portare a sostanziali deflessioni trasversali. Problemi particolari sorgono sull'isolamento acustico, la trasmissione dei vapori e la resistenza al fuoco nei pannelli degli edifici.

### **3.5 Modalità di rottura**

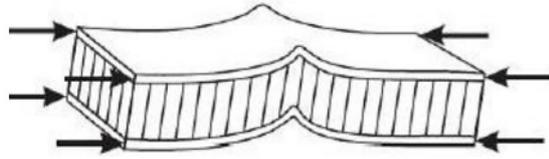
Di seguito vengono descritte le modalità di deformazione-cedimento di pannelli sandwich convenzionali:

1. Rottura per resistenza (Figura 3.6a),
2. Rottura per insufficienza di rigidità (Figura 3.6b),
3. Rottura per instabilità del pannello (Column Buckling) (Figura 3.6c),
4. Rottura per sollecitazione di taglio deviato (Shear Crimping) (Figura 3.6d),
5. Rottura per corrugamento (Wrinkling of Facings)(Figura 3.6e),
6. Rottura per instabilità del rivestimento (Dimpling of Facings) (Figura 3.6f),
7. Rottura per cedimento locale (Figura 3.6g).

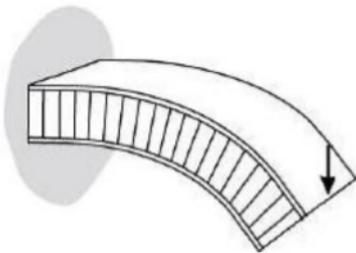
Questo studio si è rivelato molto importante, in quanto dall'osservazione del tipo di rottura si è giunti alla determinazione di alcune caratteristiche, che il pannello deve possedere se sottoposto a determinate sollecitazioni, per non giungere al cedimento.



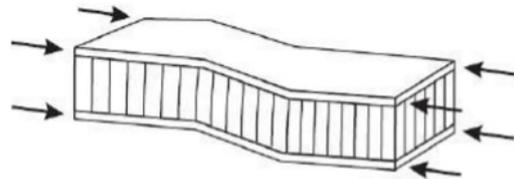
(a) **Rottura per resistenza:** Si ha nel caso di cedimento dei rivestimenti esterni quando sottoposti a carico



(b) **Rottura per scarsa rigidezza:** la deformazione è provocata dalla scarsa rigidezza dovuta allo scorrimento del nucleo rispetto al rivestimento, il momento d'inerzia iniziale è troppo ridotto rispetto al carico o il nucleo non distribuisce gli sforzi tra i rivestimenti



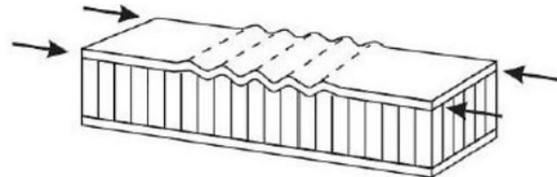
(c) **Rottura per instabilità:** dovuti ai carichi di punta. Il problema si risolve abbassando il carico di punta oppure aumentando lo spessore del pannello



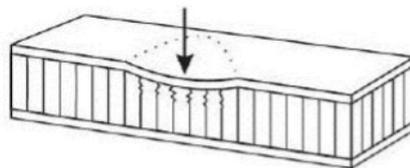
(d) **Rottura per taglio deviato:** se caricato di punta può verificarsi uno sbandamento della trave, la sollecitazione di taglio che compare provoca il cedimento del pannello.



(e) **Rottura per corrugamento:** il carico di punta, agente su uno o entrambi i rivestimenti, può provocare il corrugamento del rivestimento e lo schiacciamento del nucleo, che ha insufficiente resistenza a sopportare il carico di schiacciamento



(f) **Rottura per instabilità del rivestimento:** causato dallo scorrimento del rivestimento rispetto al nucleo, come nel cedimento per corrugamento si ha una notevole deformazione del rivestimento e del nucleo



(g) **Rottura per cedimento locale:** è dovuto alla presenza di carichi localizzati trasversalmente al pannello

**Figura 3.6:** Tipologie di rottura dei pannelli

## 3.6 Confronto dei risultati

I pannelli SIP “corti” hanno una lunghezza di 2440 mm, altezza di 2750 mm, spessore di 165 mm e sono collegati tra loro mediante una connessione block spline. I pannelli intelaiati hanno le stesse dimensioni; mentre i pannelli SIP “lunghi” hanno una lunghezza di 3660 mm, altezza di 2750 mm e spessore di 165 mm. Tutti i pannelli sono rivestiti in OSB/3 di 11 mm spessore e sono fissati al telaio mediante chiodi di 2.4 mm di diametro, di lunghezza di 51 mm e con un interasse di 200 mm.

I pannelli sono stati fissati ad una trave d'acciaio con sezione ad I mediante bulloni a testa esagonale di 12.7 mm di diametro. Il carico viene applicato secondo ASTM E72-10 (2010) mediante un attuatore idraulico, sono stati posizionati dei Potenzimetri (POT) sul lato superiore e al centro del pannello al fine di determinare la deflessione nella parte superiore e centrale del pannello. I risultati dei test sono descritti in dettaglio nelle Tabelle 3.17, 3.18, 3.19.

Lunghezza (mm)	Altezza (mm)	Resistenza laterale media (kN)	Modalità di collasso
2 x 1220 (2440)	2750	26,21	Distacco dei rivestimenti dal cordolo

**Tabella 3.17:** Resistenza media nel piano dei campioni “corti” (SIP-R-1, SIP-R-2, SIP-R-3) (Hassan, 2014)

Lunghezza (mm)	Altezza (mm)	Resistenza laterale media (kN)	Modalità di collasso
3 x 1220 (3660)	2750	40,14	Distacco dei rivestimenti dal cordolo

**Tabella 3.18:** Resistenza media nel piano dei campioni “lunghi” (SIP-R-4, SIP-R-5, SIP-R-6) (Hassan, 2014)

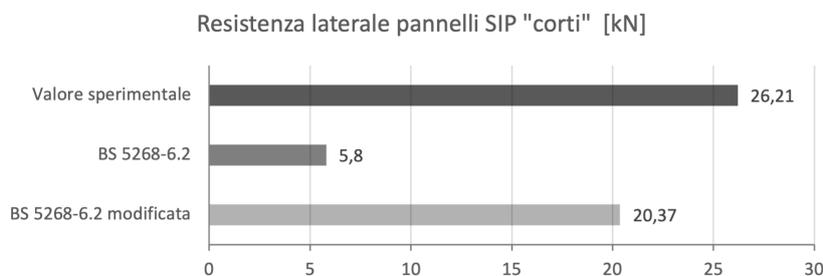
Lunghezza (mm)	Altezza (mm)	Resistenza laterale media (kN)	Modalità di collasso
2 x 1220 (2440)	2750	11,62	Distacco dei rivestimenti dal cordolo

**Tabella 3.19:** Resistenza media nel piano dei campioni intelaiati (SW-R-1, SW-R-2) (Hassan, 2014)

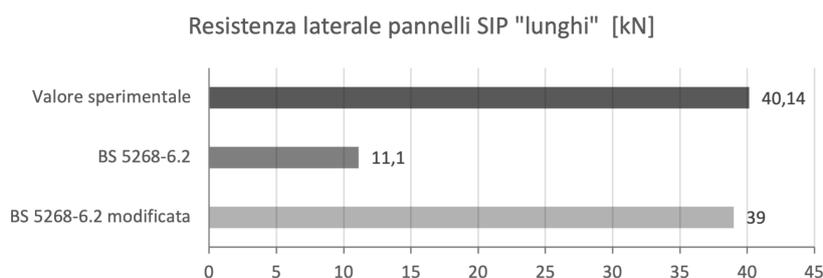
### 3.6.1 Resistenza laterale di pannelli intelaiati e SIP

Di seguito viene effettuato un confronto tra i risultati sperimentali ricavati nella sezione 3.3 e quelli ottenuti utilizzando le formule viste nella sezione 3.1. L'unica ricerca in cui sono disponibili sia dati analitici che sperimentali sono solo quelli ottenuti da Hassan [31] durante i test a carico laterale. Lo stesso Hassan esegue calcoli manuali utilizzando sia la formula di BS 5268-6.2 [14], sia quella modificata con i fattori da lui definiti.

Dai valori sperimentali è possibile notare un aumento della resistenza laterale quando si utilizzano provini con lunghezza maggiore (da 2450 a 3660 mm). I pannelli intelaiati (Figura 3.9) mostrano una resistenza molto inferiore rispetto a quella determinata per pannelli SIP di stessa dimensione.



**Figura 3.7:** Confronto della resistenza laterale dei pannelli SIP "corti"



**Figura 3.8:** Confronto della resistenza laterale dei pannelli SIP "lunghi"

Dai risultati si nota che la maggior parte dei pannelli collassa a causa della separazione dei rivestimenti OSB dalla tavola inferiore, da deformazione di taglio relativa tra i rivestimenti OSB adiacenti con piegamento dei chiodi e schiacciamento/rotazione dell'OSB. I valori di resistenza ottenuti mostrano un miglior comportamento nel piano dei pannelli SIP "corti" (Figura 3.7) rispetto a quelli convenzionali intelaiati di ugual dimensione (55% in meno rispetto ai SIP). L'aumento della lunghezza del pannello SIP da 2440 mm a 3660 mm (pannelli "lunghi") determina un aumento della resistenza media. Durante i test è stato registrato anche lo spostamento laterale ultimo dei pannelli, tali valori sono stati poi confrontati con quelli ottenuti analiticamente utilizzando le formule da normativa. I risultati dei test sono descritti in dettaglio nelle Tabelle 3.20, 3.21, 3.22. I valori determinati analiticamente, utilizzando la formula indicata nella BS 5268-6.2 [14], sottostimano di molto la resistenza laterale sia dei pannelli SIP che di quelli convenzionali intelaiati. I fattori di modifica proposti da Hassan (2014) permettono di ottenere resistenze molto vicine a quelle determinate sperimentalmente.

Lunghezza (mm)	Altezza (mm)	Spostamento laterale medio registrato (mm)
2 x 1220 (2440)	2750	113,81

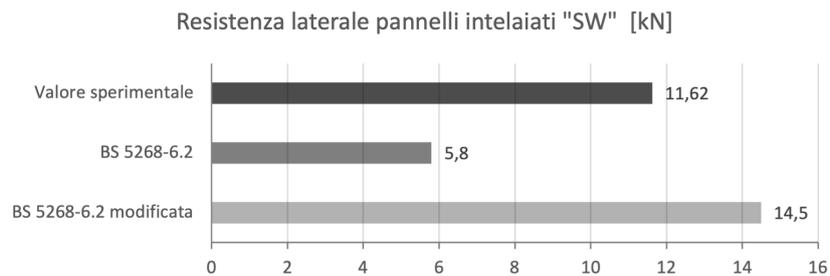
**Tabella 3.20:** Spostamento laterale medio dei campioni "corti" (SIP-R-1, SIP-R-2, SIP-R-3) (Hassan, 2014)

Lunghezza (mm)	Altezza (mm)	Spostamento laterale medio registrato (mm)
3 x 1220 (3660)	2750	113,81

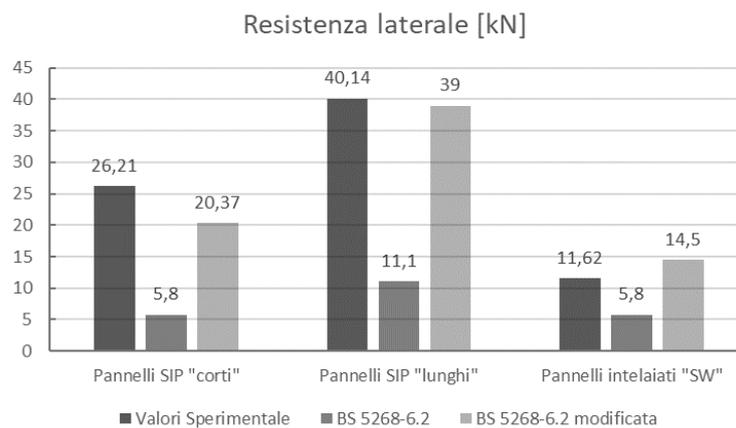
**Tabella 3.21:** Spostamento laterale medio dei campioni "lunghi" (SIP-R-4, SIP-R-5, SIP-R-6) (Hassan, 2014)

Lunghezza (mm)	Altezza (mm)	Spostamento laterale medio registrato (mm)
3 x 1220 (3660)	2750	40,25

**Tabella 3.22:** Spostamento laterale medio dei campioni intelaiati (SW-R-1, SW-R-2) (Hassan, 2014)



**Figura 3.9:** Confronto della resistenza laterale dei pannelli intelaiati "SW"

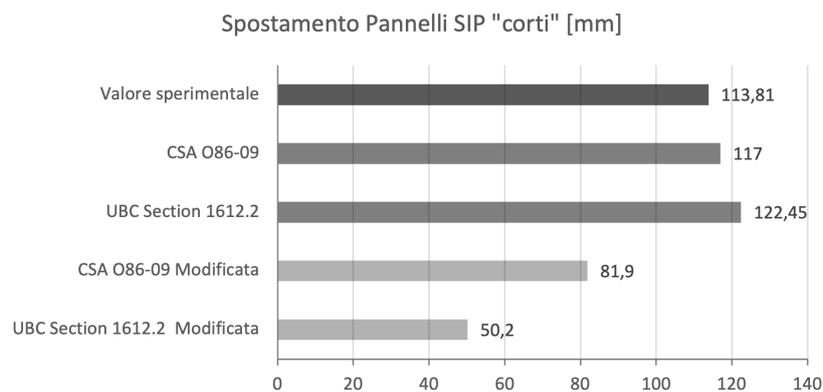


**Figura 3.10:** Istogramma riassuntivo delle resistenze laterali

### 3.6.2 Spostamento laterale dei pannelli intelaiati e SIP

Di seguito viene effettuato un confronto tra i risultati sperimentali citati nel paragrafo 3.3 e quelli ottenuti utilizzando le formule viste nel paragrafo 3.1. I dati disponibili sono solo quelli ottenuti da Hassan [31] durante i test a carico laterale. Lo stesso Hassan esegue calcoli manuali utilizzando sia le formule di CSA-O86-09 [28] e UBC sezione 1612.2 [41], sia quelle modificate con i fattori da lui definiti.

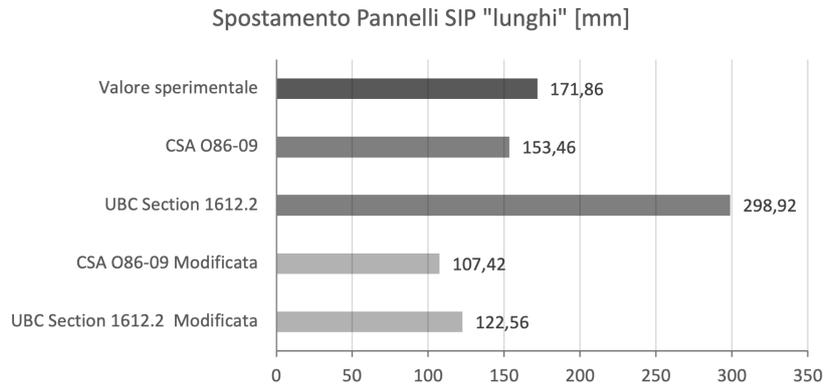
Dai valori sperimentali è possibile notare un aumento dello spostamento laterale quando si utilizzano provini con lunghezza maggiore (da 2450 a 3660 mm). I pannelli intelaiati mostrano uno spostamento laterale molto inferiore rispetto a quello determinato per pannelli SIP di pari dimensione. I valori determinati analiticamente, utilizzando le formule indicate in CSA- O86-09 e UBC sezione 1612.2, forniscono un valore dello spostamento laterale molto vicino a quello sperimentale determinato per pannelli SIP "corti" (Figura 3.11).



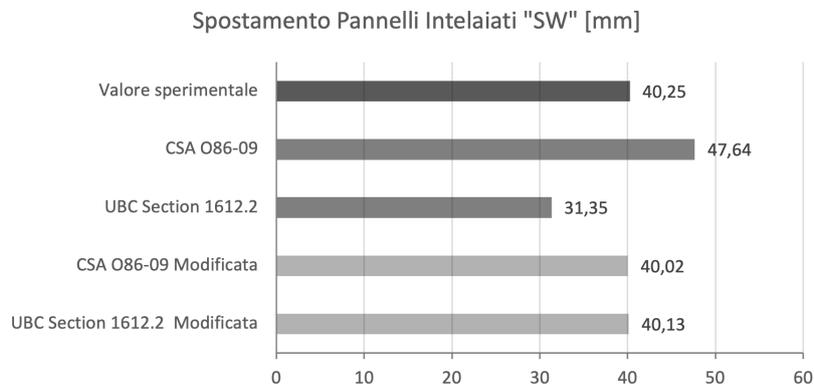
**Figura 3.11:** Confronto dello spostamento laterale dei pannelli SIP "corti"

Per pannelli SIP "lunghi" (Figura 3.12), si nota un valore molto alto dello spostamento laterale determinato con la formula indicata in UBC sezione 1612.2, maggiore del 74% del valore determinato sperimentalmente.

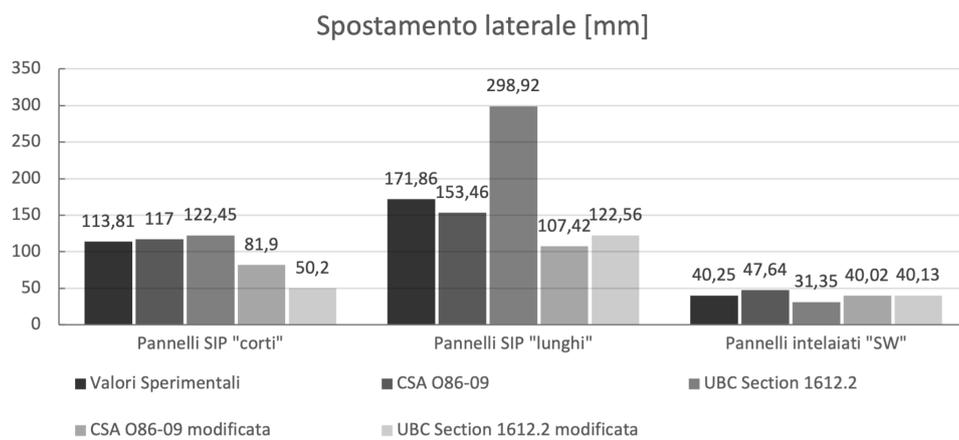
Per pannelli intelaiati (Figura 3.13), si nota una sovrastima dello spostamento per CSA-O86-09 e una sottostima quando si utilizza la UBC sezione 1612.2 rispetto ai valori sperimentali. Le formule modificate con i fattori di modifica proposti da Hassan [31] mostrano, per tutti i pannelli di tipo SIP, una sottostima dello spostamento laterale, mentre per i pannelli intelaiati si ottengono valori di spostamento molto vicini a quelli definiti sperimentalmente.



