

XLAM Dimensionamento

Basi per il calcolo strutturale e la costruzione secondo gli Eurocodici

L'XLAM, materiale innovativo per elementi portanti, apre le porte a nuove applicazioni nella costruzione di strutture di legno. Questa guida vuole essere uno strumento per valorizzarlo e sfruttarlo in modo corretto in fase di progettazione e di esecuzione. Il materiale piano "XLAM" – definito spesso anche "BSP" oppure "CLT" – è prima di tutto descritto in relazione alla sua produzione. In seguito vengono presi in considerazione gli aspetti più importanti del dimensionamento, come la descrizione del comportamento meccanico, e del comportamento in caso di incendio, con i relativi modelli e valori di riferimento secondo il concetto di sicurezza strutturale degli Eurocodici. Nella parte centrale del capitolo dedicato ai collegamenti vengono analizzate le viti per il legno autoforanti e gli aspetti più generali della costruzione in legno. Conclude la parte generale e teorica una sezione dedicata alla controventatura e all'irrigidimento degli edifici, oltre alla sicurezza sismica. Alcuni esempi concreti permettono di applicare in modo semplice i contenuti di questa guida e di stimolare la discussione e lo sviluppo di ulteriori modelli strutturali, anche più complessi.

DI Dr. Markus Wallner-Novak

DI Josef Koppelhuber

DI Kurt Pock

XLAM

Dimensionamento

Basi per il calcolo strutturale e la
costruzione secondo gli Eurocodici

pro:Holz

Editrice e redazione
proHolz Austria Ente austriaco
per la promozione del legno

Presidente Hans Michael Offner
Direttore Georg Binder
Project Management
Alexander Eder
1011 Vienna/Austria
Urانياstrasse 4
T + 43 (0)1/712 04 74
info@proholz.at, www.proholz.at

Pubblicazione con il supporto di:

Binderholz Bausysteme GmbH
A-5400 Hallein
Solvay-Halvic-Straße 46
T + 43 (0)6245/70 500 - 556
office@binderholz-bausysteme.com
www.binderholz-bausysteme.com

Haas Fertigung Holzbauwerk
GesmbH & Co KG
A-8263 Großwilfersdorf
Radersdorf 62
T + 43 (0)3385/666 - 0
Info@Haas-Fertigung.at
www.haas-fertigung.at

Mayr-Melnhof Holz Holding AG
A-8700 Leoben, Turmgasse 67
T + 43 (0)3842/300 - 0
holding@mm-holz.com
www.mm-holz.com

Merk Timber GmbH
D-86551 Aichach
Industriestraße 2
T + 49 (0)8251/908 - 0
office@merk.de
www.merk.de

Hasslacher Norica Timber
A-9751 Sachsenburg
Feistritz 1
T + 43 (0)4769/2249 - 0
info@hasslacher.at
www.hasslacher.at

Stora Enso
Building and Living
A-9462 Bad St. Leonhard
Wisperndorf 4
T + 43 (0)4350/2301 - 3207
buildingsolutions@
storaenso.com
www.clt.info

Fachverband der Holz-
industrie Österreichs
A-1037 Wien
Schwarzenbergplatz 4
T + 43 (0)1/712 26 01
office@holzindustrie.at
www.holzindustrie.at

Autori
DI Dr. Markus Wallner-Novak
DI Josef Koppelhuber
DI Kurt Pock

Grafica

Cover Gassner Redolfi, Schlins (AT)
Reinhard Gassner, Marcel Bachmann
Impaginazione dei contenuti,
Markus Wallner-Novak

Stampa

Eberl Print, Immenstadt (DE)

1a edizione in lingua tedesca: 2013

1a edizione in lingua italiana: 2014
Traduzione contenuti: promo_legno, Milano
Lettorato: Renata Bernardini, Milano
ISBN 978-3-902926-07-4

Prezzo: Euro 35 (IVA esclusa)



PEFC/04-31-0805

Stampato su carta certificata PEFC. Questo
prodotto proviene da fonti controllate e da
foreste gestite in maniera sostenibile.
www.pefc.it

Copyright 2014 di proHolz Austria e degli
autori. Tutti i diritti riservati. L'uso di questo
materiale senza l'esplicita autorizzazione
dell'editore è proibito e perseguibile penal-
mente.

Prefazione

La costruzione in legno è stata caratterizzata negli ultimi cento anni da un'enorme evoluzione. Sia gli elementi costruttivi che i materiali hanno visto un costante sviluppo.

Il legno, o meglio la singola tavola o lamella, rappresenta la base per la realizzazione del legno lamellare, dei pacchetti di tavole e dell'XLAM. Proprio questo materiale relativamente "nuovo" – i pannelli di legno massiccio incollati a strati incrociati XLAM – il cui impiego sistematico, anche sul piano economico, è iniziato circa venti anni fa, è un materiale da costruzione apparentemente semplice. E' composto da lamelle, classificate secondo la resistenza e incollate fra loro in un numero dispari di strati sovrapposti e ruotati di 90° uno rispetto all'altro. Nasce così un pannello apparentemente omogeneo.

Una considerazione ingegneristica più approfondita rivela però la complessità di questo materiale da costruzione. Si tratta di un materiale composito, ortotropo, stratificato ortogonalmente, a base di legno, con basi di calcolo complesse.

"Si devono vedere le cose nel modo più semplice possibile. Ma non più semplice di così"
(Albert Einstein, 1879–1955)

Questa guida intende essere uno strumento nelle mani dei progettisti, degli studi di ingegneria e degli esecutori, per poter effettuare i calcoli tecnici necessari per la progettazione e l'applicazione dell'XLAM. Un'attenzione particolare è rivolta alle funzioni strutturali e costruttive dell'XLAM quale elemento portante e alle esigenze che ne derivano. Sono state elaborate proposte costruttive per la giunzione dei pannelli XLAM.

La guida al calcolo permette ai progettisti esecutivi un approccio semplice e rapido al materiale da costruzione XLAM, poiché le verifiche strutturali necessarie sono descritte alla luce dei relativi modelli ingegneristici e accompagnati da esempi pratici e concreti. Questa guida è stata redatta dall'ingegner DI Dr. Markus Wallner-Novak e dai suoi coautori, gli ingegneri DI Josef Koppelhuber e DI Kurt Pock con molta accuratezza e precisione. L'ingegnere vi potrà trovare le risposte alle domande fondamentali sul calcolo dell'XLAM. Tutto questo fa della guida uno strumento fondamentale per l'applicazione pratica dell'XLAM.

Wilhelm Luggin, strutturista, Austria

Nota all'edizione in lingua italiana

Il testo in lingua italiana è per principio la fedele traduzione del testo originale tedesco, senza modifiche sul piano dei contenuti. Il testo di questa guida si basa quindi sulla situazione normativa attualmente in vigore in Austria, che riflette l'applicazione delle regole contenute negli Eurocodici e nei rispettivi documenti applicativi nazionali austriaci di riferimento. Tutto questo riguarda sia gli aspetti relativi alla parte ingegneristica del calcolo e delle verifiche strutturali, sia quelli dell'omologazione dei prodotti per uso strutturale. In alcuni casi il testo fa riferimento alle indicazioni e prescrizioni contenute in alcune norme DIN, in vigore e comunemente accettate in diversi paesi Europei.

L'applicazione in Italia dell'XLAM, come per tutti i prodotti per uso strutturale e per le strutture portanti in genere, è regolamentata dai relativi documenti legislativi italiani, primo fra tutti il DMO8 e i documenti cui lo stesso DMO8 fa riferimento. I riferimenti alla situazione normativa nazionale italiana e le basi di applicazione di queste prescrizioni sono contenuti per esempio nella documentazione edita da promo_legno e valida quale documentazione didattica per i corsi sull'impiego e sul calcolo strutturale dei pannelli XLAM. Questi documenti sono disponibili sul sito www.promolegno.com. La versione italiana della guida contiene in alcuni punti chiave del testo il riferimento a questi documenti come spunto di approfondimento indispensabile al lettore interessato all'applicazione strutturale dell'XLAM in Italia.

promo_legno

Per la promozione della cultura del legno.

www.promolegno.com

Indice

1 Definizioni	5
1.1 Caratteri minuscoli	5
1.2 Caratteri maiuscoli e abbreviazioni	5
2 Definizione del prodotto.....	8
2.1 Generalità	8
2.2 Comportamento strutturale.....	11
2.3 Collegamenti.....	15
2.4 Ulteriori indicazioni.....	15
2.5 Marcatura e descrizione delle stratigrafie standardizzate.....	16
3 Basi per il calcolo	19
3.1 Concetto di dimensionamento.....	19
3.2 Valori nominali del materiale	22
3.3 Coefficienti parziali per i carichi	26
3.4 Coefficienti parziali di sicurezza per il materiale.....	27
3.5 Coefficienti di deformazione	27
4 Valori sezionali.....	29
4.1 Trave - Valori sezionali netti.....	29
4.2 Travi – valori sezionali effettivi	33
4.3 Effetto di piastra bidimensionale.....	35
4.4 Lastre.....	42
5 Valori limite della resistenza.....	45
5.1 Situazioni di calcolo	45
5.2 Trazione nel piano del pannello.....	46
5.3 Trazione nella direzione trasversale.....	47
5.4 Compressione nella sezione di testa	48
5.5 Flessione della piastra	52
5.6 Flessione della lastra verticale.....	53
5.7 Taglio nell'elemento piastra	55
5.8 Taglio nell'elemento lastra.....	57
5.9 Torsione della piastra	59
5.10 Stabilità.....	60
5.11 Sollecitazione combinata	65
5.12 Intagli agli appoggi.....	68
6 Stati limite di servizio	71
6.1 Situazione di calcolo	71
6.2 Limitazione delle deformazioni.....	71
6.3 Vibrazioni	74
7 Stati limite ultimi per il caso di incendio	87

7.1	Situazioni di calcolo	87
7.2	Combustione e valori sezionali	87
7.3	Procedura di verifica.....	92
8	Perdita di equilibrio.....	93
8.1	Situazioni di calcolo	93
8.2	Sollevamento.....	94
9	Collegamenti	97
9.1	Giunti a contatto	97
9.2	Giunti fra i pannelli	99
9.3	Mezzi di collegamento a gambo cilindrico e loro resistenza	105
9.4	Viti autoforanti	105
10	Irrigidimento dell'edificio	121
10.1	Azioni e situazioni di calcolo	121
10.2	Stabilità globale.....	127
10.3	Discesa dei carichi.....	127
10.4	Diaframmi orizzontali.....	129
10.5	Pareti di irrigidimento	131
11	Esempi di applicazione	139
11.1	Basi	139
11.2	Solette	155
11.3	Tetti.....	165
11.4	Tetti con volta a botte.....	169
11.5	Pareti	171
11.6	Travi pareti.....	176
A	Appendice metodo di calcolo	181
A.1	Il metodo Gamma allargato.....	181
A.2	La trave multistrato con scorrimento a taglio	184

1 Definizioni

1.1 Caratteri minuscoli

a	Distanza del baricentro di uno strato dal baricentro dell'intera sezione; Distanza minima del mezzo di collegamento; Accelerazione (sismica)
b	Larghezza dell'elemento (Dimensione nel piano dell'elemento, di regola nella direzione portante debole); Larghezza dello spazio
c	Costante elastica
d	Spessore dell'elemento (Dimensione perpendicolare al piano del pannello) per i mezzi di collegamento: diametro nominale
d_i	Spessore del singolo strato i
f	Resistenza; Frequenza
f_1	Prima frequenza propria
g	Carichi permanenti
g_1	Peso proprio dell'elemento portante
g_2	Sovrappesi permanenti
h	Altezza dell'elemento (Dimensione nel piano dell'elemento, di regola nella direzione portante forte)
i	Raggio d'inerzia
k	Coefficiente
k_{led}	Durata del carico
l	Nella direzione portante per l'indicazione della composizione del pannello (inglese: longitudinal direction)
ℓ	Lunghezza del sistema, luce, lunghezza di libera inflessione
m	Momento flettente per metro lineare di pannello; massa per unità di superficie
n	Carico accidentale; forza normale per metro lineare di pannello; numero
q	Carico lineare, carico accidentale, coefficiente di sistema (sismica)
r	Raggio minimo di curvatura
s	Carico neve
v	Forza di taglio per metro lineare di pannello Elemento della matrice di rigidezza (Metodo Gamma allargato)
$vorh$	valore disponibile
w	Carico vento / deformazione, freccia; Perpendicolare alla direzione portante per l'indicazione della composizione del pannello (inglese: width direction)
z	Ordinata della posizione nella sezione (trave con scorrimento a taglio)
zul	Ammissibile

1.2 Caratteri maiuscoli e abbreviazioni

A	Area
B	Rigidezza
CLT	Cross Laminated Timber, XLAM
D	Coefficiente di smorzamento di Lehr (smorzamento modale); Rigidezza all'allungamento di una lastra; Forza di compressione (lastra di parete)

<i>DL o L</i>	Strato esterno parallelo al lato lungo del pannello
<i>DQ o Q</i>	Strato esterno perpendicolare al lato lungo del pannello
<i>E</i>	Modulo elastico, Valore di un'azione
<i>EI</i>	Rigidezza flessionale
<i>EQU</i>	Stato limite dell'equilibrio
<i>F</i>	Forza
<i>G</i>	Modulo di taglio
<i>H</i>	Forza orizzontale
<i>I</i>	Momento d'inerzia
<i>K</i>	Rigidezza (Flessione con forza normale)
<i>K</i>	Strato longitudinale
<i>M</i>	Momento; Massa concentrata in un punto
<i>M*</i>	Massa modale
<i>N</i>	Forza normale
<i>NKL</i>	Classe di servizio
<i>Q</i>	Carico accidentale puntuale
<i>R</i>	Valore della resistenza per la verifica dello stato limite ultimo
<i>S</i>	Momento statico; Rigidezza (a taglio)
<i>SLS</i>	Valore limite dello stato di servizio (ingl. Serviceability Limit States)
<i>T</i>	Forza di taglio in una superficie intermedia; periodo di oscillazione (sismica)
<i>ULS</i>	Stato limite ultimo
<i>V</i>	Forza di taglio
<i>W</i>	Momento resistente
<i>Z</i>	Forza di trazione (lastra di parete)

1.2.1 Caratteri greci

α_{FE}	Coefficiente per la rigidezza a taglio delle lastre
β	Coefficiente di imperfezione; Velocità di carbonizzazione
γ	Coefficiente di importanza della costruzione per il sisma
γ_i	nel calcolo dei valori sezionali efficaci: coefficiente di riduzione per lo strato <i>i</i> secondo il metodo Gamma
$\gamma_M, \gamma_G, \gamma_Q$	Coefficienti parziali di sicurezza
η	Fattore
φ	Grandezza di spostamento
Ψ	Coefficiente di carico
κ	Coefficiente di ampliamento del taglio ($\geq 1,20$)
κ_z	Coefficiente di taglio ($\leq 0,80$)
λ	Snellezza
μ	Coefficiente di attrito
ρ	Massa apparente
σ	Tensione normale
τ	Tensione di taglio

1.2.2 Indici

0	Nella direzione dello strato esterno (direzione portante principale)
05	Frattile del 5 %
90	Perpendicolare allo strato esterno (direzione portante secondaria)
A	Punto d'inizio (lastra di parete)
ax	Assiale (mezzo di collegamento)
br	Valore sezionale lordo della sezione considerata come omogenea
c	Compressione; Coefficiente di sbandamento
char	Caratteristico
cr	Indice di fessurazione (ingl. crack)
creep	Fluage, rilassamento
crit	Svergolamento
d	Valore di calcolo (include i coefficienti parziali di sicurezza)
def	Coefficiente di deformazione
E	Punto finale (lastra di parete)
ef	Valore sezionale effettivo, comprensivo della composizione sezionale e della deformabilità a taglio (metodo Gamma)
fi	Relativo al dimensionamento caldo (caso incendio)
fin	Valore finale(della deformazione)
g, G	Relativo ai carichi permanenti
hor	Orizzontale
inst	Valore iniziale della (deformazione)
k	Valore caratteristico (di regola il frattile del 5%, senza coefficienti parziali)
ki	Sbandamento
M	Relativo al materiale (coefficienti parziali di sicurezza); Flessione
mean	Valore medio
min	Valore minimo
mod	Coefficiente di correzione per la durata del carico e l'umidità
n, net	Valore sezionale netto, tenuto conto della composizione sezionale, ma senza effetto dello scorrimento a taglio degli strati trasversali
o	Sopra
P	Momento d'inerzia polare
Q	Relativo ai carichi variabili
qs	Nella situazione di dimensionamento quasi permanente
rms	Valore ponderato (inglese: root mean square)
R	Taglio trasversale (inglese: rolling shear)
ref	Valore di riferimento
rel	Relativo
s	Relativo al baricentro
sys	Coefficiente di sistema
t	Trazione
tot	Totale
T	Torsione
u	Sotto
y	Flessione della lastra (rotazione sull'asse y)
z	Flessione verticale (rotazione sull'asse z)

2 Definizione del prodotto

2.1 Generalità

2.1.1 Definizione

L'XLAM è un materiale a base di legno piano (pannello) per uso strutturale. È composto da almeno tre strati di tavole, che sono sovrapposti e incollati fra loro e la cui direzione della fibratura è ruotata di 90 gradi rispetto agli strati adiacenti. Il pannello è composto in modo da ottenere una sezione simmetrica. Sono ammessi fino a tre strati nella medesima direzione, a condizione che il loro spessore complessivo non superi i 90 mm.