**Figura 3.12:** Confronto dello spostamento laterale dei pannelli SIP "lunghi"



**Figura 3.13:** Confronto della resistenza laterale dei pannelli intelaiati "SW"



**Figura 3.14:** Istogramma riassuntivo degli spostamenti laterali

# 4

## Teoria delle Travi

### Indice

---

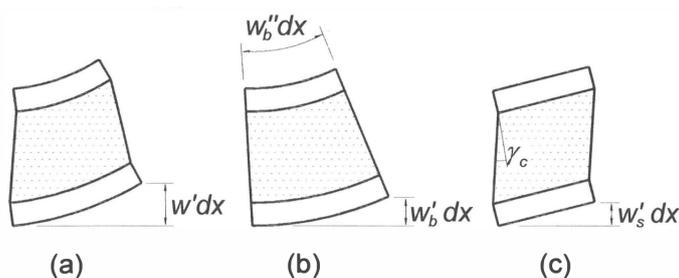
4.1	Introduzione al caso di studio . . . . .	69
4.2	Deformazioni dovute a forze di taglio . . . . .	70
4.3	Rigidità al taglio . . . . .	71
4.4	Equazioni in termini di campo di spostamento . . . . .	72
4.5	Equazione della linea elastica a flessione per una trave sandwich . . . . .	76
4.6	L'effetto delle facce spesse . . . . .	77
4.7	Rigidezza del nucleo . . . . .	82
4.8	Relazioni Energetiche . . . . .	83
4.9	Soluzione generale dei problemi delle travi . . . . .	85
4.10	Esempi di calcolo . . . . .	87
4.11	La torsione . . . . .	100
4.12	Esempio di trave iperstatica . . . . .	101
4.13	Test sperimentali su travi sandwich . . . . .	103

---



## 4.1 Introduzione al caso di studio

Per le travi a sandwich è necessario tenere conto delle deformazioni trasversali a taglio. Nella teoria classica delle travi ingegneristiche queste sono trascurate opportunamente perché si aggiungono solo marginalmente alla deformazione totale delle travi con una rigidità al taglio relativamente alta, come le travi con sezioni trasversali omogenee.



**Figura 4.1:** Pannello sandwich deformato nel caso (a) totale, (b) flessione e (c) deformazione.

L'unico caso in cui le deformazioni di taglio trasversali devono essere prese in considerazione anche per le travi rigide a taglio è se le travi sono corte, per le quali la teoria delle travi ingegneristiche è comunque difficilmente valida e deve essere utilizzata la teoria dell'elasticità bidimensionale o tridimensionale.

Per qualsiasi tipo di struttura, ad esempio travi, piastre o gusci, la deformazione è sempre composta da due parti:

- Deformazioni dovute a momenti flettenti - flessione ( $w_b$ ),
- Deformazioni dovute a forze trasversali - taglio ( $w_s$ ).

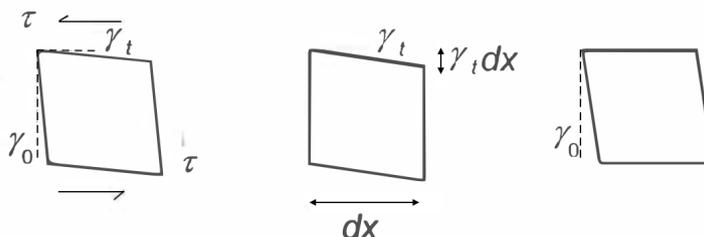
Le deformazioni a taglio sono solitamente trascurate nell'analisi classica di strutture con sezioni trasversali omogenee a meno che l'elemento studiato non abbia una luce molto corta, perché la parte a taglio è solitamente solo una piccola frazione della parte a flessione. Ma per travi corte o sezioni trasversali con bassa rigidità a taglio, questa componente di deformazione deve essere inclusa e per le travi sandwich quest'ultima è comunemente vera.

Per un sandwich con facce sottili, le due parti di deformazione possono essere sovrapposte come:

$$w = w_b + w_s \quad (4.1)$$

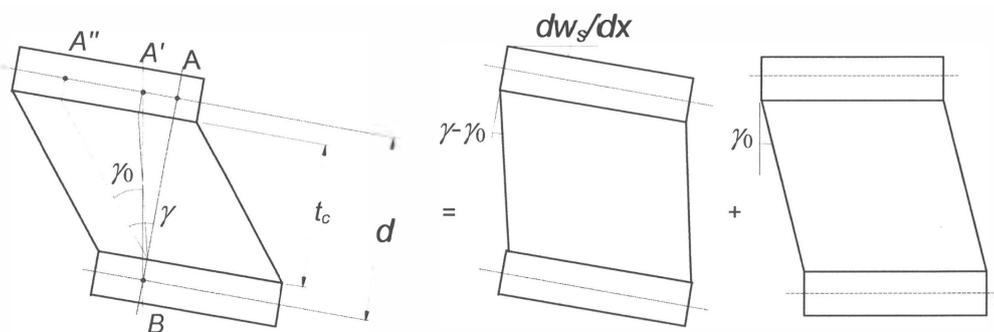
## 4.2 Deformazioni dovute a forze di taglio

Quando un elemento strutturale è sottoposto a forze di taglio si deformerà, senza però variazione di volume (Figura 4.2). Questa deformazione può essere divisa in due parti diverse, deformazione di taglio trasversale (al centro) e nel piano (estrema destra).



**Figura 4.2:** Deformazione di un elemento strutturale soggetto a forze di taglio

Queste deformazioni sono di nuovo schematicamente illustrate in Figura 4.3, ma disegnate con l'assunzione che la deformazione tangenziale si verifica solo nel nucleo, cioè con  $G_1 = \infty$ , e che questa deformazione è lineare, cioè,  $E_e \ll E_1$  dando uno sforzo di taglio a nucleo costante ( $\tau_{xz} = \frac{T}{d}$ ) e una deformazione di taglio costante.



**Figura 4.3:** Deformazione a taglio di un elemento sandwich

Indichiamo il taglio totale nel nucleo con  $\gamma$  e la parte di taglio del nucleo nel piano con  $\gamma_0$ .

Studiando la Figura 4.3, si trova la seguente relazione geometrica valida per un caso generale in cui una parte della deformazione a taglio può avvenire anche nel piano della trave. Una retta A-B prima della deformazione si è spostata a causa della deformazione a taglio; prima il punto A si è spostato nella posizione A' a causa del taglio fuori piano e poi un'altra distanza, da A' ad A'', a causa del taglio nel piano.

Quindi, la distanza tra A e A' può essere scritta come:

$$\frac{dw_s}{dx}d = (\gamma - \gamma_0)t_c \Rightarrow \frac{dw_s}{dx} = \frac{\gamma t_c}{d} - \frac{\gamma_0 t_c}{d} = \frac{T_x}{S} - \frac{\gamma_0 t_c}{d} \rightarrow \frac{d^2 w_s}{dx^2} = \frac{1}{S} \frac{dT_x}{dx}, \quad (4.2)$$

poiché  $\gamma$  è approssimativamente uguale a  $\frac{T_x}{Gd}$  dall'equazione:

$$\sigma_c(z) = 0, \quad \sigma_f(z) = \pm \frac{M_x}{t_f d}, \quad \tau_c(z) = \frac{T_x}{d}, \quad \tau_f(z) = 0. \quad (4.3)$$

Per integrazione otteniamo quindi che:

$$w_s = \int_0^x \left( \frac{T_x}{S} - \frac{\gamma_0 t_c}{d} \right) dx = \frac{M_x}{S} - \frac{\gamma_0 t_c x}{d} + \text{costante}, \quad (4.4)$$

oppure

$$S w_s = M_x + Ax + B. \quad (4.5)$$

Risolvere per  $w_s$  lascia due costanti sconosciute da trovare dalle condizioni al contorno. Come visto,  $\gamma_0$  o  $A$  corrispondono a una rotazione di un corpo rigido e  $B$  a una traslazione di un corpo rigido, entrambe governate da condizioni al contorno.

### 4.3 Rigidità al taglio

La rigidezza a taglio di una sezione trasversale è definita come la relazione tra la deformazione a taglio e la forza trasversale,  $\gamma = \frac{T_x}{S}$ . Per una sezione trasversale omogenea la resistenza al taglio,  $S$ , è spesso scritta come:

$$S = \frac{Gh}{k}, \quad (4.6)$$

dove:

$G$  = modulo di taglio,

$h$  = altezza

$k$  = fattore di taglio, che per una sezione trasversale rettangolare omogenea è pari a 1, 2.

Per una sezione trasversale generale, la rigidezza a taglio può essere calcolata in modo più accurato utilizzando un'equazione di bilancio energetico, ovvero in modo che l'energia potenziale del carico applicato sia uguale all'energia di deformazione del sistema. La rigidezza a taglio,  $S$ , si trova calcolando l'angolo di taglio medio della sezione trasversale,  $\gamma$ . Questo diventa:

$$\frac{1}{2} T_x \gamma = \frac{1}{2} \int \tau_{xz}(z) \gamma_{xz}(z) dz \quad \text{dove per definizione } \gamma = \frac{T_x}{S}. \quad (4.7)$$

Usando le approssimazioni per un pannello sandwich con facce sottili,  $t_f \ll t_c$ , nucleo debole,  $E_c \ll E_f$ , e che il modulo di taglio delle facce  $G_f$  è grande, si vede che  $\tau_{xz} = \frac{T_x}{d}$  (dall'equazione 4.3).

L'equazione 4.7 diventa quindi

$$\frac{1}{2}T_x\gamma = \frac{1}{2} \int_{-\frac{t_c}{2}}^{\frac{t_c}{2}} \left( \frac{T_x}{d} \frac{T_x}{G_c d} \right) dz = \frac{T_x^2 t_c}{2G_c d^2} = \frac{T_x^2}{2S}. \quad (4.8)$$

Per cui la rigidità è definita da

$$S = \frac{G_c d^2}{t_c}, \quad (4.9)$$

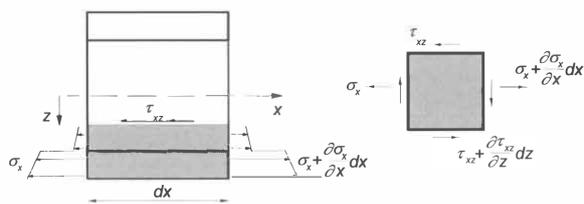
che è la stessa espressione trovata dalla relazione geometrica nell'equazione 4.2.

## 4.4 Equazioni in termini di campo di spostamento

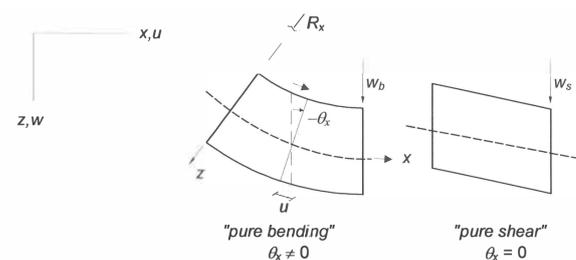
Si consideri ora la trave in Figura 4.4 insieme alla Figura 4.5, che definiscono i sistemi di coordinate locali per le facce e il nucleo. Prima definiamo l'*assunzione cinematica*, cioè che le deformazioni nel piano e fuori dal piano possono essere scritte come (vedi Figura 4.5):

$$u(z) = u_0 + z\theta_x \quad e \quad w = w_b + w_s. \quad (4.10)$$

Dove la deformazione nel piano  $u$  è una funzione lineare in  $z$ , e  $\theta_x$  è la rotazione della sezione trasversale (definita come una rotazione positiva attorno all'asse  $y$ ), che dipende solo dalla deformazione flettente  $w_b$  della trave (poiché il taglio provoca solo lo scorrimento della sezione).



**Figura 4.4:** Sezione del fascio  $dx$  e definizione dell'equilibrio per una sotto-area



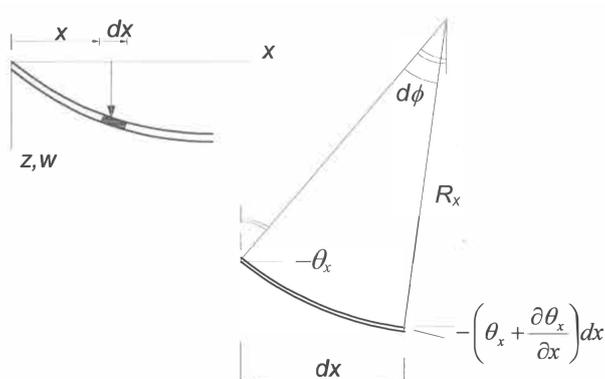
**Figura 4.5:** Definizione di flessione, rotazione, flessione e taglio di una sezione trasversale a sandwich

Così:

$$\theta_x = -\frac{dw_b}{dx} \quad e \quad \varepsilon(z) = \frac{du}{dx} = \frac{du_0}{dx} + z\frac{d\theta_x}{dx} = \frac{du_0}{dx} - z\frac{d^2w_b}{dx^2}, \quad (4.11)$$

l'equazione di governo per la parte di taglio è già stata trovata nel paragrafo 4.2. Per la flessione si procede come per la normale teoria della flessione del fascio. Assumendo la teoria della piccola

deflessione, il raggio di curvatura può essere trovato in termini di campo di spostamento mediante uno studio geometrico.



**Figura 4.6:** Definizione di curvatura

Dalla Figura 4.6 si vede che:  $dx = R_x d\phi$ , e  $d\phi - (\theta_x + \frac{d\theta_x}{dx} dx = -\theta_x$ , così che:  $d\phi = \frac{d\theta_x}{dx} dx$ . Ciò significa che

$$\frac{1}{R_x} = K_x = \frac{d\theta_x}{dx} = -\frac{d^2 w_b}{dx^2}. \quad (4.12)$$

Ci sono diversi modi per procedere con la teoria della trave, è possibile scrivere la deformazione di taglio media come:

$$\gamma = \frac{dw}{dx} + \theta_x, \quad (4.13)$$

oppure utilizzando deviazioni parziali, equivale a:

$$\frac{dw_s}{dx} = \frac{dw}{dx} - \frac{dw_b}{dx} = \frac{T_x}{S}. \quad (4.14)$$

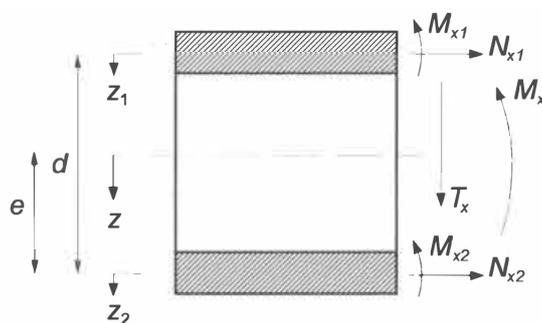
Ciò si può fare poiché la costante di integrazione A nell'equazione 4.5 (o  $\gamma_0$  nella 4.4) deve essere condivisa dalla deflessione a flessione, e quindi nel caso combinato può essere ricavata dalle condizioni al contorno per l'intera deflessione (verrà trattato nel dettaglio nella sezione 4.9).

Il momento flettente può ora essere scritto anche come:

$$M_x = \int \theta_x z dz = \int \frac{Ez^2}{R_x} dz = \frac{d\theta_x}{dx} \int Ez^2 dz = D \frac{d\theta_x}{dx} = -\frac{d^2 w_b}{dx^2}. \quad (4.15)$$

Vediamo ora che ci sono diversi modi per descrivere la cinematica di una trave sandwich. Nel caso generale, come per le piastre, si usano comunemente lo spostamento  $w$  e la rotazione  $\theta$  come variabili, e come visto sopra, tutte le altre proprietà come momenti flettenti, forze trasversali, deformazioni di taglio,

ecc., possono essere ottenute in funzione di queste variabili. Questo approccio è un po' più semplice quando si devono, ad esempio, derivare elementi finiti, poiché allora lo spostamento e la rotazione sono equivalenti ai gradi di libertà fisici nella formulazione degli elementi finiti. Possiamo usare in modo equivalente la deflessione parziale  $w_b$  e  $w_s$  per descrivere le stesse proprietà. Le equazioni di governo finali possono ancora essere ottenute in una singola variabile  $w$  indipendentemente dalla scelta delle variabili. La scelta delle flessioni parziali viene qui utilizzata poiché fornisce un'interpretazione più fisica dei modi di deformazione di una trave sandwich.



**Figura 4.7:** Sezione trasversale a sandwich con coordinate  $z$  locali per le facce

Un secondo approccio per la derivazione è quello utilizzato da Plantema [42]. Consideriamo prima il caso in cui le facce sono sottili, o almeno abbastanza sottili da comportarsi come membrane quando si studia la deformazione di taglio, cioè qualsiasi deformazione di taglio trasversale può avvenire senza che sia contrastata da alcuna flessione delle facce attorno ai loro singoli assi neutri. Questo trattamento equivale al concetto di deviazioni parziali; la flessione provoca sollecitazioni nel piano e forze trasversali sollecitazioni di taglio e deformazioni. Lo studio include solo sollecitazioni e deformazioni derivanti dai momenti flettenti e dalle forze trasversali della trave, ad es.  $u_0 = 0$ . In caso affermativo, le sollecitazioni nel piano si ottengono studiando la curvatura flettente solo come:

$$\sigma_1 = -E_1 z \frac{d^2 w_b}{dx^2}, \quad \sigma_2 = -E_2 z \frac{d^2 w_b}{dx^2}, \quad \sigma_c = -E_c z \frac{d^2 w_b}{dx^2}. \quad (4.16)$$

Poiché  $z_1 = z + d - e$  per la faccia superiore e  $z_2 = z - e$  per la faccia inferiore, la forza nel piano nella faccia superiore può essere scritta come (vedi Figura 4.7):

$$N_{x1} = - \int_{-\frac{t_1}{2}}^{\frac{t_1}{2}} \left[ E_1 (z_1 - d + e) \frac{d^2 w_b}{dx^2} \right] dz_1 = E_1 t_1 (d - e) \frac{d^2 w_b}{dx^2}, \quad (4.17)$$

dove  $e$  è la distanza tra la faccia inferiore e l'asse neutro. Allo stesso modo, per la faccia inferiore

$$N_{x2} = - \int_{-\frac{t_2}{2}}^{\frac{t_2}{2}} \left[ E_2 (z_2 + e) \frac{d^2 w_b}{dx^2} \right] dz_2 = -E_2 t_2 e \frac{d^2 w_b}{dx^2}. \quad (4.18)$$

Per facce uguali le forze normali diventano semplicemente  $N_{xf1} = -N_{xf2} = -\frac{D_0}{d} \frac{d^2 w_b}{dx^2}$  [42]. I momenti flettenti locali nelle facce saranno

$$M_{x1} = - \int_{-\frac{t_1}{2}}^{\frac{t_1}{2}} \left[ E_1 z_1 (z_1 - d + e) \frac{d^2 w_b}{dx^2} \right] dz_1 = -\frac{E_1 t_1^3}{12} \frac{d^2 w_b}{dx^2} = -D_1 \frac{d^2 w_b}{dx^2}, \quad (4.19)$$

e allo stesso modo per la faccia inferiore. Per il nucleo, la stessa integrazione può essere eseguita con conseguente risultato

$$N_{xc} = 0, \quad \text{e } M_{xc} = -D_c \frac{d^2 w_b}{dx^2}. \quad (4.20)$$

Il momento flettente totale è quindi:

$$M_x = -(D_0 + D_1 + D_2 + D_c) \frac{d^2 w_b}{dx^2} = -D \frac{d^2 w_b}{dx^2} = D \frac{d\theta_x}{dx} \quad (4.21)$$

La risposta della trave sandwich è quindi descritta da due costanti, la rigidezza flessionale  $D$  e la rigidezza a taglio  $S$ . Queste sono definite considerando le distorsioni di un elemento sotto l'azione di uno solo dei carichi  $M_x$  e  $T_x$  al momento. Per definizione (vedi anche equazione 4.2)

$$D = -\frac{M_x}{\frac{d^2 w_b}{dx^2}} \quad \text{e} \quad S = \frac{dT_x}{\frac{d^2 w_s}{dx^2}}, \quad (4.22)$$

il contributo alla curvatura è pari a

$$\frac{d^2 w}{dx^2} = -\frac{M_x}{D} + \frac{1}{S} \frac{dT_x}{dx}. \quad (4.23)$$

## 4.5 Equazione della linea elastica a flessione per una trave sandwich

Le equazioni di equilibrio possono essere derivate utilizzando la Figura 4.8 che mostra un elemento  $dx$  nella sua condizione distorta con forze che agiscono su di esso in direzioni positive.