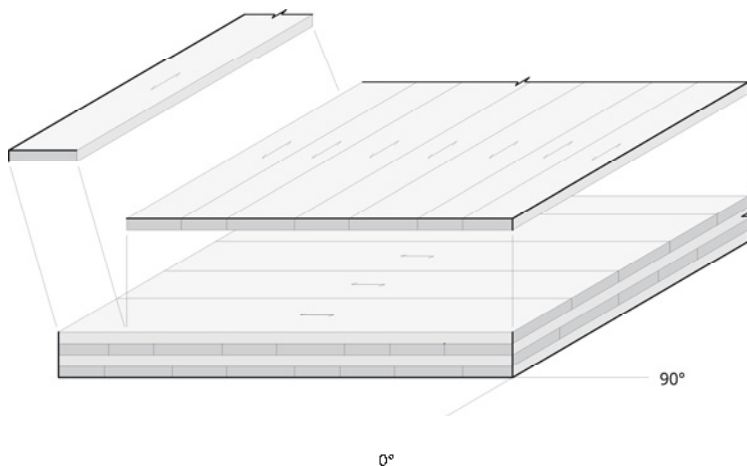


Figura 2-1: Composizione dell'XLAM

Le tavole o lamelle di ogni singolo strato sono di legno di conifera e devono essere classificate secondo la resistenza, piallate ed essiccate industrialmente. Viene usato prevalentemente legno di abete rosso della classe C24. Possono essere usate lamelle della prossima classe inferiore, a condizione che la loro quantità complessiva non superi il 10%. È possibile anche l'impiego di altre specie di conifera, quali l'abete bianco, il pino, il larice o la douglasia. L'impiego di legno di latifoglie, quali la betulla o altri, è al momento in fase sperimentale e non è previsto nelle omologazioni attuali.

Le tavole hanno una larghezza da 40 a 300 mm e uno spessore da 6 a 45 mm; di regola sono giuntate longitudinalmente tramite giunti incollati a pettine in produzione continua e possono essere incollate fra loro sul lato sottile, in modo da formare in una prima fase di produzione delle superfici monostrato e unidirezionali. In mancanza dell'incollatura sul lato sottile, è permesso lasciare uno spazio di al massimo 6 mm fra un tavolo e l'altra. Intagli per la riduzione delle fessure possono avere uno spessore fino a 4 mm e una profondità fino al 90% dello spessore delle tavole.

In caso di pannelli XLAM curvi, che dovranno essere incollati in un impianto adeguato, il rapporto fra lo spessore dello strato più spesso $d_{i,max}$ e r_{min} deve rispettare la condizione¹:

$$r_{min} \approx 250 \cdot d_{i,max} \quad (2.1)$$

¹ Secondo EN 16351:2013 vale esattamente:

$d_{i,max} = \frac{r}{250} \cdot \left(1 + \frac{f_{m,j,dc,k}}{80} \right)$ con la resistenza a flessione $f_{m,j,dc,k}$ del giunto incollato delle lamelle. Nelle omologazioni specifiche dei singoli produttori il raggio di curvatura è limitato in funzione dello spessore degli strati.

L'impiego di altri materiali a base di legno è ammesso fino al 50% dello spessore totale, se questi sono ammessi per l'impiego nelle classi di servizio 2 e/o 3. L'impiego di strati di materiali a base di legno permette di influenzare alcune proprietà, fra cui il comportamento meccanico, o acustico, o in caso di incendio, o ancora l'aspetto estetico. Le caratteristiche meccaniche di questi strati possono essere prese in considerazione per determinare il comportamento strutturale globale del pannello, tenendo conto che gli eventuali giunti negli strati di materiale a base di legno devono essere tenuti in considerazione. Nella presente guida le diverse parti dei pannelli XLAM sono denominate secondo la figura 2-2. La bibliografia usa anche altre definizioni, specialmente se in lingua tedesca.

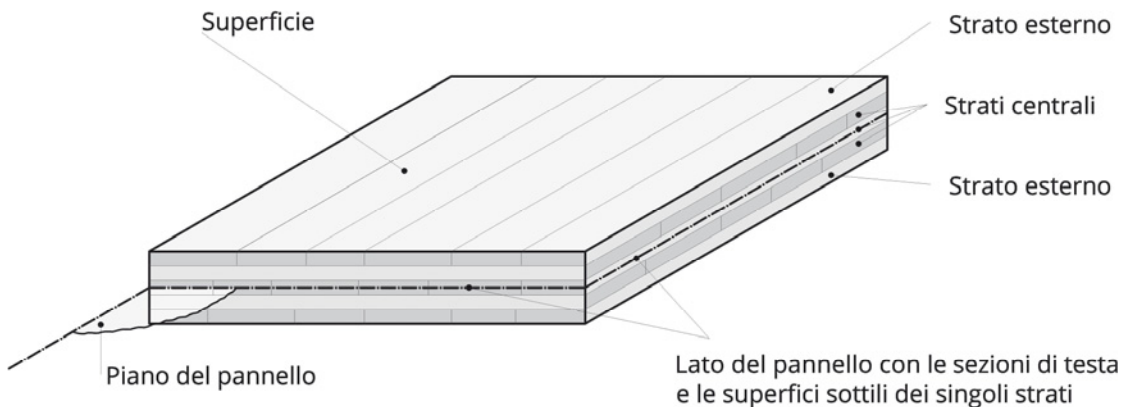


Figura 2-2: Definizioni delle diverse parti del pannello XLAM

2.1.2 Dimensioni

I pannelli XLAM sono prodotti in lunghezze standard fino a 16 m e larghezze standard fino a ca. 3.00 m; gli spessori standard arrivano fino a 300 mm, in casi particolari fino a 500 mm, come indicato nella figura 2-3. In alcuni casi, e in funzione delle omologazioni dei diversi prodotti, possono essere prodotte lunghezze fino a 24 m e larghezze fino a 4,80 m.

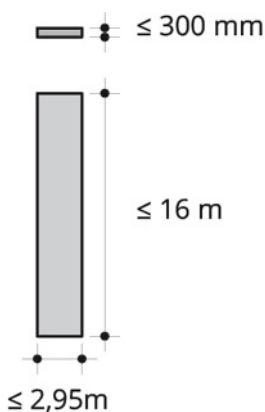


Figura 2-3: Dimensioni dei pannelli XLAM

2.1.3 Omologazione come prodotto per uso strutturale

I pannelli XLAM sono prodotti fin dal 1995, ma non sono finora mai stati integrati in nessuna normativa di prodotto. Il loro uso quale materiale per strutture portanti è quindi regolamentato tramite omologazioni nazionali oppure tramite Benestare Tecnico Europeo (ETA). Le omologazioni contengono e descrivono le esigenze cui deve sottostare il prodotto e la produzione a partire dai materiali impiegati, come pure le indicazioni per l'impiego, il dimensionamento e le verifiche necessarie; in caso di omologazioni europee vi si trovano anche le indicazioni relative alla marcatura CE.

La norma di prodotto EN 16351:2013 è stata sottoposta ai membri CEN per validazione e porterà alla nascita di una normativa EN al riguardo. Una sottocommissione di esperti all'interno della commissione CEN TC250 lavora al momento all'integrazione dell'XLAM nell'Eurocdice 5 (EN 1995-1-1).

2.1.4 Applicazione

La figura 2-4 indica una panoramica degli impieghi più importanti dell'XLAM quale elemento strutturale.

L'XLAM è omologato per l'impiego nelle classi di servizio 1 e 2. La classe di servizio 2 corrisponde ad una temperatura di 20 °C, con un'umidità relativa dell'aria superiore all'85% solo in alcune settimane all'anno. Ciò corrisponde prevalentemente agli elementi strutturali coperti e protetti dalle intemperie. In queste condizioni l'equilibrio igroscopico del legno si presenta con un contenuto in acqua del legno che non supera il 20 %.

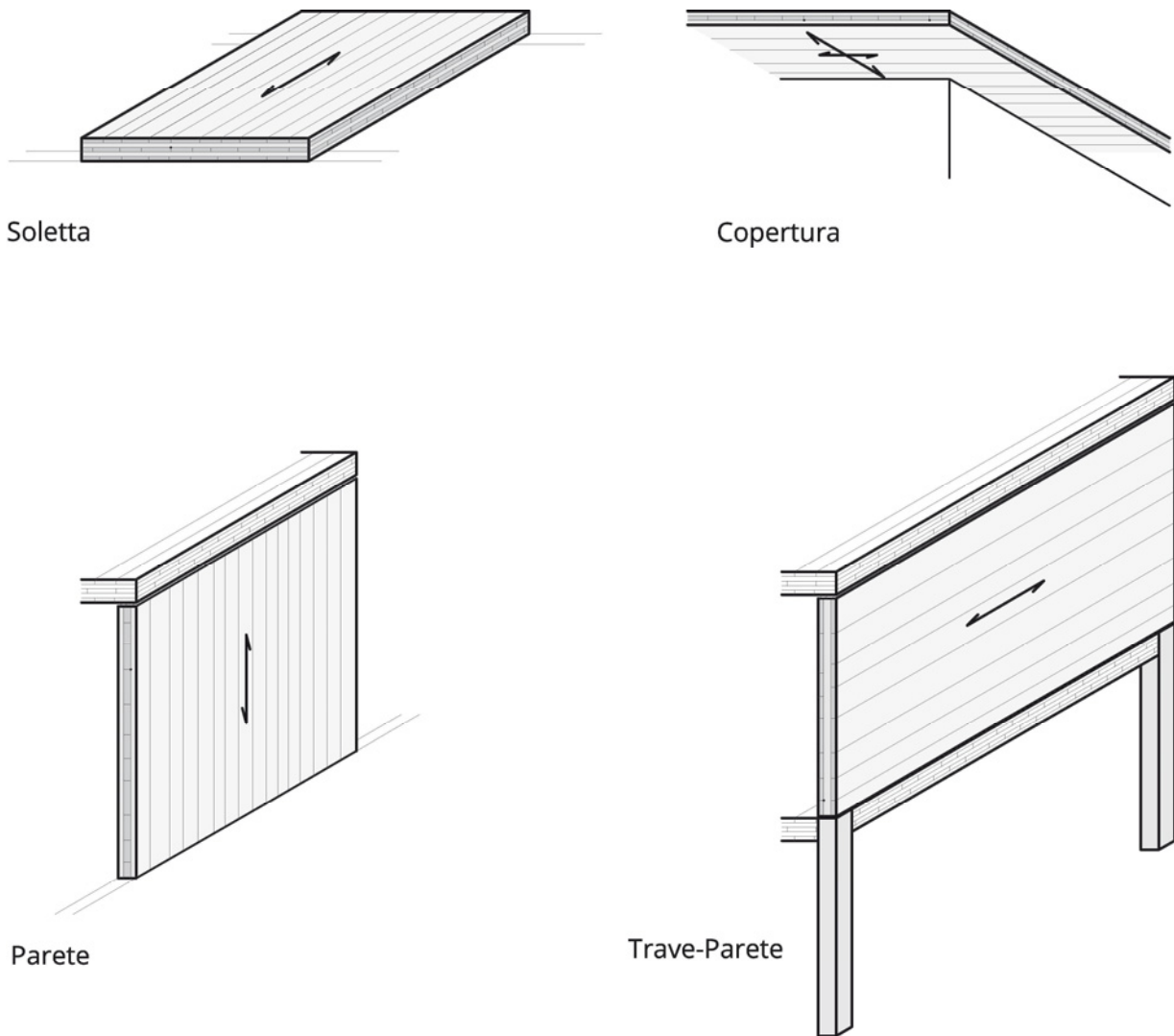


Figura 2-4: Impiego di pannelli XLAM come elementi strutturali

2.1.5 Incollatura

Per l'incollatura dei singoli strati sono usati attualmente due sistemi di adesivi: le resine poliuretatiche (PUR) e quelle a base di melammina-formaldeide (MUF). Oltre a questi due tipi di adesivi possono essere impiegati adesivi dispersivi privi di solventi (EPI). Gli adesivi citati sono caratterizzati da tempi di lavorazione relativamente brevi e producono superfici incollate di colore trasparente. Adesivi di tipo diverso possono avere come conseguenza un comportamento al fuoco differente.

2.2 Comportamento strutturale

La composizione multistrato a strati incrociati dell'XLAM ne determina un comportamento migliorato in relazione al rigonfiamento e al ritiro del legno. Usati come piastra orizzontale, i pannelli XLAM corrispondono di regola a elementi inflessi con funzione strutturale prevalentemente in una direzione (figura 2-5). In alcuni casi - come nel caso di appoggi puntuali, oppure in casi di aggetto nelle due direzioni del loro piano - possono fungere da elemento strutturale piano e bidirezionale.

Utilizzati verticalmente come parete, la composizione a strati incrociati conferisce loro una rigidità ed una resistenza a taglio piuttosto elevate.

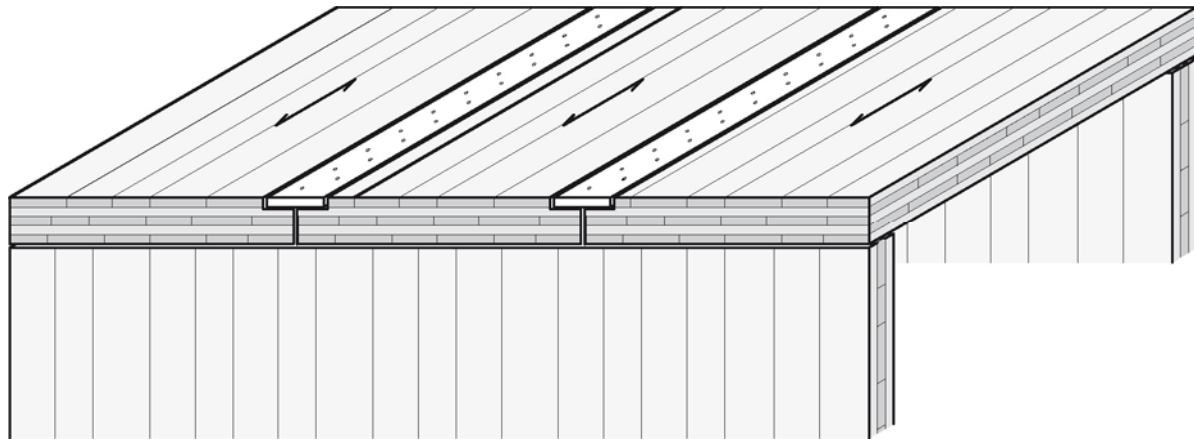


Figura 2-5: XLAM - effetto strutturale unidirezionale

Si definisce, nel piano del pannello, come la direzione portante principale (0°) quella con la rigidezza maggiore, come direzione portante secondaria, o trasversale, (90°) quella con la rigidezza flessionale minore. La direzione principale corrisponde di regola alla direzione degli strati esterni.