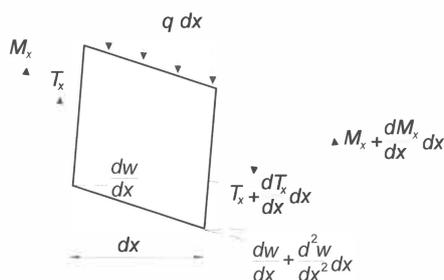


Figura 4.8: Elemento della trave distorto

Le equazioni di equilibrio per l'elemento trave sono:

$$T_x = \frac{dM_x}{dx} \quad \text{e} \quad q + \frac{dT_x}{dx} = 0. \quad (4.24)$$

Combinando le equazioni 4.24 e 4.22), si trova una relazione tra le deviazioni parziali come

$$\frac{d^2 w_s}{dx^2} = -\frac{D}{S} \frac{d^4 w_b}{dx^4}. \quad (4.25)$$

E poiché entrambi i termini di deflessione condividono la stessa rotazione del corpo rigido, questo può essere semplificato in

$$\frac{dw_s}{dx} = -\frac{D}{S} \frac{d^3 w_b}{dx^3}. \quad (4.26)$$

Si vede qui che nel caso di flessione pura e piccole deformazioni, si ottiene un'equazione solo in  $w$ , che può essere integrata due volte dando due incognite costanti di integrazione da ricavare dalle condizioni al contorno. Queste sono direttamente confrontabili con le due incognite trovate dall'esercizio geometrico nell'equazione 4.2. Riscrivendo quanto sopra usando le equazioni 4.25 e 4.26, si ottengono le due equazioni di governo:

$$D \frac{d^4 w_b}{dx^4} = q \quad \text{oppure} \quad S \frac{d^2 w_s}{dx^2} = -q, \quad (4.27)$$

che è un'equazione simile alla 4.27 ma in  $w_b$ . Questo può essere nuovamente riscritto usando la relazione tra  $w_b$  e  $w_s$  nelle equazioni 4.25 e 4.26, in modo che l'equazione di governo possa essere scritta

senza l'uso della deflessione parziale:

$$D \frac{d^4 w}{dx^4} - D \frac{d^4 w_s}{dx^4} = q \quad \text{ma} \quad D \frac{d^4 w_s}{dx^4} = -\frac{D}{S} \frac{d^2 q}{dx^2} \quad \text{dalle equazioni 4.25 e 4.26.} \quad (4.28)$$

Trovando così:

$$D \frac{d^4 w}{dx^4} = \left(1 - \frac{D}{S} \frac{d^2}{dx^2}\right) q, \quad (4.29)$$

che è la forma unidimensionale dell'equazione di governo per le piastre derivate da Mindlin [43]. Ora, o l'equazione differenziale della 4.29 è risolta, oppure le equazioni della 4.27 possono essere risolte separatamente per ottenere le deviazioni parziali. Di solito quest'ultimo può essere consigliato, poiché porta a un modo più diretto di introdurre condizioni al contorno corrette.

## 4.6 L'effetto delle facce spesse

Le formule precedentemente derivate trascurano la rigidità flessionale delle facce stesse ed infatti per sovrapporre le deformazioni flessionali e di taglio le facce devono fungere da membrane. Ad esempio, l'estremità fissa della trave a sbalzo (nell'esempio della sezione 4.10.1) non subirebbe tale deformazione se le facce avessero una propria rigidità alla flessione. A causa dello sforzo di taglio del nucleo, il nucleo subisce una deformazione di taglio e una corrispondente deformazione condivisa dalle facce.

Generalmente, la forza di taglio  $T_x$  non sarà costante ma variabile con  $x$ , il che significa che esiste una curvatura  $\frac{d^2 w_s}{dx^2}$ . Questa curvatura non si aggiungerà alla rotazione del pannello sandwich nel suo insieme, ma agirà su ciascun componente separatamente, introducendo quindi momenti flettenti locali nelle facce ma nessuna forza assiale risultante.

Non c'è problema se la forza trasversale è costante, ma se c'è una curvatura  $\frac{d^2 w_s}{dx^2} \neq 0$ , le facce mostrano una curvatura aggiuntiva e quindi si accumulano sollecitazioni aggiuntive. Assumendo che le facce siano rigide a taglio (un'ipotesi più ragionevole) e secondo la Figura 4.7, le sollecitazioni saranno ora date da:

$$\sigma_1 = -E_1 z \frac{d^2 w_b}{dx^2} - E_1 z_1 \frac{d^2 w_s}{dx^2} \quad \text{e} \quad \sigma_2 = -E_2 z \frac{d^2 w_b}{dx^2} - E_2 z_2 \frac{d^2 w_s}{dx^2}. \quad (4.30)$$

Le forze nel piano nelle facce delle equazioni 4.17. e 4.18 non sono influenzate da questa ipotesi, ma i momenti flettenti locali nelle facce diventano:

$$\begin{aligned} M_{x1} &= - \int_{-\frac{t_1}{2}}^{\frac{t_1}{2}} \left[ E_1 z_1 (z_1 - d + e) \frac{d^2 w_b}{dx^2} + E_1 z_1^2 \frac{d^2 w_s}{dx^2} \right] dz_1 = -\frac{E_1 t_1^3}{12} \frac{d^2 w}{dx^2} = -D_1 \frac{d^2 w}{dx^2}, \\ M_{x2} &= - \int_{-\frac{t_2}{2}}^{\frac{t_2}{2}} \left[ E_2 z_2 (z_2 + e) \frac{d^2 w_b}{dx^2} + E_2 z_2^2 \frac{d^2 w_s}{dx^2} \right] dz_2 = -\frac{E_2 t_2^3}{12} \frac{d^2 w}{dx^2} = -D_2 \frac{d^2 w}{dx^2}. \end{aligned} \quad (4.31)$$

La forza normale e il momento flettente nel nucleo sono sempre gli stessi dell'equazione 4.20.

Il momento flettente totale è ora:

$$M_x = -(D_0 + D_c) \frac{d^2 w_b}{dx^2} - 2D_f \frac{d^2 w}{dx^2} = -D \frac{d^2 w_b}{dx^2} - 2D_f \frac{d^2 w_s}{dx^2}, \quad (4.32)$$

quando  $D_1 + D_2 = 2D_f$ . Facendo di nuovo l'equilibrio dei momenti flettenti nell'elemento infinitesimale (Figura 4.8), ma ora usando l'intero momento flettente dato nell'equazione 4.32:

$$\begin{aligned} -\frac{dT_x}{dx} &= -\frac{d^2 M_x}{dx^2} = 2D_f \frac{d^4 w}{dx^4} + (D_0 + D_c) \frac{d^4 w_b}{dx^4} = q \\ 2D_f \frac{d^4 w}{dx^4} + (D_0 + D_c) \frac{d^4 w}{dx^4} &= q + (D_0 + D_c) \frac{d^4 w_s}{dx^4}. \end{aligned} \quad (4.33)$$

Successivamente possiamo usare le equazioni 4.24 e 4.23, ma prima ricordoci che questa equazione è stata derivata per facce sottili perché si realizza che  $D$  contiene solo i termini  $D_0 + D_c$ . Arriviamo quindi a trovare:

$$2D_f \frac{d^4 w}{dx^4} + (D_0 + D_c) \frac{d^4 w}{dx^4} = q - \frac{D_0}{S} (D_0 + D_c) \frac{d^6 w_b}{dx^6}, \quad (4.34)$$

$$\text{ma } \frac{D_0}{S} (D_0 + D_c) \frac{d^6 w_b}{dx^6} = \frac{D_0}{S} \frac{d^2}{dx^2} \left[ q - 2D_f \frac{d^4 w}{dx^4} \right].$$

Dopo alcuni passaggi si trova

$$2D_f \frac{d^6 w}{dx^6} - \frac{DS}{D_0} \frac{d^4 w}{dx^4} = \left( \frac{d^2}{dx^2} - \frac{S}{D_0} \right) q, \quad (4.35)$$

la stessa equazione è stata derivata da Hoff e Mautner [44] utilizzando principi variazionali. Questa è in realtà la forma unidimensionale dell'equazione della piastra derivata da Hoff [45] che tiene conto anche della sola rigidità flessionale delle facce. L'equazione 4.35 sostituisce l'equazione 4.2 quando si tiene conto dello spessore delle facce ma quando  $D_1$  è piccolo allora è uguale all'equazione 4.29.

Riscrivendo queste equazioni si arriva a trovare:

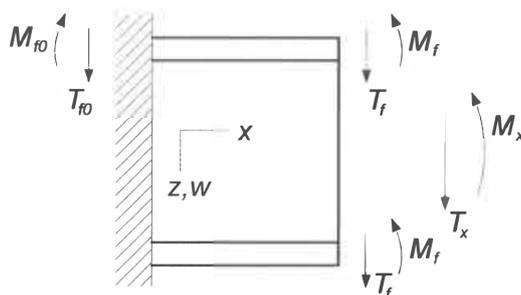
$$\frac{dM_x}{dx} = T_{tot} = -D \frac{d^3 w_b}{dx^3} - 2D_f \frac{d^3 w_s}{dx^3} = S \frac{dw_s}{dx} - 2D_f \frac{d^3 w_s}{dx^3} = T_x - \frac{2D_f}{S} \frac{d^2 T_x}{dx^2}, \quad (4.36)$$

dove  $T_{tot}$  è la forza di taglio totale sopportata da entrambe le facce e dal nucleo, e  $T_x$  è la forza di taglio portata dal solo nucleo. Riscrivendola

$$\frac{d^2 T_x}{dx^2} - b^2 T_x = -b^2 T_{tot} \quad \text{con } b^2 = \frac{S}{2D_f}. \quad (4.37)$$

Un approccio più concettuale è utilizzato sia da Allen [46] che da Plantema [42]. Il ragionamento è il

seguinte: le facce devono condividere la deflessione extra della flessione di taglio del nucleo, e per fare ciò un carico aggiuntivo deve agire su di esse. Pertanto, non tutta la forza di taglio viene utilizzata per produrre la deformazione di taglio del nucleo, ma una parte deve essere utilizzata per far sì che le facce subiscano la stessa deformazione del nucleo. Consideriamo per semplificazione un bordo fisso (Figura 4.9): se le facce fossero rigide a taglio, la forza di taglio sarebbe completamente sopportata dalle facce nella sezione  $x = 0$  poiché l'angolo di taglio  $\gamma$  è zero. Supponiamo che i carichi globali  $M_x$ ,  $T_x$  e un carico distribuito  $q$  agiscano sulla trave.



**Figura 4.9:** Carichi aggiuntivi agenti sulle facce in corrispondenza di un bordo bloccato

Questi indurranno una deformazione a flessione,  $w_b$ , dovuta a  $M_x$  e una deformazione a taglio,  $w_s$ , dovuta a  $T_x$ . Ma, a  $x = 0$  la rotazione  $\frac{dw_s}{dx}$  è impedita dalla condizione al contorno  $\frac{dw_s}{dx} = 0$ . Quindi, esiste un momento flettente locale  $M_{f0}$  esercitato su ciascuna faccia. Al bordo libero della trave a sbalzo questo momento,  $M_f$  deve essere uguale a zero. Pertanto, le forze di taglio,  $T_x$  devono agire per accumulare questi momenti sul bordo bloccato. Il taglio totale deve quindi essere diviso sulla sezione trasversale in  $T_x$ , che è la normale forza di taglio che produce l'angolo di taglio  $\frac{dw}{dx}$ , e  $T_1$  che agisce sulle facce formando il momento di spigolo. Quindi, la forza di taglio totale è uguale a:

$$T_{tot} = T_x + 2T_f. \quad (4.38)$$

Ora,  $M_x$  e  $T_x$  producono la deflessione ordinaria  $w_b$  e  $w_s$ , come indicato in precedenza. Le facce devono ora subire la deflessione  $w_s$ , e per fare ciò, le parti del carico totale  $T_1$  e  $M_1$  devono essere applicate alle facce. Pertanto, la deformazione extra della faccia deve essere:

$$w_{b1} + w_{s1} = w_s. \quad (4.39)$$

Dalle analisi precedenti abbiamo che:

$$T_x = s \frac{dw_s}{dx} = -D \frac{d^3 w_b}{dx^3} \quad \text{e che} \quad T_f = \frac{dM_f}{dx} = S_f \frac{dw_{s1}}{dx} = -D_f \frac{d^3 w_{b1}}{dx^3}, \quad (4.40)$$

dove  $S_f$  è la rigidità di taglio della sola faccia. Insieme alle equazioni 4.38 e 4.39 questo dà:

$$T_{tot} = S \frac{dw_s}{dx} + 2S_f \frac{dw_{s1}}{dx} = S \frac{dw_{b1}}{dx} - \frac{SD_f}{S_f} \frac{d^3w_{b1}}{dx^3} - 2D_f \frac{d^3w_{b1}}{dx^3}. \quad (4.41)$$

Con qualche riordinamento, porta all'equazione differenziale:

$$\frac{d^3w_{b1}}{dx^3} - a^2 \frac{dw_{b1}}{dx} = -a^2 \frac{T_{tot}}{S}; \quad \text{dove } a^2 = \frac{SS_f}{(S + 2S_f)D_f}. \quad (4.42)$$

Questa equazione può ora essere risolta per le incognite  $w_{b1}$ ,  $w_{s1}$ ,  $T_x$  e  $T_f$  applicando le condizioni al contorno, questo è stato fatto per una trave a sbalzo [42].

Si può dimostrare con esempi numerici che impedire la deformazione in corrispondenza di un bordo serrato è un effetto locale che si è smorzato ad una distanza dal bordo dell'ordine dello spessore totale della trave.

Si può anche mostrare che la deflessione totale del raggio, purché non molto corta, sarà virtualmente inalterata e potrebbe quindi essere calcolata utilizzando le equazioni fornite nell'analisi precedente.

Se si trascura il taglio delle facce, cioè  $S_f$  è molto grande, allora  $a^2 = \frac{S}{2D_f} = b^2$  ed l'equazione 4.32 possono essere riscritti nella forma più semplice:

$$\frac{d^2T_x}{dx^2} - b^2T_x = -b^2T_{tot}, \quad (4.43)$$

che è la stessa dell'equazione 4.37. Ora,  $w_1 = 0$ ,  $T_x(0) = 0$  e  $T_f(0) = \frac{T_{tot}}{2}$ , il che significa che l'intera forza di taglio è trasportata dalle facce in corrispondenza del bordo bloccato. L'effetto più importante di ciò, è che la sollecitazione massima nelle facce è notevolmente influenzata dal momento flettente locale  $M_f$  e potrebbe aumentare parecchio rispetto a quella calcolata utilizzando l'analisi precedente.

Tornando alla trave a balzo discussa prima, questa può ora essere risolta usando le equazioni riportate qui sopra. Prendendo ad esempio l'equazione 4.43 con  $T_{tot} = P$  e risolvendo per  $T_x$  si ottiene:

$$T_x = C_1 e^{bx} + C_2 e^{-bx} + P. \quad (4.44)$$

Usando le condizioni al contorno che  $T_x(0) = 0$  ( $Sr = \infty$ ) e  $T_x(L) = P$  (se  $L$  è grande), si ottiene:

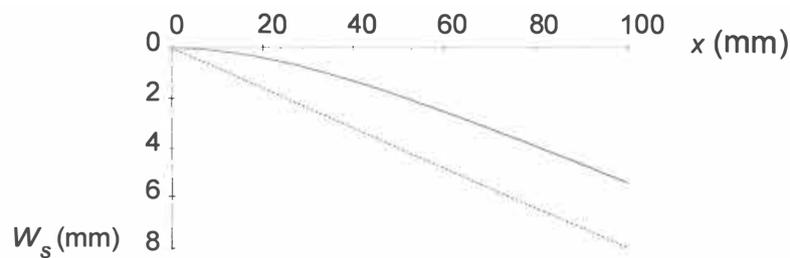
$$\frac{dw_s}{dx} = \frac{P}{S} \left[ \frac{e^{b(x-2L)} - e^{-bx}}{1 - e^{-2bL}} + 1 \right]. \quad (4.45)$$

E poiché  $w_s(0) = 0$ , la deformazione a taglio assumerà la forma

$$w_s = \frac{P}{bS(1 - e^{-2bL})} \left[ e^{b(x-2L)} + e^{-bx} - e^{-b2L} - 1 \right] + \frac{Px}{S}. \quad (4.46)$$

Per illustrare l'influenza delle facce spesse, facciamo un esempio.

Una trave a sbalzo con facce in lega di alluminio di  $5\text{mm}$  di spessore e un'anima di  $20\text{mm}$  con un modulo di taglio di  $40\text{MPa}$ . La trave ha una lunghezza di  $500\text{mm}$  e al suo bordo è applicato un carico concentrato  $P = 100\text{N}$ . Quindi, il rapporto  $\frac{d}{t_f} = 5 < 5.77$ , si può ora tracciare la deformazione di taglio in funzione di  $x$  come mostrato in Figura 4.10.



**Figura 4.10:** Deformazione a taglio vicino al bordo di una trave a sbalzo con facce spesse.

Si può vedere in 4.10 che c'è una zona vicino al bordo bloccato dove la rigidità flessionale delle facce impedisce la deformazione da taglio del nucleo e che le deformazioni in questa zona sono governate dalla flessione delle due facce attorno ai loro singoli assi neutri. L'effetto viene rapidamente smorzato e dopo circa  $x = 2t_c$  la pendenza della deformazione di taglio è la stessa che assume facce sottili, cioè  $w_s(x > 2t_c) = Px/S$ .

Si vede anche che dopo che l'effetto si è smorzato fuori c'è una differenza costante tra le due soluzioni, facce spesse o facce sottili. La flessione del punto di carico è quindi influenzata solo molto poco in questo caso la soluzione corretta dà  $w_s(L) = 37,27\text{mm}$  mentre l'approccio della faccia sottile con l'equazione 4.9 dà  $40,0\text{mm}$ .

## 4.7 Rigidezza del nucleo

La rigidezza a taglio data nell'equazione 4.2 per un nucleo debole e facce sottili non può più essere utilizzata con buona precisione, se il nucleo ha moduli significativi. L'equazione dell'energia (equazione 4.7) sarà comunque valida, tuttavia tale equazione è piuttosto complessa e richiede una discreta quantità di tempo per essere calcolata. Quindi, per problemi di progettazione ingegneristica in cui l'equazione 4.2 non è soddisfatta, Allen [46] ha proposto la seguente soluzione approssimata a quel problema.