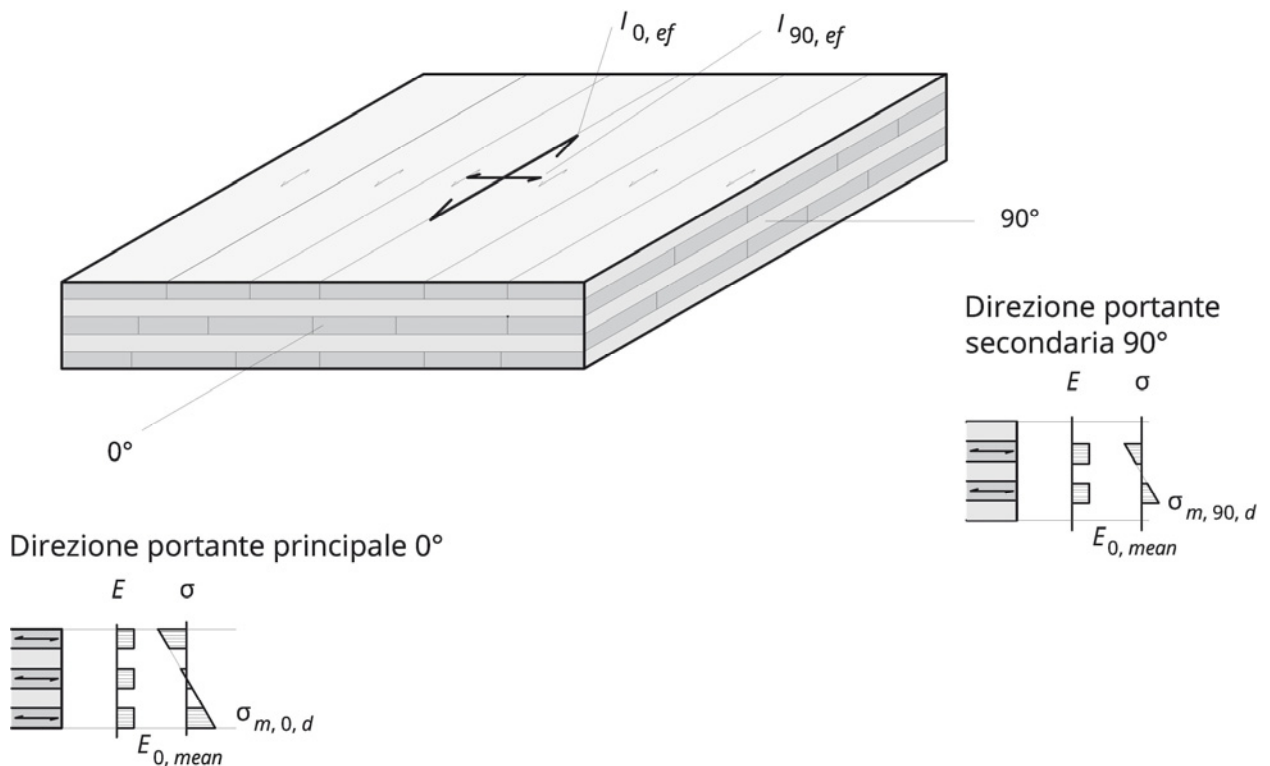


Figura 2-6: XLAM con direzione portante principale e secondaria

Il comportamento meccanico a flessione unidirezionale della piastra può essere descritto considerando unicamente gli strati orientati nella medesima direzione. I valori sezionali corrispondenti a questa **sezione netta** sono provvisti di un indice "n" e utilizzati per le verifiche allo stato limite ultimo. Agli strati trasversali non viene attribuita nessuna tensione longitudinale - il modulo elastico di questi strati è ammesso $E_{90} = 0$.

Gli strati trasversali rispetto alla direzione considerata sono quindi considerati come distanziatori e sono sollecitati soltanto a taglio. Questa sollecitazione a taglio degli strati trasversali deve essere però considerata sia in funzione della resistenza che della deformabilità dei pannelli XLAM. In caso

di collasso a taglio, questo si manifesta di regola come una rottura tangenziale agli anelli di crescita negli strati trasversali. Questa forma di collasso è definita come *taglio trasversale* (*rolling shear* in inglese) e si manifesta con il superamento della resistenza a taglio trasversale $f_{V,R,k}$. Il suo valore è pari a circa la metà fino ad un terzo della resistenza a taglio parallelamente alla fibratura $f_{V,k}$.

La deformazione a taglio degli strati trasversali deve essere considerata come parte della deformazione globale del pannello.

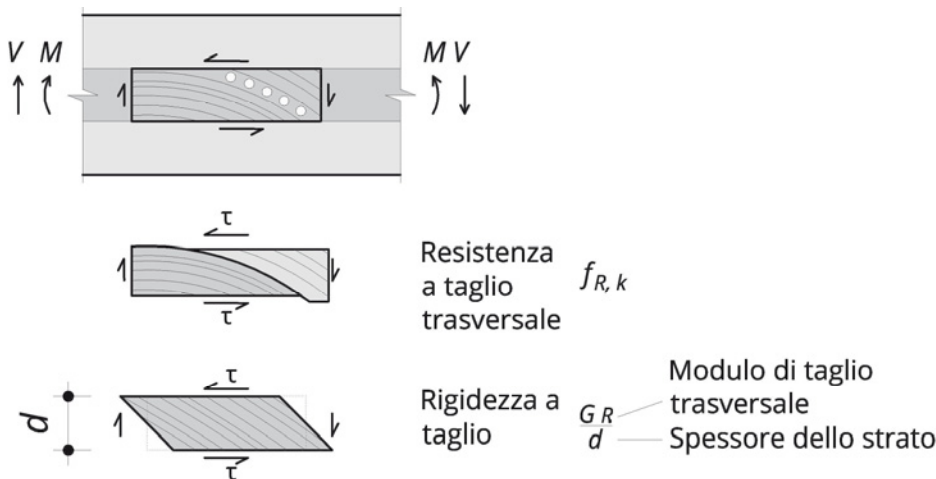
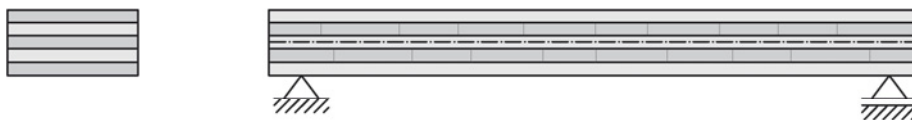


Figura 2-7: Comportamento a taglio degli strati trasversali

Il comportamento meccanico appena descritto può essere analizzato e modellizzato in diversi modi. Un modello semplice è quello della trave composta. I diversi strati longitudinali del pannello sono ammessi come parti della sezione della trave, mentre quelli trasversali sono considerati come collegamento fra i primi, come indicato in figura 2-8.

XLAM come trave inflessa



Analogia con la trave composta

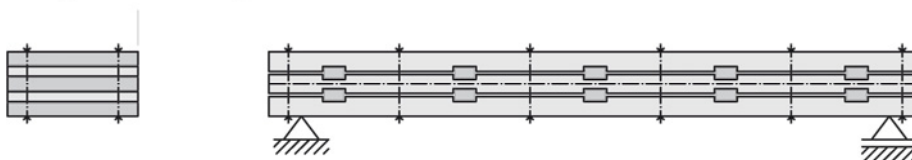


Figura 2-8: Modello comparativo di trave con cavicchi o spinotti

La deformazione complessiva risulta dalla componente flessionale, dovuta alla rotazione sezionale, e dalla componente dovuta alla sollecitazione a taglio. La componente dovuta alla sollecitazione a taglio dipende dalla stratificazione del pannello, dalla snellezza dell'elemento e dal tipo di sollecitazione; essa non supera di regola il 30% della deformazione flessionale, come indicato nella fig. 2-9.

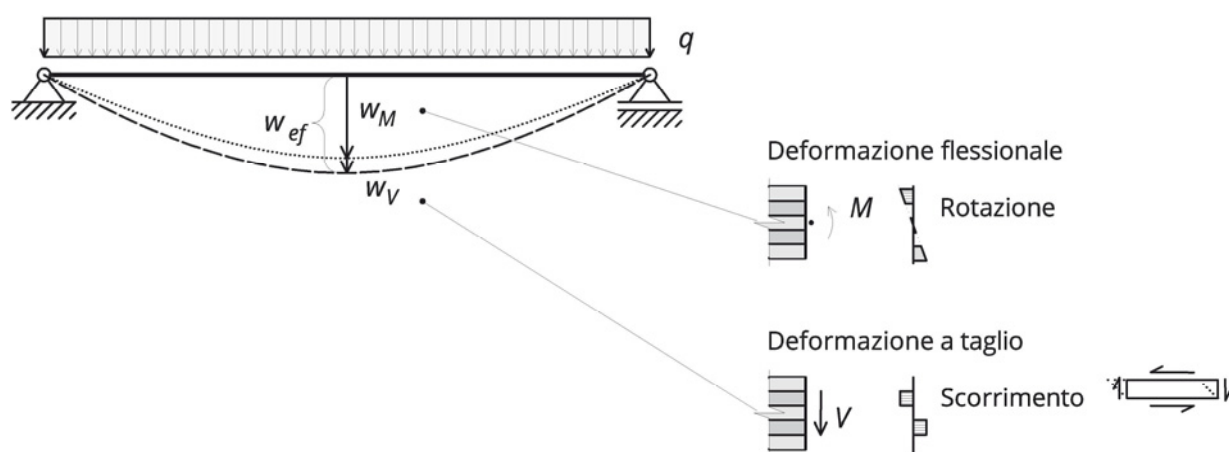


Figura 2-9: Componenti flessionali e a taglio della deformazione di un pannello XLAM

L'analisi numerica delle travi composte e inflesse integrando lo scorrimento dei collegamenti è descritta con il cosiddetto metodo Gamma, che è stato integrato in alcuni testi normativi relativi ai pannelli multistrato. Oltre a questo metodo Gamma, sono adatti all'analisi le procedure definite come Trave di Timoshenko, oppure il metodo dell'analogia al taglio, oppure la teoria dei laminati, o ancora l'impiego di modelli a elementi finiti.

Il metodo Gamma è la base di calcolo applicata in questa guida. Si tratta della procedura alla base dell'Eurocodice 5 e di diverse omologazioni di prodotto relative all'XLAM, che permette un approccio ingegneristico classico ed una valutazione semplice dell'effetto delle sollecitazioni di taglio sulle deformazioni dell'intero sistema. Questo metodo di calcolo prevede una riduzione dell'efficacia degli strati longitudinali tramite un coefficiente γ , che riassume lo scorrimento a taglio degli strati trasversali. L'inerzia risultante è descritta come inerzia effettiva e provvista dell'indice "ef". Questo valore è utilizzato per le verifiche allo stato limite ultimo ed allo stato di servizio. La rigidezza a taglio - e cioè lo scorrimento dovuto a taglio - è quindi considerato tramite una riduzione della rigidezza flessionale. Un vantaggio di questo metodo Gamma consiste nel fatto che le deformazioni sono determinate sulla base della sola rigidezza flessionale. Nel calcolo a mano non devono quindi essere calcolate componenti a taglio delle deformazioni; il calcolo numerico permette di lavorare con modelli che non considerano la rigidezza a taglio degli elementi. Il punto debole di questo modello è l'effetto della luce ℓ dell'elemento di trave considerato sul valore dell'inerzia effettiva I_{ef} ammessa per il calcolo, facendone quindi un valore che dipende dal sistema strutturale considerato. Ciò si manifesta in particolar modo in caso di campate molto idotte, dove l'inerzia effettiva varia in funzione della snellezza flessionale (ℓ/h) al quadrato. Le formule di calcolo per questo metodo Gamma sono state definite sulla base dell'ipotesi di una curva della linea deformata dell'asse della trave con forma sinusoidale.

Il calcolo dei valori sezionali secondo il metodo Gamma è descritto nell'appendice 4.2.

L'impiego del metodo Gamma nei programmi di calcolo per sistemi composti da aste è possibile, per esempio descrivendo l'elemento in XLAM come se avesse una sezione omogenea, con il suo spessore reale e la sua larghezza effettiva, come indicato nella figura 2-10. La sezione sostitutiva possiede quindi la medesima altezza e la medesima rigidezza flessionale dell'elemento XLAM, mentre il calcolo delle tensioni dovute agli sforzi interni determinati in questo modo deve avvenire in modo separato e specifico.

$$b_{ef} = b \cdot \frac{I_{ef}}{I_{br}} \quad (2.2)$$

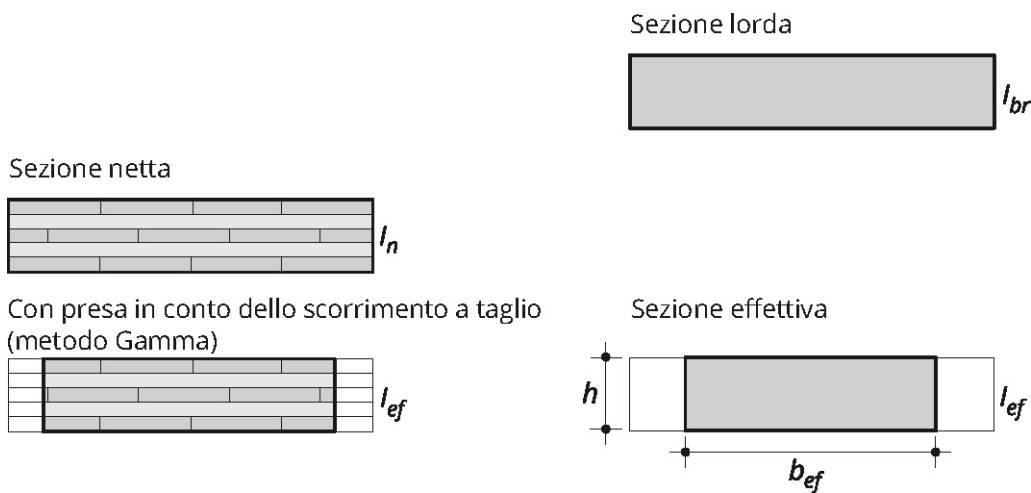


Figura 2-10: Modelli sezionali e rapporti di rigidezza

Quale metodo di calcolo alternativo nell'Appendice A.2 è descritto il metodo della trave di Timoshenko, che prevede un coefficiente di correzione in funzione della composizione della sezione. Il calcolo avviene in questo caso sulla base delle rigidezze flessionali reali; le sollecitazioni a taglio sono determinate a partire dalla distribuzione delle tensioni flessionali; la componente a taglio delle deformazioni può essere determinata direttamente tramite la determinazione della rigidezza a taglio della sezione, a sua volta definita tramite un coefficiente di taglio. La già citata documentazione sul calcolo dei pannelli XLAM edita da promo_legno (www.promolegno.com) approfondisce nel dettaglio questo modello di calcolo.

2.3 Collegamenti

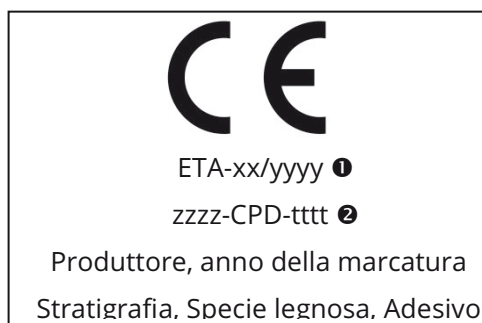
L'XLAM è particolarmente adatto per la trasmissione delle forze per pressione di contatto, in quanto le forze possono essere introdotte direttamente negli strati orientati nella medesima direzione dei carichi tramite contatto con la sezione di testa delle tavole corrispondenti. I mezzi di collegamento a gambo cilindrico possono essere introdotti sia sulla superficie dei pannelli, sia sul loro lato stretto; essi possono essere sollecitati a taglio, oppure estrazione, o ancora in modo combinato taglio e estrazione. Se introdotti sulla superficie del pannello, la stratigrafia dello stesso produce un effetto positivo sul loro comportamento, che si manifesta tanto sui valori della resistenza, quanto sulle distanze minime da rispettare. Queste ultime possono essere descritte anche in modo indipendente dalla stratigrafia e dall'orientamento dei singoli strati.

L'introduzione delle forze è descritta nel capitolo 9.1, i mezzi di collegamento a gambo cilindrico nel capitolo 9.3 della presente guida.

2.4 Ulteriori indicazioni

In Ebner (2003) si trovano diverse costruzioni, mentre alcuni valori di calcolo della fisica tecnica si trovano in HFA (2003). Teibinger und Matzinger (2013) hanno pubblicato un testo sulla costruzione in XLAM nell'edilizia. Von Green (2012) ha redatto uno studio di fattibilità sugli edifici multipiano. Il calcolo dei pannelli XLAM secondo le regole attuali vigenti in Italia è trattato nella documentazione di accompagnamento dei corsi di promo_legno su questo argomento (si veda www.promolegno.com, dove i documenti possono essere scaricati liberamente).

2.5 Marcatura e descrizione delle stratigrafie standardizzate



- ❶ Numero dell'omologazione
- ❷ Numero del certificato di conformità

Figura 2-11: Marcatura CE secondo Benestare Tecnico Europeo (ETA)

La conformità ad un Benestare Tecnico Europeo (ETA) o ad una norma di prodotto è attestata dalla marcatura CE sul prodotto e sui documenti di accompagnamento, come ad esempio in figura 2-11.

Per la marcatura dei prodotti in XLAM la definizione di prodotto ufficiale prevede l'indicazione del prodotto secondo il produttore, lo spessore e la stratigrafia, come indicato in figura 2-12 ed è ripresa di conseguenza anche in questa guida.



Figura 2-12: Descrizione della stratigrafia di un pannello XLAM

In questa guida i pannelli con gli strati esterni paralleli alla direzione lunga del pannello sono indicati come *L*; si può incontrare anche la dicitura *DL*. Questi elementi sono anche definiti come elementi di soletta o di copertura, o ancora come travi se usati verticalmente. I pannelli con gli strati esterni perpendicolari al loro lato lungo sono definiti come *Q*, o anche *DQ*, e sono usati per esempio come parete.

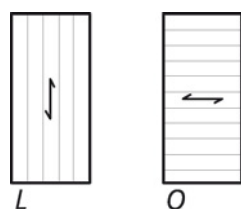


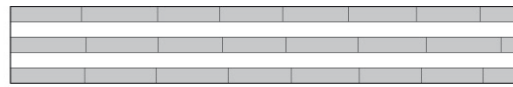
Figura 2-13: Orientamento degli strati esterni definito dalla produzione

Per la descrizione della stratigrafia dei pannelli XLAM in modo indipendente dal prodotto o dal produttore, per esempio per le indicazioni in un bando di gara, è consigliabile indicare - oltre allo spessore complessivo dei pannelli XLAM - la stratigrafia e lo spessore dei singoli strati. Nella relativa norma di prodotto¹, la descrizione prevede la lettera "l" (longitudinal direction) per gli strati longitudinali e la lettera "w" (width direction) per gli strati trasversali.