La deformazione di taglio è definita dalla derivata  $\frac{du}{dz}$ , dove  $u$  è lo spostamento nella direzione  $x$ . Questo dà lo sforzo di taglio  $T_c = G_c \frac{du}{dz}$ , che integrato dà lo spostamento  $u$ , e usando l'equazione:

$$\tau_c(z) = \frac{T_x}{D} \left[ \frac{E_f t_f d}{2} + \frac{E_c}{2} \left( \frac{t_c^2}{4} - z^3 \right) \right]. \quad (4.47)$$

Per lo sforzo di taglio nel nucleo, diventa:

$$u = \frac{T_x}{G_c D} \left[ \frac{E_f t_f d}{2} z + \frac{E_c}{2} \left( \frac{t_c^2 z}{4} - \frac{z^3}{3} \right) \right]. \quad (4.48)$$

Quindi, lo spostamento non è più lineare come nel caso di  $E_c$  molto piccolo. Lo spostamento  $x$  all'interfaccia faccia/nucleo, ad esempio, per  $z = \frac{t}{2}$  è uguale a

$$u \left( \frac{t_c}{2} \right) = \frac{T_x}{G_c D} \left[ \frac{E_f t_f t_c d}{4} + \frac{E_c t_c^3}{24} \right]. \quad (4.49)$$

Supponiamo ora che il nucleo reale possa essere sostituito da un altro nucleo avente  $E_c$  piccolo in modo da mantenere lo spostamento lineare nella direzione  $x$  imposto ignorando il contributo del nucleo. L'analisi precedente può essere ripetuta eccetto che  $G_c$  è sostituito da  $G_c^*$ ; e  $E_c$  è impostato a zero. Tuttavia, il valore reale di  $E_c$  deve essere ancora utilizzato nel calcolo della rigidità flessionale. Questo nuovo nucleo avrebbe uno spostamento  $u$  lineare con un valore all'interfaccia di

$$u \left( \frac{t_c}{2} \right) = \frac{\tau_c}{G_c^*} \frac{t_c}{2} = \frac{T_x}{G_c^* D} \frac{E_f t_f t_c d}{4}. \quad (4.50)$$

Ora  $G_c$  deve essere scelto in modo che questi spostamenti coincidano nel senso che il nuovo valore  $G_c^*$ : dia il giusto spostamento nelle formule approssimate date nelle equazioni 4.7 e 4.9. Quindi, confrontando quanto sopra dà:

$$G_c^* = G_c \left[ 1 + \frac{E_c t_c^2}{6 E_f t_f d} \right]^{-1}. \quad (4.51)$$

Questa procedura permette di ricavarne le corrette flessioni e sollecitazioni frontali ma non la corretta sollecitazione di taglio del nucleo, tuttavia ciò può essere trovato usando l'equazione 4.47.

## 4.8 Relazioni Energetiche

Studiamo per semplicità una sezione trasversale a sandwich simmetrica, l'energia di deformazione per unità di volume è

$$dU_{se} = \sigma_{ij} d\varepsilon_{ij}, \quad (4.52)$$

che per un materiale elastico lineare è uguale a

$$dU_{se} = \frac{1}{2} \sigma_{ij} \cdot d\varepsilon_{ij}. \quad (4.53)$$

Questo può essere integrato sullo spessore per ottenere l'energia di deformazione per unità di area come:

$$\begin{aligned} dU_{se} &= \frac{1}{2} \int_{-\frac{t_c}{2-t_f}}^{-\frac{t_c}{2}} \sigma_f \varepsilon_f dz + \frac{1}{2} \int_{-\frac{t_c}{2}}^{\frac{t_c}{2}} [\sigma_c \varepsilon_c + \tau_c \gamma_c] dz + \frac{1}{2} \int_{\frac{t_c}{2}}^{\frac{t_c}{2+t_f}} \sigma_f \varepsilon_f dz \\ &= \frac{1}{2} \int_{-\frac{t_c}{2-t_f}}^{-\frac{t_c}{2}} \frac{\sigma_f^2}{E_f} dz + \frac{1}{2} \int_{-\frac{t_c}{2}}^{\frac{t_c}{2}} \left[ \frac{\sigma_c^2}{E_c} + \frac{\tau_c^2}{G_c} \right] dz + \frac{1}{2} \int_{\frac{t_c}{2}}^{\frac{t_c}{2+t_f}} \frac{\sigma_f^2}{E_f} dz. \end{aligned} \quad (4.54)$$

Per la sezione trasversale del sandwich con facce sottili e un nucleo debole, sappiamo che:

$$\sigma_c = 0; \quad \sigma_1 = -\frac{M_x}{t_1 d}; \quad \tau_c = \frac{T_x}{d}, \quad (4.55)$$

e quindi

$$\begin{aligned} dU_{se} &= \frac{1}{2} \int_{-\frac{t_c}{2-t_f}}^{-\frac{t_c}{2}} \left( -\frac{M_x}{t_f d} \right) \cdot \left( -\frac{M_x}{t_f d E_f} \right) dz + \frac{1}{2} \int_{-\frac{t_c}{2}}^{\frac{t_c}{2}} \left( \frac{T_x}{d} \right) \left( \frac{T_x}{d G_c} \right) dz + \frac{1}{2} \int_{\frac{t_c}{2}}^{\frac{t_c}{2+t_f}} \left( \frac{M_x}{t_f d} \right) \left( \frac{M_x}{t_f d E_f} \right) dz \\ &= \frac{1}{2} \int_{-\frac{t_c}{2-t_f}}^{-\frac{t_c}{2}} \frac{M_x^2}{t_f^2 d^2 E_f} dz + \frac{1}{2} \int_{-\frac{t_c}{2}}^{\frac{t_c}{2}} \frac{T_x^2}{d^2 G_c} dz + \frac{1}{2} \int_{\frac{t_c}{2}}^{\frac{t_c}{2+t_f}} \frac{M_x^2}{t_f^2 d^2 E_f} dz \\ &= \frac{M_x^2}{t_f^2 d^2 E_f} t_f + \frac{1}{2} \frac{T_x^2}{d^2 G_c} t_c = \frac{1}{2} \frac{M_x}{D} + \frac{1}{2} \frac{T_x^2}{S} = \frac{1}{2} \left[ D \left( \frac{d^2 w_b}{dx^2} \right)^2 + S \left( \frac{dw_s}{dx} \right)^2 \right]. \end{aligned} \quad (4.56)$$

L'espressione dell'energia di deformazione può essere ottenuta anche considerando il lavoro svolto dai momenti e dalle forze esterni agenti su un elemento. Se questa volta teniamo conto anche delle facciate spesse otteniamo, che il lavoro svolto da  $M_{x1}$  e  $M_{x2}$  è uguale (usando l'equazione 4.32):

$$\frac{1}{2} M_{x1} \left( -\frac{d^2 w}{dx^2} \right) = \frac{1}{2} D_1 \left( \frac{d^2 w}{dx^2} \right)^2 \quad \text{e} \quad \frac{1}{2} M_{x2} \left( -\frac{d^2 w}{dx^2} \right) = \frac{1}{2} D_2 \left( \frac{d^2 w}{dx^2} \right)^2. \quad (4.57)$$

Allo stesso modo, il lavoro svolto da  $N_{x1}$  e  $N_{x2}$  sono similmente:

$$\begin{aligned} \frac{1}{2}N_{x1}\varepsilon(e-d) &= \frac{1}{2}N_{x1}\varepsilon(e-d)\frac{d\theta_x}{dx} = \frac{1}{2}N_{x1}\varepsilon(e-d)\frac{d^2w_b}{dx^2} = \frac{1}{2}E_1t_1(d-e)^2\frac{d^2w_b}{dx^2} \\ \text{e} \quad \frac{1}{2}N_{x1}\varepsilon(e) &= \frac{1}{2}N_{x1}e\frac{d\theta_x}{dx} = -\frac{1}{2}N_{x1}e\frac{d^2w_b}{dx^2} = \frac{1}{2}E_2t_2e^2\frac{d^2w_b}{dx^2}. \end{aligned} \quad (4.58)$$

Il lavoro svolto da  $M_{c2}$  è semplicemente

$$\frac{1}{2}M_{xc} \left( -\frac{d^2w}{dx^2} \right) = \frac{1}{2}D_c \left( \frac{d^2w_b}{dx^2} \right)^2, \quad (4.59)$$

e infine il lavoro svolto da  $T_x$  diventa

$$\frac{1}{2}T_x \left( -\frac{dw_s}{dx} \right) = \frac{1}{2}S \left( \frac{dw_s}{dx} \right)^2. \quad (4.60)$$

La densità di energia totale è quindi:

$$dU_{se} = \frac{1}{2}(D_0 + D_c) \left( \frac{d^2w_b}{dx^2} \right)^2 + \frac{1}{2}(D_1 + D_2) \left( \frac{d^2w}{dx^2} \right)^2 + \frac{1}{2}S \left( \frac{dw_s}{dx} \right)^2. \quad (4.61)$$

L'energia di deformazione totale viene ora trovata da un'integrazione su tutta la lunghezza della trave, risultando in:

$$\begin{aligned} U_{se} &= \frac{1}{2} \int \left[ (D_0 + D_c) \left( \frac{d^2w_b}{dx^2} \right)^2 + (D_1 + D_2) \left( \frac{d^2w}{dx^2} \right)^2 + S \left( \frac{dw_s}{dx} \right)^2 \right] dx \\ &\approx \frac{1}{2} \int \left[ D \left( \frac{d^2w_b}{dx^2} \right)^2 + S \left( \frac{dw_s}{dx} \right)^2 \right] dx = \frac{1}{2} \int \left[ D \left( \frac{d\theta_x}{dx} \right)^2 + S \left( \frac{dw_s}{dx} \right)^2 \right] dx. \end{aligned} \quad (4.62)$$

L'energia potenziale della forza trasversale,  $q$ , è uguale a:

$$U_q = - \int q(x)w dx. \quad (4.63)$$

## 4.9 Soluzione generale dei problemi delle travi

Esistono diversi modi per risolvere i problemi delle travi a sandwich. Il modo più diretto è l'integrazione diretta delle equazioni differenziali per le deviazioni parziali fornite nell'equazione 4.27.

Prendendo prima la flessione della parte della trave e poi la parte del taglio, queste equazioni sono integrate in termini generali a:

$$D \frac{d^4 w_b}{dx^4} = q \rightarrow Dw_b = \iiint q dx^4 + A_1 \frac{x^3}{6} + A_2 \frac{x^2}{2} + A_3 x + A_4, \quad (4.64)$$

$$S \frac{d^2 w_s}{dx^2} = -q \rightarrow Sw_s = - \iint q dx^2 - A_1 x - A_2,$$

dove gli  $A$  sono costanti di integrazione. La deflessione totale può quindi essere scritta come:

$$\begin{aligned} w(x) &= w_b(x) + w_s(x) = \\ &= \frac{1}{D} \left\{ \iiint q dx^4 + A_1 \frac{x^3}{6} + A_2 \frac{x^2}{2} + A_3 x + A_4 \right\} - \frac{1}{S} \left\{ \iint q dx^2 + A_1 x + A_2 \right\}. \end{aligned} \quad (4.65)$$

Tuttavia, le traslazioni del corpo rigido date da:

$$\frac{A_4}{D} + \frac{A_2}{S} = \frac{A_5}{D} \quad (4.66)$$

Può essere sostituito da una nuova costante di integrazione. Ora, ci sono quattro costanti di integrazione da trovare, e queste sono date dalle quattro condizioni al contorno ai bordi della trave (due a ogni bordo). Questi sono comunemente:

$$\begin{aligned} \text{Semplicemente supportato: } & w_b + w_s = 0, & M_x &= 0. \\ \text{Bloccato: } & w_b + w_s = 0, & \frac{dw_b}{dx} &= 0. \\ \text{Libero: } & M_x = 0, & T_x &= 0. \end{aligned} \quad (4.67)$$

Se necessario, potrebbe essere necessario richiamare un determinato momento flettente o forza trasversale, ad es. un momento flettente nullo. Questo è fatto da:

$$M_x = 0 \rightarrow \frac{d^2 w_b}{dx^2} = \frac{d^2 w}{dx^2} - \frac{d^2 w_s}{dx^2} = \frac{d^2 w}{dx^2} - \frac{1}{S} \frac{dT_x}{dx}, \quad (4.68)$$

oppure

$$T_x = 0 \rightarrow \frac{1}{S} \frac{dw_s}{dx} = 0, \quad (4.69)$$

dato nel punto  $x$  dove sono i confini.

Un secondo metodo consiste nell'utilizzare funzioni già date per la deformazione a flessione. Ci sono diversi manuali in cui  $W_b$  è dato esplicitamente in funzione di  $x$ , per un gran numero di casi di travi.

Usando le equazioni 4.25 e 4.26 che dà la relazione tra deformazione a flessione e taglio, come:

$$\frac{d^2 w_s}{dx^2} = -\frac{D}{S} \frac{d^4 w_b}{dx^4}. \quad (4.70)$$

Quindi, differenziando quattro volte la deformazione a flessione nota, la deformazione a taglio è data dalla doppia integrazione di questa e dall'applicazione di due condizioni al contorno.

In molti casi, si sa che il taglio nel piano  $\gamma_0$  è zero per ragioni di simmetria, allora le equazioni 4.25 e 4.26 possono essere usate in una forma ancora più semplice:

$$\frac{dw_s}{dx} = -\frac{D}{S} \frac{d^3 w_b}{dx^3}, \quad (4.71)$$

e la parte di taglio della soluzione si ottiene ancora più velocemente. In ogni caso, quando il taglio si trova la deformazione la deformazione totale si trova sommando le due soluzioni.

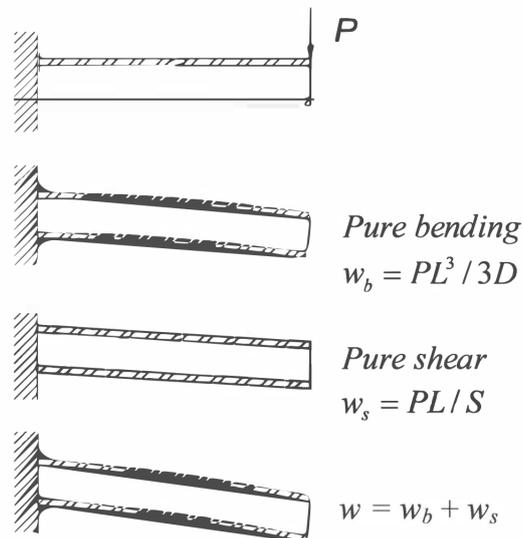
Un altro modo per risolvere i problemi delle travi a sandwich è, ovviamente, risolvere l'equazione della trave di Timoshenko dell'equazione 4.29 o 4.35. Tuttavia, poiché queste equazioni sono nella deflessione totale, potrebbe diventare difficile applicare condizioni al contorno appropriate utilizzando questo approccio.

## 4.10 Esempi di calcolo

Di seguito sono riportati alcuni esempi di progettazione e calcoli relativi alle travi sandwich.

Molti di questi sono per casi di carico elementari e questi possono essere usati per risolvere altri casi di travi mediante sovrapposizione. In tutti i casi il raggio è di lunghezza  $L$  e la coordinata  $x$  è misurata dal bordo sinistro.

### 4.10.1 Trave a sbalzo



Assumiamo facce sottili,  $t_1 \ll t_c$ , e nucleo debole,  $E_c \ll E_1$ , e che tutti gli altri dati del materiale siano noti. La rigidezza flessionale (rappresentata dall'equazione 4.72) e la rigidezza a taglio:

$$D = \int E z^2 dz = \frac{E_f t_f^3}{6} + \frac{E_f t_f d^2}{2} + \frac{E_c t_c^3}{12} = 2D_f + D_0 + D_c \quad \text{dove} \quad d = t_f + t_c. \quad (4.72)$$

È quindi secondo l'equazione 4.72 e 4.6

$$D = \frac{E_f t_f d^2}{2} \quad \text{e} \quad S = \frac{G_c d^2}{t_c}. \quad (4.73)$$

La forza trasversale,  $T_x$ , è uguale a  $P$  e il momento flettente  $M_x = -P(L - x)$ . Lo stress nelle facce è quindi

$$\sigma_f = \frac{|M_x|_{max} d}{2D} E_f = \frac{PL}{t_f d}. \quad (4.74)$$

La deformazione flettente  $w_b$  si trova più facilmente da un manuale ed è

$$w_b = \frac{PL^3}{3D} = \frac{2PL^3}{3E_f t_f d^2}, \quad (4.75)$$

e la deformazione si trova mediante l'integrazione dell'equazione 4.2

$$w_s = \int_0^L \frac{T_x}{s} dx = \frac{PL}{S}. \quad (4.76)$$

La deformazione totale è quindi:

$$w = \frac{PL^3}{3D} + \frac{PL}{S} = \frac{PL^3}{3D} \left( 1 + \frac{3D}{SL^2} \right) = \frac{PL^3}{3D} (1 + 3\phi), \quad (4.77)$$

dove  $\phi = \frac{D}{L^2 S}$  è il cosiddetto *fattore di taglio*. Se  $\phi = 0$ , non c'è taglio e il problema è la flessione pura. All'aumentare del taglio, aumenta anche lo spostamento.

Si osservi ora che la deformazione a flessione è funzione di  $L^3$  mentre la deformazione a taglio varia solo linearmente con  $L$ . Ciò significa che la proporzione della deformazione a taglio rispetto alla deformazione totale dipende fortemente dalla lunghezza della trave. Quindi, la deformazione a taglio trasversale ha una forte influenza sulla deformazione per travi corte (generalmente valide) e deboli a taglio ( $S$  piccole). Per travi snelle e rigide a taglio è invece trascurabile.

Per mostrarlo più chiaramente, usiamo un esempio numerico, prendiamo un sandwich con:

$t_f = 1\text{mm}$ ,  $t_c = 30\text{mm}$ ,  $L = 500\text{mm}$ ,  $G_c = 30\text{MP}$  ( $80 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$  schiuma di PVC),  $E_f = 200\text{MPa}$  (acciaio).

Questo da:

$$w_b = 0,43P \frac{\text{mm}}{\text{N}}, \quad w_s = 0,52P \frac{\text{mm}}{\text{N}}, \quad \text{e quindi un rapporto } \frac{w_b}{w_s} = 0,83. \quad (4.78)$$

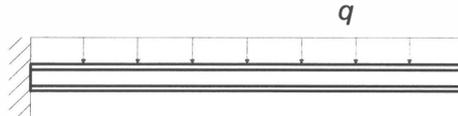
Notare ancora che questo rapporto cambierà a seconda della lunghezza del raggio. Confrontandolo ora con, ad esempio, una trave di acciaio omogenea con una sezione trasversale rettangolare di altezza  $h = 30\text{mm}$  e la stessa lunghezza. La deformazione di questo raggio sarà:

$$w_b = \frac{4PL^3}{Eh^3} = 0,0926P \frac{\text{mm}}{\text{N}}, \quad w_s = 1,2 \frac{PL}{Gh} = 0,0003P \frac{\text{mm}}{\text{N}}, \quad \frac{w_b}{w_s} = 310. \quad (4.79)$$

Questo spiega perché la teoria del fascio ingegneristico generalmente trascura il contributo della deformazione a taglio trasversale. Tuttavia, ricorda che deve ancora essere incluso per le travi corte. È utile utilizzare altri casi di carico per la trave asbalzo, prendiamo ad esempio i casi di carico illustrati di seguito. Le deformazioni totali possono essere calcolate come sopra, ma c'è ancora un altro modo alternativo per risolvere questo problema e cioè usare l'equazione 4.29 e integrando due volte per ottenere il taglio

deformazione. Ci sono due condizioni al contorno per le costanti di integrazione incognite. Il risultato è, ovviamente, lo stesso del precedente.