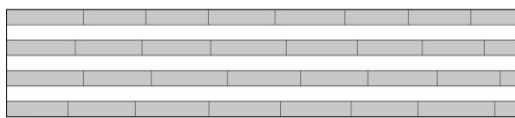
La figura 2-14 mostra alcuni esempi di stratigrafie con la rispettiva descrizione.



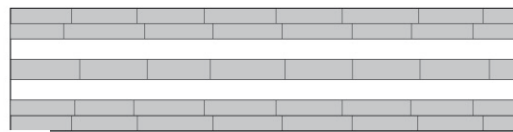
CLT110 L3s



CLT150 L5s



CLT210 L7s



CLT240 L7s-2

Figura 2-14: Varianti di stratigrafia sezionale

¹ EN 16351:2013

3 Basi per il calcolo

Qui di seguito riportiamo, in forma sintetica, il concetto di sicurezza europeo come base per il calcolo. Completano la descrizione alcune considerazioni generali sulla sicurezza, nell'intento di permettere un controllo o una verifica approssimativa.

3.1 Concetto di dimensionamento

Gli Eurocodici sono pubblicati con un contenuto unificato in tutta Europa. I documenti di applicazione nazionale (NAD) sono previsti per la definizione delle specificità nazionali, sotto forma di paragrafi specifici, valori specifici, coefficienti, o ancora contenuti speciali. Il dimensionamento e la costruzione di strutture in legno è regolato dalla norma Europea EN 1995-1-1 e dagli eventuali documenti nazionali allegati (per l'Austria fa fede per esempio il documento ÖNORM B 1995-1-1, alla base di questa guida). Il riferimento inequivocabile ad una edizione della normativa avviene con l'aggiunta dell'anno di pubblicazione, per esempio ÖNORM EN 1995-1-1:2008.

In Italia le costruzioni devono rispettare le leggi e le normative nazionali; fa fede il DM08 e i documenti ad esso riferiti. Per ulteriori dettagli e per l'applicazione all'XLAM si veda per esempio la documentazione pubblicata su www.promolegno.com.

L'obiettivo di ogni procedura di dimensionamento è la verifica delle situazioni limite: la perdita della stabilità (per esempio in caso di sollevamento) e il superamento della resistenza o dei limiti di servizio. Per garantire un sufficiente livello di sicurezza rispetto a queste situazioni, si definiscono i coefficienti di sicurezza sia per i carichi che per la resistenza strutturale.

3.1.1 Valori caratteristici dei carichi (o azioni)

L'XLAM è omologato generalmente per carichi statici e quasi statici. Tutti i carichi, come per esempio i pesi propri, i carichi accidentali, il carico neve o vento, sono descritti nelle parti corrispondenti dell'Eurocodice 1 come valori caratteristici. Questi sono determinati sulla base di misurazioni e modelli di carico per un determinato periodo di ritorno (di regola 50 anni), durante il quale possono essere superati nel 5% dei casi (frattile del 95). Valore caratteristico delle azioni: E_k

3.1.2 Valori di calcolo delle sollecitazioni

Nelle verifiche strutturali deve essere valutata la sollecitazione degli elementi della costruzione. Ogni stato limite è rappresentato da una situazione di dimensionamento, con le relative regole di combinazione dei carichi. I valori caratteristici delle azioni presentano coefficienti parziali di sicurezza e coefficienti di combinazione, per poi essere sommati fra loro a formare la combinazione più sfavorevole. I coefficienti parziali di sicurezza sono definiti come γ_G per i carichi permanenti, e come γ_Q per i carichi variabili. I coefficienti di riduzione ψ da applicare sono contenuti nella tabella 3-1 per i diversi stati limite. Questi coefficienti permettono di ridurre i carichi concomitanti, che sono aggiunti ad una azione prevalente. I coefficienti di riduzione dipendono dal tipo di carico cui sono applicati, sono definiti nella EN 1990 e sono riprodotti nel capitolo 3.3.

La somma dei carichi, provvisti dei rispettivi valori di sicurezza per una definita situazione di dimensionamento corrisponde al valore di calcolo delle azioni: E_d

Tabella 3-1 Situazioni di dimensionamento e coefficienti di riduzione

Coefficiente Stato limite	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Perdita della stabilità (EQU), Resistenza (ULS)	Situazione di dimensionamento rara o provvisoria	Situazione di dimensionamento eccezionale	
	Verifica della resistenza strutturale	Verifica della sicurezza strutturale in caso di incendio o sisma	
Stato di servizio (SLS)	Situazione di carico caratteristica	Situazione di dimensionamento frequente	Situazione di dimensionamento quasi permanente
	Evitare i danni	-	Aspetto

3.1.3 Valori caratteristici della resistenza

La resistenza degli elementi XLAM dipende dalla loro stratigrafia e dalla resistenza del materiale. I valori caratteristici della resistenza f_k sono stabiliti sulla base di prove normate o ricavati da correlazioni note con altri valori della resistenza del materiale; si tratta di regola di valori che non sono raggiunti soltanto dal 5 % delle prove.

Valore caratteristico della resistenza: R_k

3.1.4 Valore di calcolo della resistenza

Il valori della resistenza sono corretti con il coefficiente di sicurezza parziale per il materiale γ_M . Inoltre la resistenza degli elementi di legno deve essere corretta con il coefficiente di correzione k_{mod} , che prende in considerazione gli effetti della durata del carico e dell'umidità del legno.

Valore di calcolo della resistenza: R_d

3.1.5 Esecuzione della verifica

La sicurezza strutturale richiesta si ottiene quando la procedura di verifica permette di dimostrare che il valore di calcolo della sollecitazione è più piccolo o uguale al valore di calcolo della resistenza.

Verifica: $E_d \leq R_d$

Il valore numerico di una azione è rappresentato graficamente in figura 3-1 a sinistra; il valore della resistenza a destra. I valori caratteristici sono rappresentati nelle parti esterne della figura; i valori di calcolo necessari per l'esecuzione formale della verifica, nella parte interna.

I coefficienti di sicurezza fra i valori caratteristici e i valori di calcolo applicati nei paesi germanofoni sono sempre inferiori a 1,50, tanto per le azioni, quanto per la resistenza. Il margine di sicurezza complessivo verso i valori caratteristici varia all'incirca fra 2,25 e 2,50. Ciò corrisponde ai livelli di sicurezza applicati dal concetto di sicurezza deterministico delle vecchie procedure di verifica, rappresentato nel diagramma di destra della medesima immagine. Questo confronto dei concetti di sicurezza è generico ed approssimativo e serve esclusivamente quale strumento di comprensione, a completamento dell'informazione; non può essere applicato alla procedura di verifica strutturale.

Per i coefficienti di sicurezza, come pure per i diversi valori dei coefficienti da applicare alle verifiche descritti nei capitoli seguenti, applicabili in Italia, si vedano i documenti di riferimento già citati.

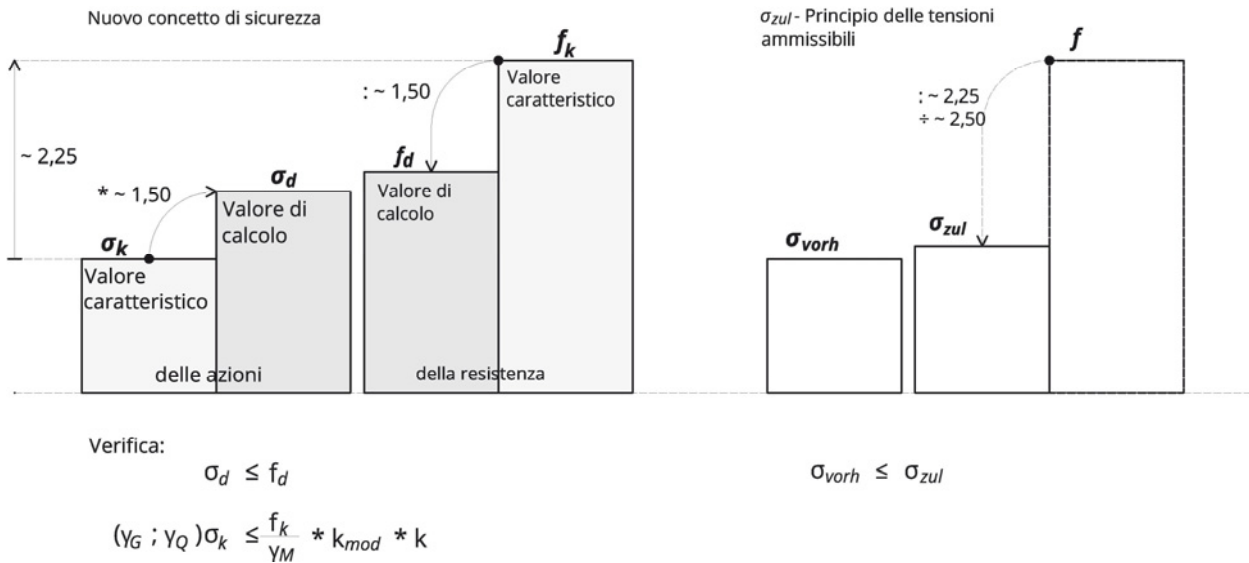


Figura 3-1: Valori caratteristici e di calcolo con i coefficienti parziali di sicurezza