### (i) Carico Uniforme



$$T_x = q \left(1 - \frac{x}{L}\right), \quad M_x = -\frac{Q}{2L}(L-x)^2 \quad (4.80)$$

$$w_b = \frac{qL^4}{24D} \left[ \left(\frac{x}{L}\right)^4 - 4\left(\frac{x}{L}\right)^3 + 6\frac{x^2}{L^2} \right] \quad \text{e} \quad w_s = \frac{qx}{2S}(2L-x),$$

dove il carico distribuito totale  $Q = qL$ . Un modo alternativo di analizzare lo stesso fascio è usare l'equazione 4.26. Prima si usa l'espressione per il campo di deformazione in flessione come sopra indicato. Le sue derivate rispetto a  $x$  sono:

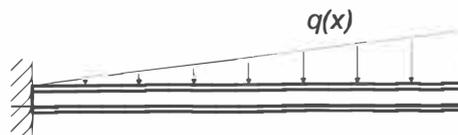
$$\begin{aligned} \frac{dw_b}{dx} &= \frac{qL^4}{24D} \left[ \frac{4x^3}{L^4} - \frac{12x^2}{L^3} + \frac{12x}{L^2} \right], & \frac{d^2w_b}{dx^2} &= \frac{qL^4}{24D} \left[ \frac{12x^2}{L^4} - \frac{24x}{L^3} + \frac{12}{L^2} \right], \\ \frac{d^3w_b}{dx^3} &= \frac{qL^4}{24D} \left[ \frac{24x}{L^4} - \frac{24}{L^3} \right] = \frac{q}{D}(x-L). \end{aligned} \quad (4.81)$$

Secondo l'equazione 4.27 la deformazione a taglio è allora

$$\frac{dw_s}{dx} = -\frac{q}{S}(x-L) \rightarrow w_s = -\frac{qx^2}{2S} + \frac{qLx}{S} + B \rightarrow w_s(x) = \frac{qx}{2S}(2L-x), \quad (4.82)$$

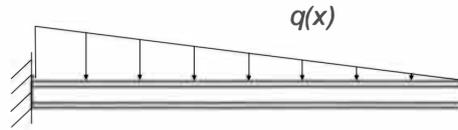
poiché  $w_s(0) = 0$  e quindi  $B = 0$ .

### (ii) Carico Distribuito Tringolarmente



$$\begin{aligned} T_x(x) &= \frac{q_{max}L}{2} \left[ 1 - \left(\frac{x}{L}\right)^2 \right], & M_x(x) &= \frac{q_{max}L^2}{6} \left[ 3\left(\frac{x}{L}\right) - 2 - \left(\frac{x}{L}\right)^3 \right] \\ w_b(x) &= \frac{q_{max}L^4}{120D} \left[ \left(\frac{x}{L}\right)^5 - 10\left(\frac{x}{L}\right)^3 + 20\frac{x^2}{L} \right] & \text{e} & \quad w_s(x) = \frac{q_{max}Lx}{6S} \left[ 3 - \left(\frac{x}{L}\right)^2 \right], \end{aligned} \quad (4.83)$$

dove il carico totale  $Q = \frac{q_{max}L}{2}$  e il carico distribuito  $q(x) = \frac{q_{max}x}{L}$ .



$$T_x(x) = \frac{q_{max}L}{2} \left[ 1 - \left(\frac{x}{L}\right)^2 \right], \quad M_x(x) = \frac{q_{max}L^2}{6} \left[ 3\left(\frac{x}{L}\right) - 2 - \left(\frac{x}{L}\right)^3 \right]$$

$$w_b(x) = \frac{q_{max}L^4}{120D} \left[ 10\left(\frac{x}{L}\right)^2 - 10\left(\frac{x}{L}\right)^3 + 5\left(\frac{x}{L}\right)^4 - \left(\frac{x}{L}\right)^5 \right] \quad \text{e} \quad (4.84)$$

$$w_s(x) = \frac{q_{max}Lx}{6S} \left[ 3 - 3\left(\frac{x}{L}\right) + \left(\frac{x}{L}\right)^2 \right],$$

dove il carico totale  $Q = \frac{q_{max}L}{2}$  e il carico distribuito  $q(x) = \frac{q_{max}(L-x)}{L}$ .

#### 4.10.2 Trave a taglio

Lo scopo del seguente esempio è quello di mostrare che la deformazione di taglio può verificarsi in modi che non sono direttamente ovvi a meno che non si abbia una buona conoscenza del loro calcolo. La deformazione flessionale della trave di cui sopra è facilmente calcolabile usando la teoria delle travi. Usiamo la forma generale della deformazione di taglio data nell'equazione 4.3.

Dobbiamo usare questa espressione questa volta perché dobbiamo considerare anche la rotazione del corpo rigido quando analizziamo il caso di taglio puro e questo non è incluso quando si omette la flessione.

Dall'equilibrio del momento verticale e flettente, i carichi di reazione agli appoggi sono calcolati come:

$$R_a = -2P \quad \text{e} \quad R_b = 3P. \quad (4.85)$$

In una sezione trasversale situata a  $x \leq 2a$  i carichi e la deformazione di taglio sono:

$$T_x = 0, \quad M_x = 0, \quad w_s = \frac{M_x}{S} - \frac{\gamma_0 x t_c}{d} + C = -\frac{\gamma_0 x t_c}{d} + C \quad (4.86)$$

Nella sezione trasversale data da  $2a \leq x \leq 3a$ :

$$T_x = -2P, \quad M_x = -SP(x - 2a), \quad w_s = \frac{M_x}{S} - \frac{\gamma_0 x t_c}{d} + C = -\frac{2P(x - 2a)}{S} - \frac{\gamma_0 x t_c}{d} + C. \quad (4.87)$$

E finalmente nella sezione trasversale  $3a \leq x \leq 5a$ :

$$T_x = P, \quad M_x = -2P(x - 2a) + 3P(x - 3a), \quad (4.88)$$

$$w_s = \frac{M_x}{S} - \frac{\gamma_0 \cdot x \cdot t_c}{d} + C = -\frac{2P(x - 2a)}{S} + \frac{3P(x - 3a)}{S} - \frac{\gamma_0 x t_c}{d} + C.$$

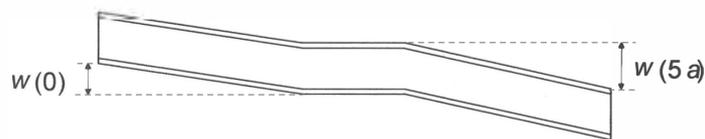
Ci sono ora due incognite, il taglio sul piano  $\gamma_0$  e la costante  $C$ . Per risolvere queste ci sono due condizioni al contorno,  $w(2a) = w(3a) = 0$ . Usando queste in una qualsiasi delle equazioni precedenti si ottiene:

$$C = -\frac{4Pa}{S} \quad e \quad \gamma_0 = -\frac{2Pd}{t_c S}. \quad (4.89)$$

La deformazione a taglio è quindi data da:

$$\begin{aligned} x \leq 2a : \quad w_s &= \frac{2P}{S}(x - 2a), \\ 2a \leq x \leq 3a : \quad w_s &= 0, \\ 3a \leq x \leq 5a : \quad w_s &= \frac{3P}{S}(x - 3a). \end{aligned} \quad (4.90)$$

Questo dà la seguente forma della deformazione di taglio:



**Figura 4.11:** Deformazione della trave sottoposta a forze di taglio

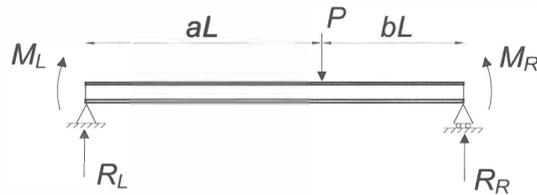
Gli spostamenti dei due bordi liberi, sono quindi:

$$w_s(0) = -\frac{4Pa}{S} \quad e \quad w_s(5a) = \frac{6Pa}{S}. \quad (4.91)$$

Avremmo potuto ugualmente usare l'equazione 4.5, determinare le costanti di integrazione  $A$  e  $B$  e questo ci avrebbe dato lo stesso risultato.

### 4.10.3 Trave sottoposta a carico puntuale

#### (i) Semplicemente appoggiata



**Figura 4.12:** Trave semplicemente appoggiata

Questo problema si risolve semplicemente sovrapponendo le deformazioni dovute alla flessione e al taglio. Si può anche arrivare alla deformazione a taglio usando l'eq.(4.22) sulla deformazione a flessione. I risultati sono:

$$R_L = Pb, \quad R_R = Pa \quad e \quad M_L = M_R = 0$$

$$x \leq aL \quad w(x) = w_b(x) + w_s(x) = \frac{PL^3}{6D} b \left[ (1 - b^2) \left( \frac{x}{L} \right) - \left( \frac{x^3}{L^3} \right) \right] + \frac{Pbx}{S}$$

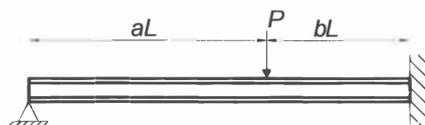
$$T_x(x) = R_L \quad e \quad M_x(x) = R_L x$$

$$x \geq aL \quad w(x) = w_b(x) + w_s(x) = \frac{PL^3}{6D} b \left[ (1 - a^2) \left( \frac{L-x}{L} - \left( \frac{L-x}{L} \right)^3 \right) \right] + \frac{Pa(L-x)}{S}$$

$$T_x(x) = -R_R \quad e \quad M_x(x) = R_R(L - x).$$

Questa semplice sovrapposizione può essere eseguita poiché i due casi estremi,  $S$  infinito o  $D$  infinito producono le stesse forze di reazione, e quindi le deformazioni che avvengono nei diversi modi sono indipendenti l'una dall'altra.

#### (ii) Incastro e cerniera



**Figura 4.13:** Trave con un estremo incernato e un estremo incastrato

Questo caso non è così semplice come sembra a prima vista. Il momento di bloccaggio al bordo dipenderà dalla rigidità di taglio  $S$ , dando il momento ordinario  $PL \cdot \frac{(3b-b^2-2)}{2b}$  se  $S = \infty$  e  $M_R = 0$  se  $D = \infty$ . Questo fatto produce un'incongruenza; la deformazione trasversale a taglio non sarà continua sotto il carico se i carichi sugli appoggi sono calcolati usando la teoria della flessione della trave e le equazioni di equilibrio poiché, a causa di un momento di bloccaggio  $M_R \neq 0$ , essi differiscono dai precedenti ( $bP$  e  $aP$ , rispettivamente). La deformazione di taglio calcolata usando forze di supporto diverse da quella, produrrebbe che la deformazione di taglio  $w_s(L) \neq 0$ . Le deformazioni di taglio che seguono le forze trasversali calcolate dal caso di flessione pura sono: la forza di reazione sinistra per  $\frac{aL}{S}$  e la forza di reazione destra per  $\frac{bL}{S}$ .

Ora si vede chiaramente che queste due sono disuguali a meno che  $M_R = 0$ , portando a un'incompatibilità sul bordo. Il modo di trattare questo problema è trascurare il fatto che  $w_b$  e  $w_s$  siano uguali a zero su uno dei bordi, e concentrarsi invece sul fatto che la loro somma sia uguale a zero sui bordi. Infatti, il concetto di deformazioni parziali può ancora essere usato qui, ma il momento di serraggio dipenderà dalla rigidità di taglio, il che significa che  $w_b$  e  $w_s$  sono dipendenti, cioè, solo la loro somma darà il campo di deformazione corretto. Ora, rilassiamo la condizione limite  $w_b(0) = w_s(0) = 0$  e usiamo invece  $w_b(0) + w_s(0) = 0$ , e calcola i corrispondenti campi di deformazione dovuti alla flessione e al taglio, rispettivamente.

Quindi, trattare la trave come una trave a sbalzo ma assicurarsi che la deflessione del bordo libero (a  $x = 0$ ) sia zero. Entrambe le deflessioni parziali dipenderanno dalle reazioni  $R_R$  e  $R_L$  che ora possono essere risolte usando la condizione al contorno indicata sopra. Le equazioni richieste sono i campi di deformazione in funzione delle reazioni, esse sono:

$$x \leq aL \quad w_b(x) = \frac{PL^3}{6D} [3b^3 (1 - \frac{x}{L}) - b^3] - \frac{R_L L^3}{6D} \left[ \left(\frac{x}{L}\right)^3 - 3\left(\frac{x}{L}\right) + 2 \right]$$

$$w_s(x) = w_s(0) + \frac{R_L x}{S} = \frac{1}{S} [R_R bL - R_L (aL - x)] \quad e \quad w(x) = w_b(x) + w_s(x)$$

$$T_x(x) = R_L \quad e \quad M_x(x) = R_L x$$

$$x \geq aL \quad w_b(x) = \frac{PL^3}{6D} \left[ \left(\frac{x}{L} - a\right)^3 - 3b^2 \left(\frac{x}{L} - a\right) + 2b^3 \right] - \frac{R_L L^3}{6D} \left[ \left(\frac{x}{L}\right)^3 - 3\left(\frac{x}{L}\right) + 2 \right]$$

$$w_s(L) = w_s(0) + \frac{R_L aL}{S} - \frac{R_R bL}{S} = 0 \rightarrow w_s(0) = \frac{R_R bL}{S} - \frac{R_L aL}{S}.$$

Che danno:

$$w_s(x) = \frac{R_R}{S}(L - x)$$

$$T_x(x) = -R_R \quad \text{e} \quad M_x(x) = R_L x - P(x - aL) = PaL - R_R x.$$

Usando queste equazioni insieme a due equazioni di equilibrio indipendenti si ottiene, dopo qualche manipolazione e denotando il fattore di taglio  $\phi = \frac{D}{L^2 S}$ :

$$R_L = \frac{P [6\phi b + (3b^2 - b^3)]}{2(1 + 3\phi)}, \quad R_R = \frac{P [6\phi a + (2 - 3b^2 + b^3)]}{2(1 + 3\phi)}, \quad M_R = \frac{PbL(3b - b^2 - 2)}{2(1 + 3\phi)},$$

si vede ora che  $w_b(L) = w_s(L) = 0$  ma che  $w_b(0)$  e  $w_s(0) \neq 0$ . È anche facile verificare che l'equazioni 4.25 e 4.26 sono soddisfatte. Si vede anche che quando  $S$  si avvicina all'infinito ( $\phi = 0$ ), il caso di flessione pura, allora:

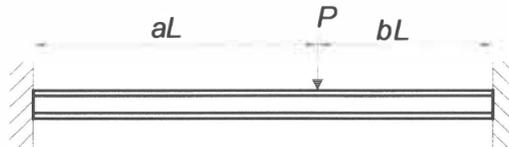
$$R_L = \frac{P}{2}(3b^2 - b^3), \quad R_R = \frac{P}{2}(2 - 3b^2 + b^3), \quad M_R = \frac{PbL}{2}(3b - b^2 - 2).$$

E per il caso del taglio puro ( $\phi = \infty$ )

$$R_L = Pb, \quad R_R = Pa \quad \text{e} \quad M_R = 0,$$

che è lo stesso del caso trattato nel punto (i) della sezione 4.10.3. È facile dimostrare che la deformazione totale a  $x = 0$  è effettivamente uguale a zero, anche se le singole deformazioni non lo sono.

### (iii) Doppio incastro



**Figura 4.14:** Trave con entrambi gli estremi incastrati

Lo stesso ragionamento fatto per il punto (ii) si può applicare qui, ad esempio, utilizzare la condizione limite  $w_b(0) + w_s(0) = 0$  e  $\frac{dw_b}{dx} = 0$ , insieme alle equazioni di equilibrio.

Le deformazioni dovute alla flessione e al taglio possono essere scritte direttamente in funzione delle forze di reazione e dei momenti di serraggio e sono:

$$x \leq aL \quad w(x) = w_b(x) + w_s(x) = \frac{PL^3}{6D} [3b^2 (1 - \frac{x}{L}) - b^3] - \frac{R_L L^3}{6D} \left[ \left(\frac{x}{L}\right)^3 - 3\left(\frac{x}{L}\right) + 2 \right] - \frac{M_L L^2}{2D} \left[ \left(\frac{x}{L}\right)^2 - 2\left(\frac{x}{L}\right) + 1 \right] + \frac{1}{S} [R_R bL - R_L(aL - x)],$$

$$T_x(x) = R_L \quad \text{e} \quad M_x(x) = M_L + R_L x,$$

$$x \geq aL \quad w(x) = \frac{PL^3}{6D} \left[ \left(\frac{x}{L}\right)^3 - 3b^2 \left(\frac{x}{L} - a\right) + 2b^3 \right] - \frac{R_L L^3}{6D} \left[ \left(\frac{x}{L}\right)^3 - 3\left(\frac{x}{L}\right) + 2 \right] - \frac{M_L L^2}{2D} \left[ \left(\frac{x}{L}\right)^2 - 2\left(\frac{x}{L}\right) + 1 \right] + \frac{1}{S} [R_R(L - x)],$$

$$T_x(x) = -R_R \quad \text{e} \quad M_x(x) = M_R + R_R(L - x).$$

Le condizioni al contorno di cui sopra producono due equazioni, che insieme a due equazioni di equilibrio indipendenti danno le quattro incognite come:

$$R_L = \frac{P [b^2(1 + 2a) + 12b\phi]}{1 + 12\phi}, \quad R_R = \frac{P [a^2(1 + 2b) + 12a\phi]}{1 + 12\phi}$$

$$M_L = -\frac{PLab(6\phi + b)}{1 + 12\phi}, \quad M_R = -\frac{PLab(6\phi + a)}{1 + 12\phi}.$$

Possiamo ora osservare che i limiti di queste equazioni sono uguali ai casi speciali di rigidità a taglio infinito e rigidità a flessione infinita, rispettivamente. Così,

$$\text{Curvatura pura } (\phi = 0) \quad R_L = Pb^2(1 + 2a), \quad R_R = Pa^2(1 + 2b), \quad M_L = -PLa^2b$$

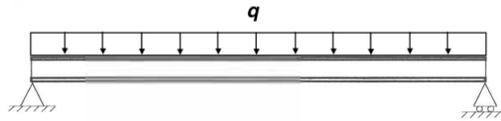
$$\text{Talio puro } (\phi = \infty) \quad R_L = Pb, \quad R_R = Pa, \quad M_L = M_R = -\frac{PL}{2}ab$$

Quindi, i momenti  $M_L$  e  $M_R$  saranno uguali se  $a = b$  e/o  $\phi = \infty$ , e altrimenti disuguali. La stessa cosa vale per le forze di supporto  $R_L$  e  $R_R$ . Se  $a = b$ , allora tutte le forze e i momenti saranno uguali a quelli del caso di flessione pura, indipendentemente dalla rigidità di taglio.

La cosa interessante di questo caso è che i momenti flettenti nel caso generale,  $a \neq b$ , cambiano dai momenti di bloccaggio ordinari per  $\phi = 0$  per essere uguali al diminuire della rigidità di taglio.

#### 4.10.4 Trave soggetta a carico distribuito uniformemente

##### (i) Semplicemente appoggiata



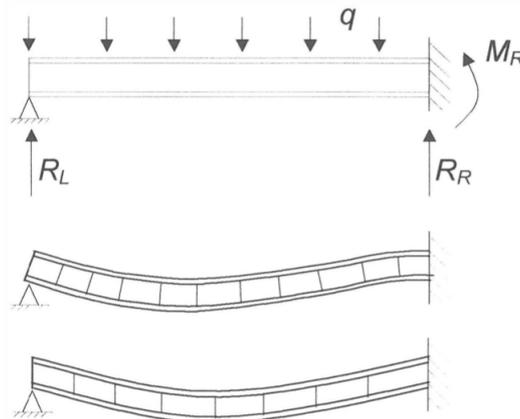
**Figura 4.15:** Trave semplicemente appoggiata con carico uniforme

Questo problema si risolve ancora una volta sovrapponendo semplicemente le defonazioni dovute alla flessione e al taglio. Si può anche arrivare alla deforestazione a taglio usando le equazioni 4.25 e 4.26 sulla deformazione a flessione. I risultati sono:

$$w(x)w_b(x) + w_s(x) = \frac{qL^4}{24D} \left[ \left(\frac{x}{L}\right)^4 - 2\left(\frac{x}{L}\right)^3 + \left(\frac{x}{L}\right) \right] + \frac{q}{2S} (Lx - x^2)$$

$$T_x(x) = R_L \quad \text{e} \quad M_x(x) = R_L x - \frac{qx^2}{2}; \quad R_L = R_R = \frac{Q}{2} = \frac{qL}{2} \quad \text{e} \quad M_L = M_R = 0.$$

##### (ii) Incastro e cerniera



**Figura 4.16:** Trave incernierata in un estremo e incastrata nell'altro

Questo problema si risolve nello stesso modo delineato per il carico puntuale, cioè, usare la condizione limite  $w_b(0) + w_s(0) = 0$  insieme a due equazioni di equilibrio indipendenti per risolvere le

tre incognite  $R_L$ ,  $R_R$  e  $M_R$ . I risultati sono:

$$w(x) = w_b(x) + w_s(x) = \frac{qL^4}{24D} \left[ \left(\frac{x}{L}\right)^4 - 4\left(\frac{x}{L}\right) + 3 \right] - \frac{R_L L^3}{6D} \left[ \left(\frac{x}{L}\right)^3 - 3\left(\frac{x}{L}\right) + 2 \right] + \frac{1}{8} \left[ R_L(x - L) + \frac{q}{2}(L^2 - x^2) \right],$$

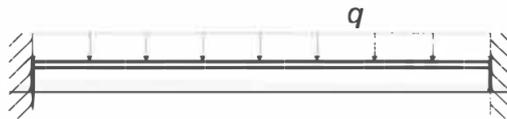
$$T_x(x) = R_L - qx \quad e \quad M_x(x) = R_L x - \frac{qx^2}{2}.$$

Da queste equazioni le reazioni e il momento di vincolo, possono essere derivati come:

$$R_L = \frac{qL}{8} \left( \frac{3 + 12\phi}{1 + 3\phi} \right), \quad R_R = \frac{qL}{8} \left( \frac{5 + 12\phi}{1 + 3\phi} \right), \quad M_R = -\frac{qL^2}{8(1 + 3\phi)}.$$

Si vede ora che le reazioni sono le stesse del caso di flessione semplice quando  $\phi = 0$  e  $R_L = R_R = \frac{qL}{2}$  e  $M_R = 0$  quando  $\phi = \infty$ , che è simile al caso di carico puntuale.

### (iii) Doppio incastro



**Figura 4.17:** Trave vincolata da un doppio incastro agli estremi

In questo caso si nota che a causa della presenza di simmetria, le forze di reazione sono uguali e così anche i momenti di serraggio. Assumendo il caso opposto ed eseguendo un'analisi simile alla precedente, si arriva alla seguente soluzione:

$$w(x) = w_b(x) + w_s(x) = \frac{qL^4}{24D} \left[ \left(\frac{x}{L}\right)^4 - 2\left(\frac{x}{L}\right)^3 + \left(\frac{x}{L}\right)^2 \right] + \frac{q}{2S}(Lx - x^2),$$

$$T_x(x) = \frac{q}{2}(L - 2x) \quad e \quad M_x(x) = \frac{q}{2}(Lx - x^2 - \frac{L^2}{6}),$$

che è la stessa soluzione data dalla sovrapposizione delle deformazioni parziali. Le forze di reazione e i momenti di bloccaggio sono:

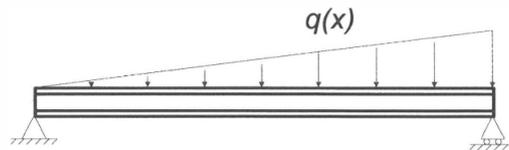
$$R_L = R_R = \frac{qL}{2}, \quad M_L = M_R = -\frac{qL^2}{12}.$$

#### 4.10.5 Trave sottoposta a carico triangolare distribuito

Questi problemi sono risolti esattamente allo stesso modo delle sezioni 4.10.3 e 4.10.4.

Sia  $w_b$  che  $w_s$  avranno i loro massimi, ma è improbabile che appaiano nello stesso punto.

##### (i) Semplicemente appoggiata



**Figura 4.18:** Trave semplicemente appoggiata con carico triangolare distribuito

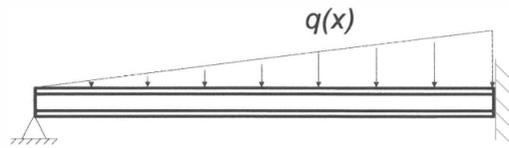
Indichiamo  $q(L) = q_{max}$  e quindi il carico totale  $Q = \frac{q_{max}L}{6}$  e  $q(x) = \frac{q_{max}x}{L}$ .

$$T_x(x) = \frac{q_{max}L}{6} \left[ 1 - 3\left(\frac{x}{L}\right)^2 \right] \quad \text{e} \quad M_x(x) = \frac{q_{max}Lx}{6} \left[ 1 - \left(\frac{x}{L}\right)^2 \right],$$

$$w(x) = w_b(x) + w_s(x) = \frac{q_{max}L^4}{360D} \left[ 3\left(\frac{x}{L}\right)^5 - 10\left(\frac{x}{L}\right)^3 + 7\left(\frac{x}{L}\right) \right] + \frac{q_{max}Lx}{6S} \left[ 1 - \left(\frac{x}{L}\right)^2 \right],$$

$$R_L = \frac{q_{max}L}{6} \quad \text{e} \quad R_R = \frac{q_{max}L}{3}.$$

##### (ii) Incastro e cerniera

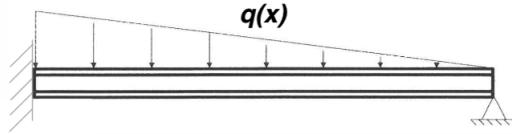


**Figura 4.19:** Trave incernierata in un estremo e incastrata nell'altro

$$T_x(x) = R_L - \frac{q_{max}x^2}{2L} \quad \text{e} \quad M_x(x) = R_Lx - \frac{q_{max}x^3}{6L},$$

$$w(x) = w_b(x) + w_s(x) = \frac{q_{max}L^4}{120D} \left[ \left(\frac{x}{L}\right)^5 - 5\left(\frac{x}{L}\right) + 4 \right] - \frac{R_L L^3}{6D} \left[ \left(\frac{x}{L}\right)^3 - 3\left(\frac{x}{L}\right) + 2 \right] + \frac{1}{S} \left[ R_L(x - L) - \frac{q_{max}}{6L} (x^3 - L^3) \right],$$

$$R_L = \frac{q_{max}}{10} \left( \frac{L(1+5\phi)}{1+3\phi} \right), \quad R_R = \frac{q_{max}L}{10} \left( \frac{4+10\phi}{1+3\phi} \right), \quad M_R = -\frac{q_{max}L}{15(1+3\phi)}.$$



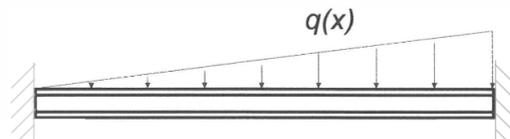
**Figura 4.20:** Trave incernierata in un estremo e incastrata nell'altro

$$T_x(x) = R_L - \frac{q_{max}x}{2} \left(2 - \frac{x}{L}\right) \quad \text{e} \quad M_x(x) = R_L x - \frac{q_{max}x^2}{6} \left(3 - \frac{x}{L}\right)$$

$$w(x) = w_b(x) + w_s(x) = \frac{q_{max}L^4}{120D} \left[ -\left(\frac{x}{L}\right)^5 + 5\left(\frac{x}{L}\right)^4 - 15\left(\frac{x}{L}\right) + 11 \right] - \frac{R_L L^3}{6D} \left[ \left(\frac{x}{L}\right)^3 - 3\left(\frac{x}{L}\right) + 2 \right] + \frac{1}{8} \left[ R_L(x-L) - \frac{q_{max}x^2}{2} + \frac{q_{max}L^2}{3} + \frac{q_{max}x^3}{6L} \right],$$

$$R_L = \frac{q_{max}L}{40} \left( \frac{11+40\phi}{1+3\phi} \right), \quad R_R = \frac{q_{max}L}{40} \left( \frac{9+20\phi}{1+3\phi} \right), \quad M_R = -\frac{7q_{max}L^2}{120(1+3\phi)}.$$

### (iii) Doppio Incastro



**Figura 4.21:** Trave sottoposta a doppio incastro

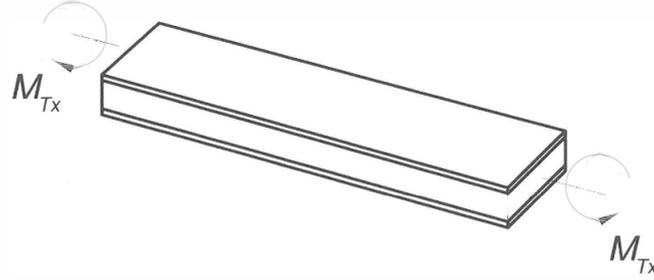
$$T_x(x) = R_L - \frac{q_{max}x^2}{2L} \quad \text{e} \quad M_x(x) = R_L x + M_L - \frac{q_{max}x^3}{6L},$$

$$w(x) = w_b(x) + w_s(s) = \frac{q_{max}L^4}{120D} \left[ \left(\frac{x}{L}\right)^3 - 5\left(\frac{x}{L}\right) + 4 \right] - \frac{R_L L^3}{6D} \left[ \left(\frac{x}{L}\right)^3 - 3\left(\frac{x}{L}\right) + 2 \right] - \frac{M_L L^2}{2D} \left[ \left(\frac{x}{L}\right)^2 - 2\left(\frac{x}{L}\right) + 1 \right] + \frac{1}{8} \left[ R_L(x-L) - \frac{q_{max}}{6}(x^3 - L^3) \right]$$

$$R_L = \frac{q_{max} \cdot L}{20} \left( \frac{3+40\phi}{1+12\phi} \right), \quad R_R = \frac{q_{max}L}{20} \left( \frac{7+80\phi}{1+12\phi} \right),$$

$$M_L = -\frac{q_{max}L^2}{30} \left( \frac{1+15\phi}{1+12\phi} \right), \quad M_R = -\frac{q_{max}L^2}{20} \left( \frac{1+10\phi}{1+12\phi} \right).$$

## 4.11 La torsione



**Figura 4.22:** Trave a sandwich sottoposta a una coppia  $M_{Tx}$

Il grado di torsione di una trave soggetta a una coppia  $M_{Tx}$  si scrive

$$\frac{d\varphi}{dx} = \frac{M_{Tx}}{GJ}, \quad (4.92)$$

dove  $GJ$  è la *rigidità torsionale* e  $\varphi$  la *torsione*. Se le facce sono isotrope e la trave è larga ( $b$  è molto più grande dello spessore del sandwich) la rigidità torsionale può essere scritta [47]:

$$GJ = \frac{8}{3} \left[ \left(1 + \frac{t_c}{2t_f}\right)^3 + \left(\frac{G_{cxy}}{G_f} - 1\right) \left(\frac{t_c}{2t_f}\right)^3 \right] G_f b t_f^3, \quad (4.93)$$

dove  $b$  è la larghezza della trave (span in direzione  $y$ ). Quando il modulo di taglio dell'anima è sufficientemente piccolo rispetto al modulo di taglio delle facce (un'ipotesi ragionevole in quasi tutti i casi pratici), la trave si comporta come due facce che si torcono indipendentemente l'una dall'altra riducendo la rigidità torsionale alla ben nota relazione:

$$GJ = \frac{8}{3} \left[ \left(1 + \frac{t_c}{2t_f}\right)^3 - \left(\frac{t_c}{2t_f}\right)^3 \right] G_f b t_f^3 = \frac{2D_0 b}{1 + \nu}. \quad (4.94)$$

Che si vede essere uguale alla rigidità torsionale  $D_{xy}$ .

## 4.12 Esempio di trave iperstatica

Si consideri un caso di progetto di una trave a sandwich con un bordo semplicemente appoggiato e l'altro bloccato, soggetto a un carico di pressione uniforme, come risolto nell'esempio 4.10.4 (ii).

Per illustrare le implicazioni delle travi iperstatiche supponiamo che tutti i materiali e la geometria della sezione trasversale siano noti e che la lunghezza della trave sia il valore di progetto desiderato.

Prendiamo il seguente esempio:

- $t_f = 0,43\text{mm}$ ,  $E_f = 210,00\text{MPa}$ ,  $\sigma'_f = 96\text{MPa}$ ,
- $t_c = 100\text{mm}$ ,  $G_c = 3\text{MPa}$ ,  $\tau'_c = 0,1\text{MPa}$ ,
- Carico uniformemente distribuito  $q = 1,2\text{kPa}$  (cioè un carico di  $0,012\text{N/mm}$  di larghezza trave),
- Deflessione massima consentita al centro della trave  $\Delta = \frac{L}{150}$ .

I dati danno che  $D = 451.500.000\text{Nmm}$  e  $S = 300\text{N/mm}$ .

Quindi, ci sono due requisiti di resistenza e uno di rigidità sulla trave. Dall'esempio 4.10.4 (ii), insieme all'equazione qui di seguito riportata:

$$\sigma_c(z) = 0, \quad \sigma_f(z) = \pm \frac{M_x}{t_f d}, \quad \tau_c(z) = \frac{T_x}{d} \quad e \quad t_f(x) = 0. \quad (4.95)$$

Segue che:

$$\text{I: } w\left(x = \frac{L}{2}\right) = \frac{qL^4}{192D} \frac{1+3,51\phi+72\phi^2}{1+3\phi}$$

$$\text{II: } \tau'_c > \frac{R_R}{d} = \frac{pL}{8d} \frac{5+12\phi}{1+3\phi}$$

$$\text{III: } \sigma'_f > \frac{pL^2}{8t_f \cdot d} \frac{1}{1+3\phi}$$

Poiché il fattore di taglio  $\phi$  è una funzione della lunghezza  $L$  della trave, le equazioni di cui sopra diventano abbastanza difficili da risolvere.

Tuttavia, per tentativi ed errori è facile trovare un valore approssimativo di  $L$  per ogni vincolo di progetto. Inserendo i valori di  $D$  e  $S$  da sopra in queste equazioni, riorganizzando le equazioni di cui sopra per  $L$  in funzione di  $\phi$ ,  $L$  può essere calcolato per diverse scelte di  $\phi(L)$ .

Risolvendo queste equazioni per  $L$  otteniamo:

**I:**  $L = 6075 \text{ mm}$ ,

**II:**  $L = 3400 \text{ mm}$ ,

**III:**  $L = 5610 \text{ mm}$ .

Quindi, la lunghezza della trave non deve superare i 5610 mm e il vincolo attivo è quello della sollecitazione diretta della faccia. Lo stesso tipo di approccio deve avere luogo qualunque sia la proprietà da calcolare, poiché gli spessori, i materiali e la lunghezza dipendono tutti da  $\phi$ . Quindi, in qualunque situazione progettuale, il calcolo porta a un'operazione di prova ed errore.

Dobbiamo notare, tuttavia, che per altri valori di  $\phi$ , il momento flettente massimo può non apparire sul bordo bloccato e dovremo cercare il suo massimo (che è una funzione  $\phi$ ) prima di poter affermare la condizione **III**.

## 4.13 Test sperimentali su travi sandwich

Le travi sandwich sono comunemente usate per i test, poiché possono essere utilizzate per ottenere una varietà di proprietà sandwich. È particolarmente interessante ottenere le proprietà flessionali e, come verrà mostrato di seguito, è possibile misurare sia la rigidità flessionale  $D$  che la rigidità al taglio,  $S$ . È anche possibile, con un'appropriata progettazione del test della trave, ottenere diverse modalità di rottura e quindi si possono trovare diverse resistenze alla frattura.

### 4.13.1 Prova a flessione su 3 punti (TPB test)

Il provino per la prova a flessione su tre punti (Three Point Bend (TPB) Test) è illustrato schematicamente in Figura 4.23. I carichi dovrebbero essere applicati su una superficie più grande per prevenire l'indentazione locale delle facce.

Un problema è che la grandezza del carico locale è  $P$  nella faccia superiore e solo  $\frac{P}{2}$  in quella inferiore, dando luogo a problemi di indentazione locale nella lamiera della faccia superiore a volte.

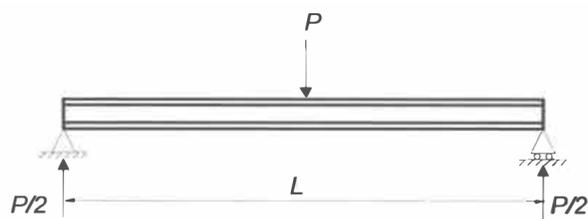


Figura 4.23: Il provino per la prova di piegatura su tre punti

Il momento flettente massimo e la forza trasversale che appaiono nella trave, sono:

$$M_{max} = \frac{PL}{4} \quad \text{e} \quad T_{max} = \frac{P}{2}. \quad (4.96)$$

Da cui si può calcolare la sollecitazione massima di faccia e la sollecitazione massima di taglio del nucleo. A seconda della campata  $L$ , la trave può essere progettata in modo da ottenere una rottura a trazione o compressione della faccia, o una rottura a taglio del nucleo. La deflessione sotto il carico puntuale è:

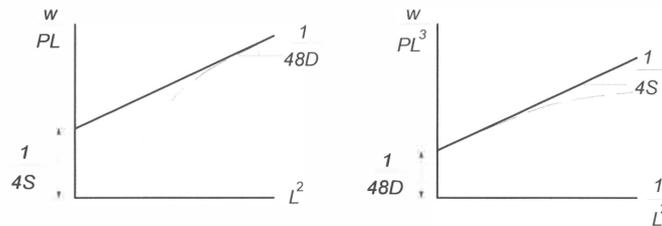
$$w = \frac{PL^3}{48D} + \frac{PL}{4S}. \quad (4.97)$$

In senso stretto, la rigidità a flessione  $D$  e la rigidità a taglio  $S$  potrebbero ora essere determinate eseguendo due prove con campate diverse. Un approccio migliore è delineato in [46]; riscrivere

l'equazione:

$$\frac{w}{PL} = \frac{L^2}{48D} + \frac{1}{4S} \quad \text{e} \quad \frac{w}{PL^3} = \frac{1}{48D} + \frac{1}{4S} \frac{1}{L^2}. \quad (4.98)$$

Ora è possibile eseguire un certo numero di prove con il TPB usando diverse campate  $L$  e poi tracciare i risultati in due diversi diagrammi.

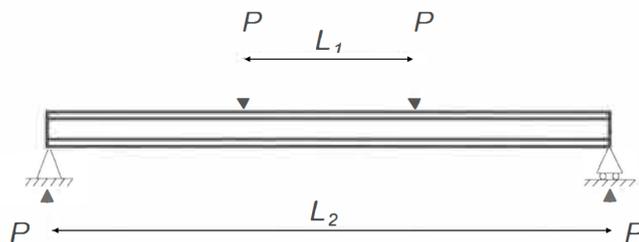


**Figura 4.24:** Determinazione di D ed S usando il TPB test

Il primo diagramma dovrebbe essere  $\frac{w}{PL}$  vs.  $L^2$ , per il quale la pendenza asintotica per grandi valori di  $L$  sarà uguale a  $\frac{1}{48}$ , e un secondo diagramma,  $\frac{w}{PL^3}$  vs.  $\frac{1}{L^2}$ , per cui la pendenza asintotica per piccoli valori di  $L$  è uguale a  $\frac{1}{4S}$ . Questo è illustrato in Figura 4.24.

### 4.13.2 Prova a flessione su 4 punti (FPB Test)

Il provino per la prova a flessione su quattro punti (Four Point Bend (FPB) Test) è illustrato schematicamente in Figura 4.25. C'è un vantaggio intrinseco nell'usare il FPB piuttosto che il TPB. La grandezza del carico locale ora è diminuita poiché il carico applicato del FPB può essere  $2P$  con lo stesso carico locale di  $P$ . Questo dà un rischio minore di ottenere un cedimento locale dovuto all'indentazione della lastra frontale, un test standard esiste nella ASTM C393.



**Figura 4.25:** Il provino per la prova di piegatura su quattro punti

Nella regione tra i supporti interni ed esterni la forza trasversale è costante e uguale a  $P$ , il che a sua volta significa che la sollecitazione di taglio nell'anima è costante per una parte abbastanza lunga della trave. Tra gli appoggi interni, su una lunghezza di  $L_1$ , il momento flettente è costante e uguale a

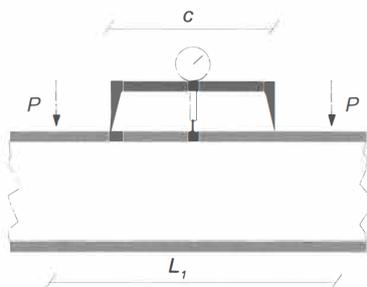
$\frac{P(L_2-L_1)}{2}$ , mentre nella stessa zona la forza trasversale è identicamente uguale a zero. La deformazione della trave può essere facilmente trovata con la normale teoria del sandwich. La deformazione dei punti di carico, assumendo che le facce siano sottili, è uguale allo spostamento della testa trasversale della macchina di prova ed è data da:

$$w\left(\frac{L_2-L_1}{2}\right) = \frac{PL_2-L_1^2(L_2+2L_1)}{24D} + \frac{P(L_2-L_1)}{2S}. \quad (4.99)$$

La deflessione massima, al centro della trave, può analogamente essere scritta:

$$\sigma_f = \pm \frac{M}{t_f \cdot d} = \pm \frac{P(L_2-L_1)}{2t_f \cdot d} \quad e \quad \tau_c = \frac{P}{d}. \quad (4.100)$$

Una caratteristica chiave del campione FPB è il fatto che nella sezione centrale le forze trasversali sono zero e il momento flettente è costante.



**Figura 4.26:** Misurazione della rigidità di flessione nel provino di prova a quattro punti di flessione

Questo significa che la rigidità flessionale può essere facilmente misurata in questa sezione, poiché la curvatura deriva solo dalla flessione della trave e che la curvatura è costante su tutta la sezione centrale. Un comparatore è montato su un supporto che è posto sopra il campione FPB nella regione tra i supporti interni, la distanza tra i supporti del dispositivo è indicata con  $c$  (Figura 4.26). Quando si applica il carico  $P$ , la flessione causerà la curvatura della sezione centrale e quindi il comparatore mostrerà uno spostamento in funzione del carico applicato. Poiché il momento flettente è costante, la rigidità flessionale è data da:

$$w = \frac{Mc^2}{8D} = \frac{P(L_2-L_1)c^2}{16D}. \quad (4.101)$$

Un'altra caratteristica è che le campate  $L_1$  e  $L_2$  possono essere facilmente cambiate in modo che le facce possano diventare critiche (falliranno a causa della rottura per trazione o compressione quando il carico viene aumentato) o il nucleo sarà critico a taglio. Così, con la progettazione delle travi, il test FPB può essere usato per estrarre una serie di importanti caratteristiche del sandwich. In [46] viene considerato l'effetto delle facce spesse e della sporgenza dell'FPB, che porta a espressioni più accurate per la deflessione.





## **Fabbricazione pannelli SIP**

SIP e CSIP sono prefabbricati con impostazioni controllate in fabbrica prima dell'uso in un cantiere. Gli unici requisiti del codice della fabbricazione SIP è che il processo deve essere conforme alla documentazione di qualità in conformità con i criteri di accettazione ICC 10. Nonostante queste variazioni da produttore a produttore, il processo è relativamente simile da uno stabilimento all'altro.

Prima della fabbricazione SIP, vengono creati i disegni esecutivi per i pannelli, dettagliando esattamente come ciascun pannello si adatterà al progetto generale dell'edificio. Viene creato un conteggio dei pannelli richiesti, delle loro dimensioni e dei tagli speciali (come finestre e porte), e ciascun pannello è realizzato appositamente per il suo scopo all'interno dell'edificio.

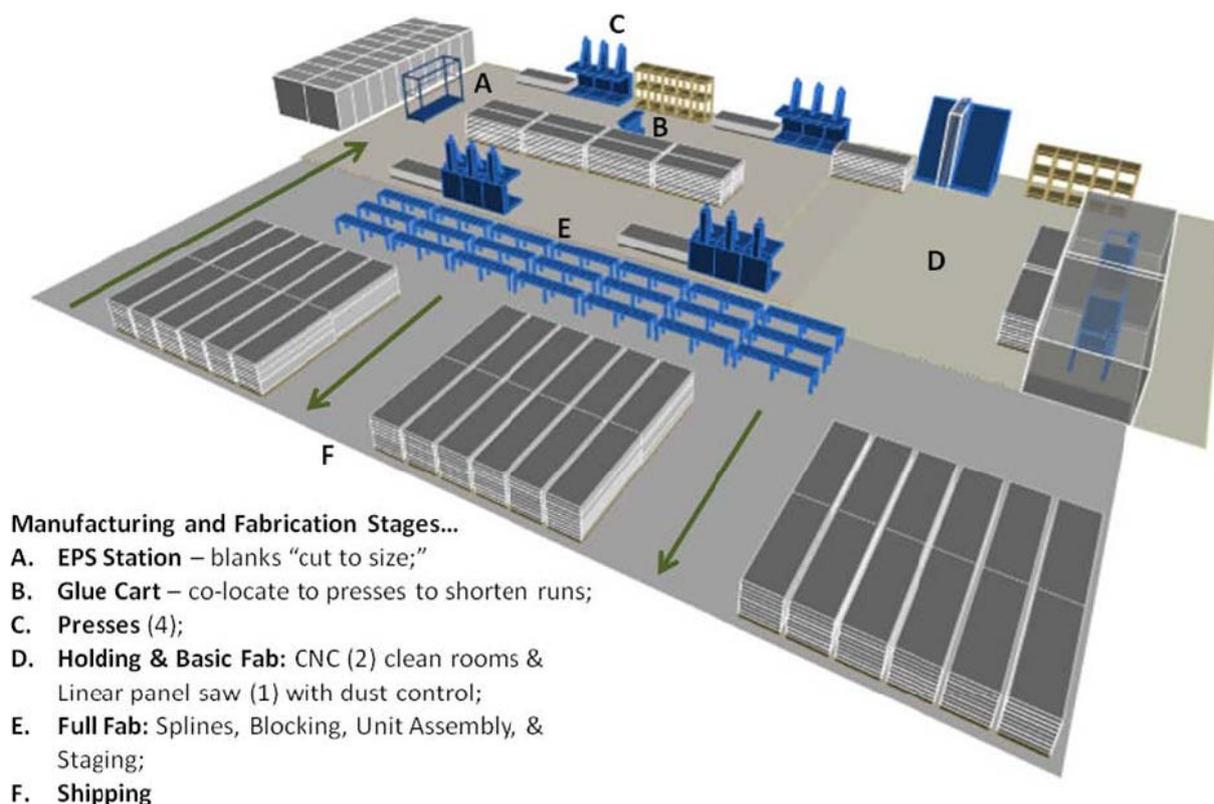
In genere, la fabbricazione di SIP core EPS e XPS inizia posizionandone uno rivolto verso l'esterno nell'area di assemblaggio. Lo spessore desiderato del materiale dell'anima viene fatto passare attraverso una macchina stendicolla, dove la quantità appropriata di colla viene distribuita su entrambi i lati dell'anima. La sezione centrale viene quindi posizionata sopra il rivestimento inferiore e viene posizionato un rivestimento superiore. Questo gruppo viene spostato in una pressa, che applica una pressione

uniforme sui rivestimenti superiore e inferiore. Gli adesivi specifici richiedono pressioni, tempi di polimerizzazione, temperatura e umidità diversi, tutti controllati.

Dopo la rimozione dalla pressa, i pannelli vengono messi da parte a polimerizzare per 24 ore. Una volta indurite, vengono spostate nella sezione di fabbricazione dello stabilimento, dove vengono preparate finestre, porte, tracce elettriche e altre aperture specifiche del progetto.

L'approccio ai pannelli in uretano o isocianurato è piuttosto diverso. I rivestimenti dei pannelli sono separati alla distanza richiesta da distanziatori e i componenti misti dell'anima in schiuma vengono iniettati tra i rivestimenti. Man mano che la schiuma si espande e riempie il vuoto, la schiuma unisce le due facce senza bisogno di adesivo.

Una volta fabbricati, i pannelli SIP vengono spediti in cantiere, dove vengono montati secondo il progetto dell'edificio. Lo schema seguente mostra un tipico layout di impianto CSIP:



**Figura A.1:** Produzione e fabbricazione CSIP di base

# B

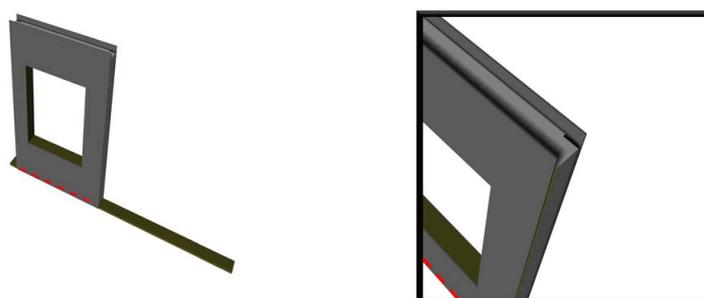
## Dettagli sulla costruzione e protezione dagli agenti atmosferici

### B.1 Installazione dei pannelli a parete

1. **Installazione della piastra inferiore:** Collegamento al sistema di fondazione o alla piastra orizzontale: la piastra inferiore viene installata con un'interruzione capillare tra piastra e fondazione. La piastra inferiore deve essere fissata e adeguatamente sigillata per evitare infiltrazioni d'aria. Ove previsto dalla normativa, è possibile installare una Z-flash in metallo sulla faccia esterna della piastra superiore-pannello SIP per una corretta gestione dell'acqua (Figura B.1).
2. **Installazione del pannello uno:** il pannello CSIP scivola sulla piastra inferiore. Blocco installato negli attraversamenti della finestra all'apertura della finestra. Nota: blocco finestre installato in fabbrica (Figura B.2).
3. **Installazione di spline:** le scanalature sono composte da 19/32 OSB o scanalature migliori, tagliate larghe 5,5" per evitare il telegrafo o la "dentatura a sega" dei pannelli. Questo dettaglio

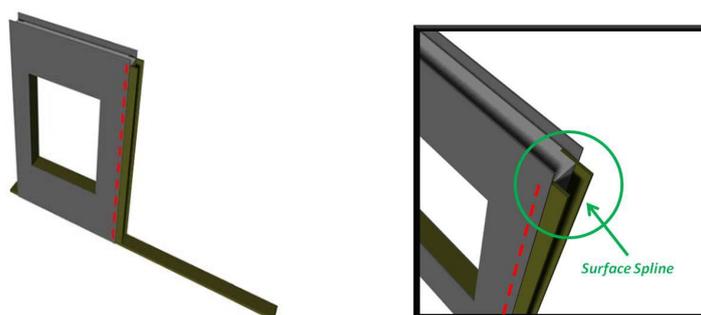


**Figura B.1:** Installazione della piastra inferiore



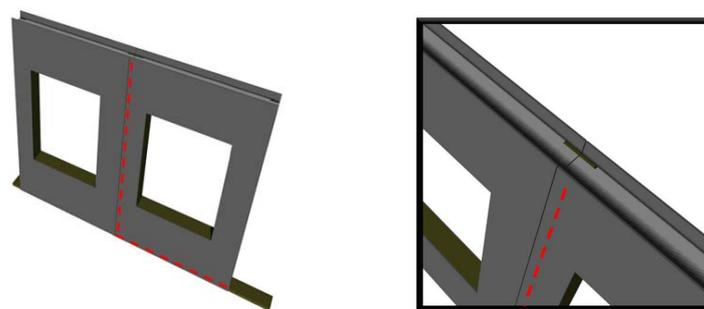
**Figura B.2:** Installazione pannello uno

riconosce l'esigenza del settore di fornire larghezze di scanalature generose e soddisfare i requisiti minimi previsti dal codice per la profondità di fissaggio attraverso la scanalatura. Altri tipi di spline sono descritti più avanti in questo rapporto (Figura B.3).

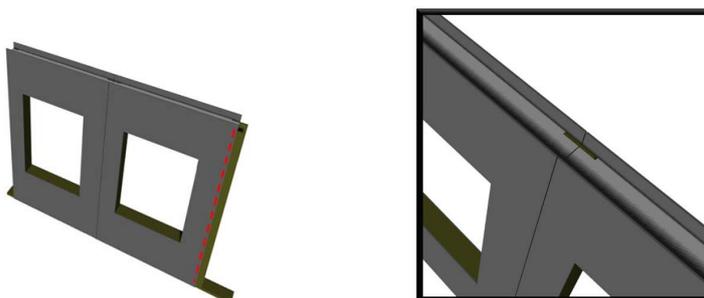


**Figura B.3:** Installazione spline

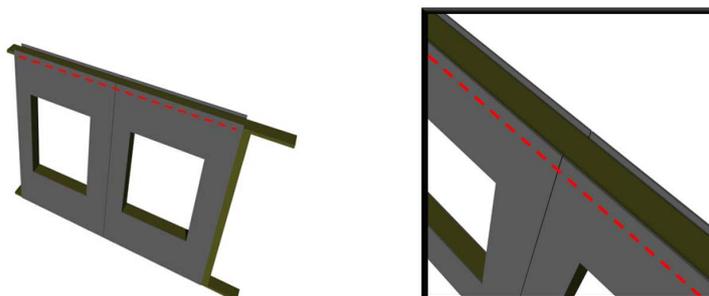
4. **Installazione del pannello due:** fare riferimento al passaggio 2 (Figura B.4).
5. **Installazione delle scanalature del pannello:** fare riferimento al passaggio 3 (Figura B.5).
6. **Installazione della piastra della fascia e della piastra superiore:** installata con 2x6 n.3 o superiore. Le piastre devono essere legate insieme orizzontalmente con e al pannello, e devono essere legate insieme verticalmente (Figura B.6 e B.7).



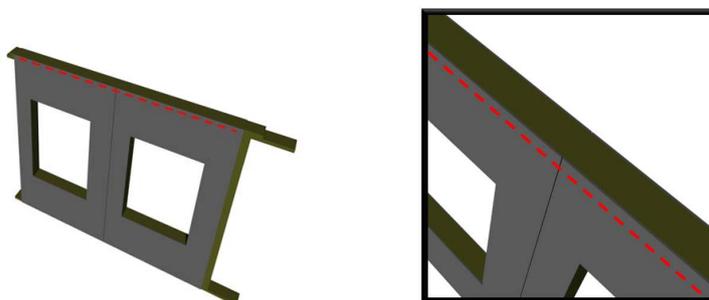
**Figura B.4:** Installazione pannello 2



**Figura B.5:** Installazione spline



**Figura B.6:** Installazione della piastra della fascia



**Figura B.7:** Installazione della piastra superiore

Questo conclude l'installazione di un pannello di base. I pannelli successivi si legano direttamente al pannello installato per continuare il piano della parete.

## B.2 Costruzione della barriera contro le intemperie

Questi dettagli sono mostrati sia come un pannello singolo che come due pannelli combinati.

1. **Primer di riempimento a blocchi CMU:** dopo che tutti i pannelli sono stati fissati, vengono innescati per fornire una finitura di base continua e ininterrotta utilizzando il riempitivo a blocchi CMU in tutte le superfici e giunti esposti e potenziali difetti e irregolarità superficiali. Il semplice obiettivo in questo passaggio è applicare una vernice per riempire le imperfezioni, ridurre le infiltrazioni d'acqua nei pori e sigillare tutte le crepe e i problemi di costruibilità (Figura B.8).

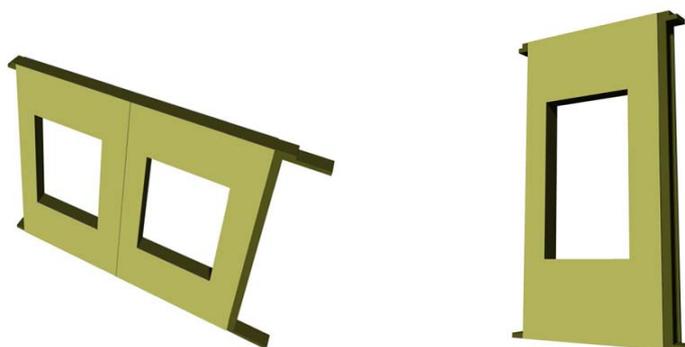


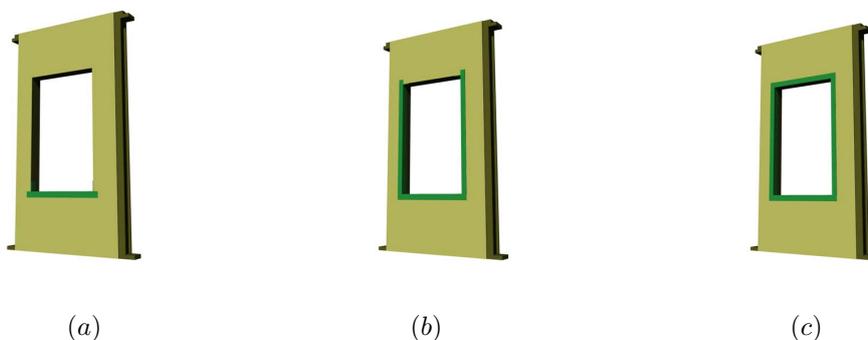
Figura B.8: Installazione pannello uno

### 2. Installazione del controtelaio della finestra:

- (a) Installazione di scossaline pan: utilizzo di scossaline flessibili autoadesive per scossaline pan come Dupont FlexWrap o StraightFlash per proteggere le penetrazioni orizzontali. Questa scossalina deve essere tagliata alle estremità per estendersi oltre le aperture delle finestre e fissare le gambe interne nello stipite (minimo 1") tagliando la scossalina in modo che una gamba risalti lo stipite e l'altra gamba continui dritta sul muro. La scossalina della padella deve inserirsi saldamente nell'apertura, e quando si utilizzano più pezzi la scossalina della padella deve sovrapporsi a 3" min (Figura B.9 (a)).<sup>1</sup>
- (b) Installazione della scossalina sullo stipite: utilizzando una scossalina flessibile autoadesiva proteggere le penetrazioni verticali tagliando le estremità della scossalina per estenderla oltre la finestra aperta e fissare le gambe interne nello stipite/testa (minimo 1") tagliando la scossalina in modo che una gamba sollevi lo stipite e l'altra gamba continua dritta sul muro). La scossalina deve inserirsi a fondo nell'apertura; quindi, in caso di utilizzo di più pezzi, la scossalina deve sovrapporsi di 3" minimo (Figura B.9 (b)).
- (c) Installazione della scossalina di testa: Usando una scossalina flessibile autoadesiva proteggere le penetrazioni orizzontali tagliando la scossalina che si inserisce solo nella finestra per

<sup>1</sup>Nota: se è richiesto il fissaggio meccanico, fissare solo sulla faccia esterna.

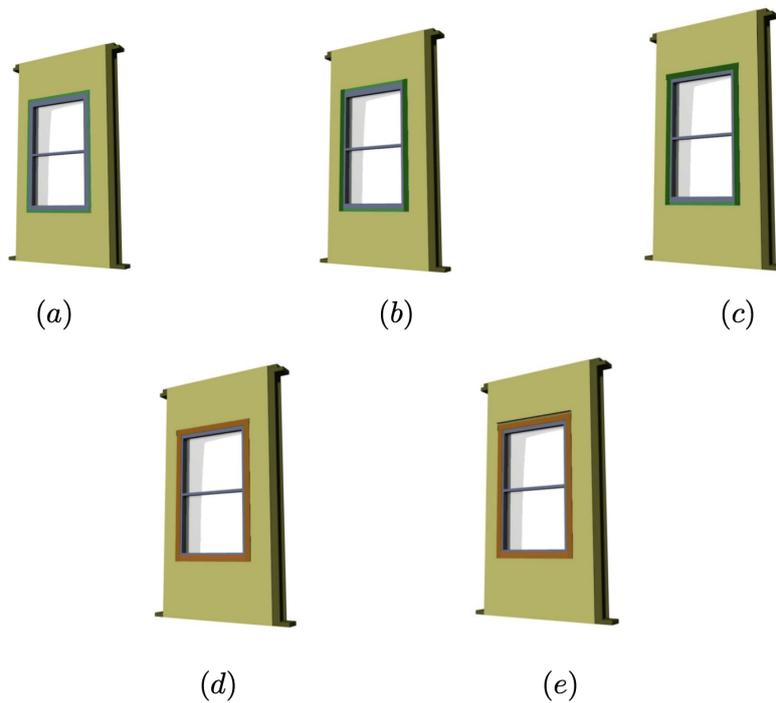
coprire le aree non protette (cioè usare il pezzo da sovrapporre solo nella sezione non protetta dalla testa). La scossalina deve inserirsi saldamente nell'apertura. Quando si utilizzano più pezzi, la scossalina della padella deve sovrapporsi a 3" minimo (Figura B.9 (c)).



**Figura B.9:** Installazione scossaline

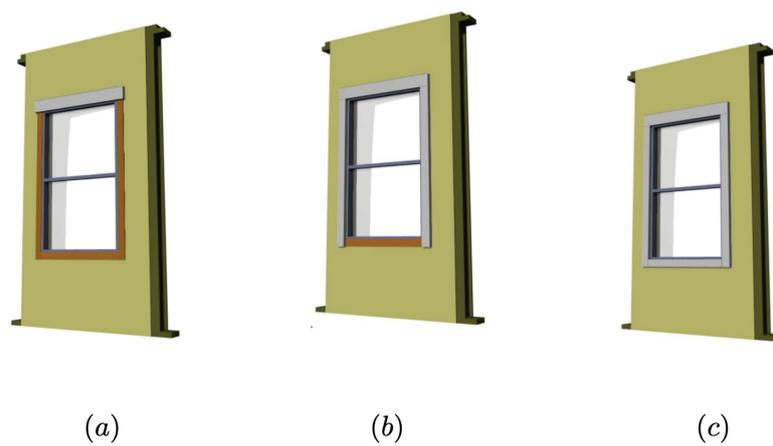
### 3. Installazione delle finestre:

- (a) Installazione del set di finestre: utilizzare solo finestre con flangia esterna (es. flangia di chiodatura). Successivamente assicurarsi di sigillare la finestra applicando del sigillante sugli stipiti e sulla testa della finestra (Figura B.10 (a)).
- (b) Installazione della scossalina dello stipite: usando la scossalina flessibile autoadesiva proteggere le penetrazioni verticali. Utilizzare un pezzo continuo e ininterrotto (nessun fissaggio meccanico) ed estendere la scossalina sopra la finestra per un minimo di 1" e sotto la finestra per un minimo di 3" (Figura B.10 (b)).
- (c) Installazione della scossalina di testa: proteggere gli attraversamenti orizzontali con una scossalina flessibile autoaderente. Utilizzare un pezzo continuo e ininterrotto (nessun fissaggio meccanico) ed estendere la scossalina di 2" oltre la scossalina dello stipite (Figura B.10 (c)).
- (d) Installazione di uno spazio di drenaggio localizzato: utilizzando un sistema di deflessione e ventilazione in rete di polipropilene, è necessario fornire uno spazio per il drenaggio tra la scossalina e gli elementi di finitura. Un prodotto ideale sarebbe un nastro equivalente, che potrebbe essere graffiato sui piani di drenaggio per promuovere un'azione di drenaggio positiva all'interno di questo spazio. Questo crea uno spazio di cavità per aiutare a gestire il flusso d'acqua e l'asciugatura alla parete esterna (Figura B.10 (d)).
- (e) Installazione della scossalina metallica: installare la copertura metallica della scossalina sopra il rivestimento più in alto calafatando il giunto tra la scossalina metallica e il SIP in fibrocemento. Questo è un passaggio importante perché gli spazi e i piani di drenaggio consentiranno all'acqua intrappolata di uscire dall'assieme (Figura B.10 (e)).



**Figura B.10:** Installazione finestre e scossaline

4. **Installazione del rivestimento:** consentire un drenaggio positivo su tutti i monconi e stuccare la superficie di tutti i giunti e altre distorsioni (seguire le specifiche del produttore) (Figura B.11).



**Figura B.11:** Installazione del telaio di finitura

## B.3 Barriere termiche e le misure di controllo

Il potenziale di risparmio energetico della costruzione con CSIP è il vantaggio sostenibile più evidente del loro utilizzo come unità di pareti. Un involucro edilizio in CSIP fornisce alti livelli di isolamento ed è estremamente ermetico, questo significa costi operativi significativamente più bassi per un proprietario, così come un minore contributo all'uso di energia e alle emissioni di carbonio dell'edificio. Il flusso di energia attraverso i pannelli e le pareti dell'edificio è guidato da due meccanismi:

1. Trasferimento di calore guidato dalla temperatura,
2. Infiltrazione.

### B.3.1 Trasferimento di calore guidato dalla temperatura

Il trasferimento di calore guidato dalla temperatura è il differenziale tra la temperatura interna ed esterna, il calore viene perso o guadagnato attraverso la sezione, il telaio e i pannelli. Questo è indicato in termini di fattore U o fattore R dell'assemblaggio ( $U=1/R$ ). Il trasferimento di calore è guidato da tre meccanismi:

- (a) La conduzione, è il calore che viaggia attraverso un materiale solido.
- (b) La convezione, è il trasferimento di calore tramite il movimento di gas o liquidi attraverso un sistema.
- (c) Il trasferimento di calore radiativo è il movimento di energia termica attraverso lo spazio, o senza fare affidamento sulla conduzione attraverso l'aria o sul movimento dell'aria.

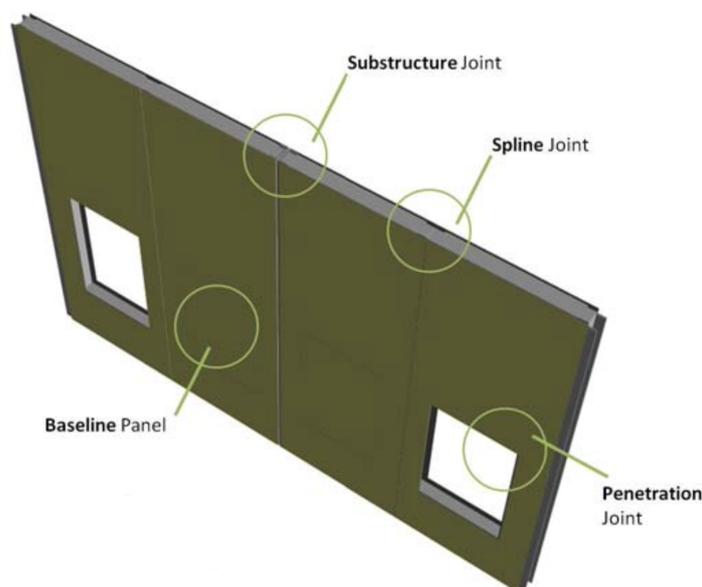
### B.3.2 Infiltrazione

Infiltrazione di perdita di calore o guadagnato attraverso l'infiltrazione dell'aria attraverso fessure nel montaggio. Questo effetto negativo si misura in termini di quantità d'aria che passa attraverso un'area unitaria del pannello prodotto in diverse condizioni di pressione. L'infiltrazione è quindi guidata dai cambiamenti e dalle fluttuazioni di pressione causati dal vento e dalla temperatura. L'infiltrazione può anche contribuire all'umidità interna.

Le seguenti aree del pannello devono essere ottimizzate per utilizzare i CSIP come un sistema di involucro efficace (Figura B.12):

- Pannello di base ottimizzando lo spessore del pannello CSIP,
- Giunti della sottostruttura esaminando l'interazione e le connessioni tra CSIP e le unità delle facciate continue l'interazione e le connessioni,

- Giunti scanalati ottimizzando la connessione tra CSIP e CSI,
- Giunti di penetrazione ottimizzando le connessioni tra CSIP e le unità di penetrazione (come le finestre).



**Figura B.12:** Posizione tipica del giunto per l'ottimizzazione termica della piastra inferiore

## B.4 Barriere d'aria e le misure di controllo

Le barriere d'aria ritardano il passaggio dell'aria, possono essere permeabili al vapore<sup>2</sup> ma sono resistenti all'umidità liquida. Le barriere d'aria offerte sono tipicamente fogli fissati meccanicamente e rivestimenti applicati a spruzzo o a rullo. Una barriera d'aria può anche funzionare come una barriera impermeabile alle intemperie. I fattori che influenzano la tenuta dell'edificio sono le guarnizioni interne, i calafataggi e altri trattamenti delle finiture interne, le finiture e le interazioni tra i due che chiudono le lacune, le crepe e le imperfezioni nella costruzione che forma la barriera d'aria. Tipicamente l'infiltrazione d'aria è una misura di controllo della superficie che la vernice e il calafataggio possono controllare. Non c'è un modo semplice per calcolare e progettare la tenuta dell'edificio prima della finitura finale, perché alla fine dipende dalle specifiche e dalla qualità dell'installazione.

La tenuta è determinata in ultima analisi dalle guarnizioni tra i pannelli e i pannelli, i pannelli e l'edificio, e tutte le penetrazioni che possono essere valutate dopo che l'edificio è stato costruito attraverso

<sup>2</sup>Per permettere il movimento della condensa

metodi di prova simili al test della porta a soffietto. La tenuta dell'edificio si basa sul test della barriera alle intemperie per i sistemi di pannelli e basando le ipotesi su test fisici, mock up e prototipi che utilizzano mezzi di costruzione tipici e la qualità di quelli da utilizzare nel progetto finale. Inoltre, la tenuta dell'edificio è determinata dalle guarnizioni e dall'espansione e contrazione dell'interazione tra unità.

Le penetrazioni attraverso l'involucro sono aree chiave in cui si controllano le infiltrazioni d'aria. L'uso corretto di scossaline e controscossaline può ridurre al minimo le infiltrazioni d'aria, così come l'installazione corretta delle unità di finestre e la preparazione di aperture e penetrazioni per un passaggio controllato. Ogni penetrazione dovrebbe essere preparata con una scossalina elastomerica, una scossalina dello stipite e una scossalina della testata, seguita dall'installazione della finestra con sigillanti adeguati e dal fissaggio meccanico al blocco nel pannello CSIP. Questi dettagli possono richiedere finestre con flange esterne, ma favoriscono il drenaggio adeguato e l'evacuazione dell'acqua verso l'esterno. La controscossalina dovrebbe essere installata e, come richiesto, i materiali per creare e mantenere una cavità di drenaggio dovrebbero essere installati tra la controscossalina e il rivestimento esterno della finestra. Questi strati di ridondanza e controllo permettono di creare spazi e cavità di drenaggio localizzati intorno alle penetrazioni, mentre si fa affidamento sui materiali di scossalina per incanalare l'acqua in eccesso verso l'esterno.

I test per le barriere d'aria sono richiesti sulla base delle perdite d'aria, ASTM E283 - 04 Metodo di prova standard per la determinazione del tasso di perdita d'aria attraverso finestre esterne, pareti divisorie e porte sotto specifiche differenze di pressione attraverso il campione.



# Bibliografia

- [1] T. W. Petrie, P. W. Childs, J. E. Christian, and K. Wilkes, "Effect of radiant barriers and attic ventilation on residential attics and attic duct systems: New tools for measuring and modeling," Oak Ridge National Labs., TN (United States), Tech. Rep., 1998.
- [2] ORNL, "Risparmio energetico da piccole case a energia quasi zero." 2002.
- [3] —, "Studio sul campo zebra e benchmark energy-plus per case a risparmio energetico con involucri diversi." 2011.
- [4] M. Morley, *Building with structural insulated panels (SIPs) strength and energy efficiency through structural panel construction*. Taunton Pr, 2000.
- [5] K. Noakes, *Successful composite techniques: a practical introduction to the use of modern composite materials*. Crowood Press, 2008.
- [6] *Durabilità del legno e dei prodotti a base di legno. Definizione delle classi di rischio di attacco biologico. Applicazione ai pannelli a base di legno*.
- [7] M. S. I. Panels, "R-valued."
- [8] J. W. Lstiburek, *Builder's Guide: To Structural Insulated Panels (SIPs) for All Climates*. Building Science Corporation, 2008.
- [9] R. H. White and E. V. Nordheim, "Charring rate of wood for astm e 119 exposure," *Fire technology*, vol. 28, no. 1, pp. 5–30, 1992.
- [10] A. Kermani, "Performance of structural insulated panels," *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, 2006.
- [11] G. Shear Modulus, "Sip no." 2021.
- [12] A. Butt, "Experimental study on the flexural behavior of structural insulated sandwich timber panels," *Master of Applied Science Thesis, Department of Civil Engineering, Ryerson University, Toronto, Ont*, 2008.

- [13] D. R. Griffiths, *The racking resistance of timber frame walls assessed by experimental and analytical techniques*. University of Surrey (United Kingdom), 1987.
- [14] C. Marking, "Specifying wood-based panels for structural use," 2016.
- [15] A. Coleman, "Design disadvantage at castlemilk, glasgow," *Scottish Geographical Magazine*, vol. 104, no. 1, pp. 30–32, 1988.
- [16] R. L. Dhonju, "Racking performance of platform timber frame walls," Ph.D. dissertation, Edinburgh Napier University, 2019.
- [17] J. Morton, "Designers' guide to eurocode 6: design of masonry structures," EN 1996-1-1. ICE Publishing, Tech. Rep., 2012.
- [18] C. Loss, L. Farinati, A. Chesani, M. Piazza, and R. Zandonini, "Solai composti acciaio-legno ultraleggeri e prefabbricati."
- [19] B. EN, "594: 2011 timber structures-test methods-racking strength and stiffness of timber frame wall panels," *British Standards Institution*, vol. 535, 2011.
- [20] N. Jacquier and U. A. Girhammar, "Tests on glulam-clt shear connections with double-sided punched metal plate fasteners and inclined screws," *Construction and Building Materials*, vol. 72, pp. 444–457, 2014.
- [21] M. Izzi, G. Flatscher, M. Fragiaco, and G. Schickhofer, "Experimental investigations and design provisions of steel-to-timber joints with annular-ringed shank nails for cross-laminated timber structures," *Construction and Building Materials*, vol. 122, pp. 446–457, 2016.
- [22] A. Cirillo, *Legno. Materiali e tecnologia: NTC2018, EC5, EC8*. HOEPLI EDITORE, 2020.
- [23] A. Dias, "Analysis of the nonlinear behavior of timber-concrete connections," *Journal of structural engineering*, vol. 138, no. 9, pp. 1128–1137, 2012.
- [24] A. Angeli, M. Piazza, M. Riggio, and R. Tomasi, "Refurbishment of traditional timber floors by means of wood-wood composite structures assembled with inclined screw connectors," in *Proceedings of the 11th world conference on timber engineering—WCTE*, 2010.
- [25] D. H. d. Almeida and A. A. Dias, "Comparison between test methods to determine wood embedment strength parallel to the grain," *Revista Árvore*, vol. 40, pp. 741–748, 2016.
- [26] M. Brunetti, M. Nocetti, B. Pizzo, G. Aminti, C. Cremonini, F. Negro, R. Zanuttini, M. Romagnoli, and G. S. Mugnozza, "Structural products made of beech wood: quality assessment of the raw material," *European Journal of Wood and Wood Products*, vol. 78, no. 5, pp. 961–970, 2020.

- [27] A. Cirillo, *Legno. Calcolo degli elementi strutturali: NTC2018, EC5, EC8*. HOEPLI EDITORE, 2019.
- [28] C. S. Association *et al.*, "Csa o86-09 engineering design in wood," 2009.
- [29] C. Group *et al.*, "Csa-o86-14 engineering design in wood," 2014.
- [30] ASTM, "Standard practice for static load test for shear resistance of framed walls for buildings," 2012.
- [31] H. Abbasi, "Structural behaviour of insulated foam-timber panels under gravity and lateral loading," *Ryerson University*, 2014.
- [32] ASTM, "Standard test method for measurement of masonry flexural bond strength."
- [33] J. Bregulla, *Investigation into the fire and racking behaviour of structural sandwich panel walls: A methodology to assess loadbearing sandwich panels in fire*. University of Surrey (United Kingdom), 2003.
- [34] A. Kermani and R. Hairstans, "Racking performance of structural insulated panels," *Journal of Structural Engineering*, 2006.
- [35] N. Richard, L. Daudeville, H. Prion, and F. Lam, "Timber shear walls with large openings: experimental and numerical prediction of the structural behaviour," *Canadian Journal of Civil Engineering*, 2002.
- [36] V. Enjily, "The racking of large wall panel," in *Proceeding of International Wood Engineering Conference 96*, 1996.
- [37] P. Rungthonkit and J. Yang, "Behaviour of structural insulated panels (sips) under both short-term and long-term loadings," 2009.
- [38] F. Boudreault, C. Blais, and C. Rogers, "Seismic force modification factors for light-gauge steel-frame-wood structural panel shear walls," *Canadian Journal of Civil Engineering*, 2007.
- [39] D. Mitchell, R. Tremblay, E. Karacabeyli, P. Paultre, M. Saatcioglu, and D. L. Anderson, "Seismic force modification factors for the proposed 2005 edition of the national building code of canada," *Canadian Journal of Civil Engineering*, 2003.
- [40] Morley, *Building with Structural Insulated Panels (SIPs): Strength and Energy Efficiency Through Structural Panel Construction*, 2000.
- [41] U. B. Code, "Ubc-97," in *Structural engineering design provisions. International conference of building officials, Whittier, California*, 1997.

- [42] F. Plantema, "Sandwich construction new york john wiley and sons," 1966.
- [43] R. D. Mindlin, "Influence of rotatory inertia and shear on flexural motions of isotropic, elastic plates," 1951.
- [44] N. Hoff and S. Mautner, "Bending and buckling of sandwich beams," *Journal of the Aeronautical Sciences*, vol. 15, no. 12, pp. 707–720, 1948.
- [45] N. J. Hoff, "Bending and buckling of rectangular sandwich plates," 1950.
- [46] H. G. Allen, *Analysis and design of structural sandwich panels: the commonwealth and international library: structures and solid body mechanics division*. Elsevier, 2013.
- [47] P. Seide, "On the torsion of rectangular sandwich plates," 1956.