3.1.6 Valore di calcolo dei carichi - delle azioni (Resistenza)

$$E_d = \sum Y_G \cdot E_{G,i,k} + Y_Q \cdot E_{Q,1,k} + \psi_0 \cdot \sum Y_Q \cdot E_{Q,i,k} \quad (3.1)$$

Approssimazione:

$$E_d \approx 1,5 \cdot E_k$$

3.1.7 Valore di calcolo della resistenza (Resistenza)

$$R_d = k_{mod} \cdot \frac{R_k}{\gamma_m} \quad (3.2)$$

Approssimazione:

$$R_d \approx \frac{R_k}{1,5}$$

Nella presente guida i valori di calcolo della resistenza dell'XLAM sono definiti con un coefficiente di sicurezza parziale $\gamma_m = 1,25$ e per una durata del carico media ($k_{mod} = 0,8$ per le classi di servizio 1 e 2). Per altri casi di durata del carico i coefficienti sono indicati nella tabella 3-7. Le eventuali prescrizioni nazionali di diverso tipo devono essere comunque rispettate.

3.2 Valori nominali del materiale

L'XLAM è utilizzabile quale materiale per uso strutturale sulla base delle omologazioni di prodotto, in quanto non è un materiale normato. I valori nominali definiti nelle omologazioni dei diversi prodotti sono soggetti a variazioni fra un prodotto e l'altro, come indicato nelle tabelle seguenti. Nella presente guida sono stati identificati e sottolineati i valori relativi alla sicurezza. Per l'esecuzione pratica delle verifiche di una struttura devono essere utilizzati i valori di riferimento indicati nell'omologazione del prodotto effettivamente utilizzato.

3.2.1 Valori nominali generici

Tabella 3-2 Valori nominali generici del materiale

		Valori di calcolo proposti	Valori secondo le omologazioni di prodotto
Peso proprio (per la determinazione dei carichi)	γ	5,50 kN/m ³	(4,20 ¹ ÷ 5,5) ÷ 6,00 ² kN/m ³
Valore caratteristico della densità	ρ_k	400 kg/m ³	350 ³ ÷ 400 ⁴ kg/m ³
Valore medio della densità	ρ_{mean}	450 kg/m ³	450 kg/m ³

3.2.2 Valori nominali della piastra

Tabella 3-3 Valori di rigidezza dell'XLAM in casi di impiego come piastra

		Valori di calcolo proposti	Valori secondo le omologazioni di prodotto
Modulo elastico (Tensioni normali)	$E_{0,mean}$	11.000 N/mm ²	11.000 ÷ 12.000 N/mm ²
	$E_{0,05}$	9.160 N/mm ²	7.330 ÷ 9.160 ÷ 9.650 N/mm ²
Modulo elastico (trasversale)	$E_{90,mean}$	370 N/mm ²	370 N/mm ²
Modulo di taglio	$G_{0,mean}$	690 N/mm ²	600 ÷ 690 ÷ 720 N/mm ²
	$G_{0,05}$	570 N/mm ²	
Modulo di taglio trasversale	$G_{R,mean}$	50 N/mm ²	50 ÷ 60 N/mm ²

¹ ρ_{mean} in EN 338:2009.

² ÖNORM B 4010.

³ EN 338:2009. La densità è di regola indicata per il legno massiccio senza considerare gli effetti di omogeneizzazione del legno lamellare incollato.

⁴ Blaß und Uibel (2007)

Tabella 3-4 Valori di resistenza dell'XLAM in casi di impiego come piastra

		Valori di calcolo proposti f_d per $k_{mod} = 0,80$ e $\gamma_m = 1,25$	Valori secondo le omologazioni di prodotto
Resistenza a flessione ¹	$f_{m,d}$	15,30 N/mm ²	24,00 N/mm ²
Resistenza a trazione	$f_{t,0,d}$	9,00 N/mm ²	<u>14,00</u> ÷ 16,50 N/mm ²
Resistenza a compressione longitudinale	$f_{c,0,d}$	13,40 N/mm ²	<u>21,00</u> ÷ 24,00 N/mm ²
Resistenza a compressione trasversale ²	$f_{c,90,d}$	1,60 N/mm ²	<u>2,50</u> ÷ 2,70 N/mm ²
Resistenza a taglio	$f_{v,d}$	1,60 N/mm ²	2,00 ÷ <u>2,50</u> ÷ 2,70 N/mm ²
Resistenza a taglio trasversale ³	$f_{v,R,d}$	0,70 N/mm ²	0,70 ÷ <u>1,10</u> ÷ 1,50 N/mm ²
Resistenza a torsione	$f_{0,T,d}$	1,60 N/mm ²	2,50 N/mm ²

Per valori diversi di k_{mod} si veda la tabella 3-7. Per altri valori di γ_m si veda la tabella 3-9.

3.2.3 Valori nominali della lastra e della trave (pannello verticale)

I seguenti valori nominali valgono per le lastre e per le travi formate da lastre verticali di pannelli XLAM, nei quali gli strati sollecitati sono formati da tavole continue e giuntate longitudinalmente tramite giunti a pettine, come di regola è richiesto dalle omologazioni di riferimento.

Tabella 3-5 Valori di rigidezza per i pannelli XLAM usati come lastra

		Valori di calcolo proposti	Valori secondo le omologazioni di prodotto
Modulo elastico (tensioni normali)	$E_{0,mean}$	11.000 N/mm ²	<u>11.000</u> ÷ 12.000 N/mm ²
	$E_{0,05}$	9.160 N/mm ²	7.330 ÷ <u>9.160</u> ÷ 9.650 N/mm ²
Modulo di taglio	$G_{0,mean}$	690 N/mm ²	600 ÷ <u>690</u> ÷ 720 N/mm ²
	$G_{0,05}$	570 N/mm ²	

¹ Per pannelli XLAM giuntati tramite giunti a pettine a tutta sezione la resistenza a flessione deve essere ridotta del 25%.

² Il valore caratteristico della resistenza a compressione perpendicolarmente alla fibratura è definito per tutte le specie legnose nella EN 16351:2013, capitolo 5.1.5., come $f_{c,90,k} = 3$ N/mm², se non sono disponibili valori definiti sperimentalmente.

³ Attenzione: la forma e la lavorazione dei singoli strati di tavole può influenzare la resistenza a taglio rotatorio in modo importante. Perciò si rinvia per questo caso ai documenti delle omologazioni.

Per le tavole incollate sul lato stretto, o in mancanza del lato stretto con un rapporto larghezza:spessore della sezione delle singole tavole di almeno 4:1 è possibile, secondo la EN 16351:2013, capitolo 5.1.5, applicare un valore caratteristico della resistenza a taglio trasversale di 1,10 N/mm², altrimenti di 0,70 N/mm².

Tabella 3-6 Valori di resistenza per i pannelli XLAM usati come lastra

		Valori di calcolo proposti f_d per $k_{mod} = 0,80$ e $\gamma_m = 1,25$	Valori secondo le omologazioni di prodotto
Resistenza a flessione	$f_{m,d}$	15,3 N/mm ²	24,00 N/mm ²
Resistenza a trazione ¹	$f_{t,0,d}$	9,0 N/mm ²	<u>14,00</u> ÷ 16,50 N/mm ²
Resistenza a compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,d}$	13,4 N/mm ²	<u>21,00</u> ÷ 24,00 N/mm ²
Resistenza a compressione trasversale	$f_{c,90,d}$	1,6 N/mm ²	<u>2,50</u> ÷ 2,70 N/mm ²
Resistenza a taglio (Meccanismo 1)	$f_{V,S,d}$	3,2 N/mm ²	5,00 N/mm ²
Resistenza a torsione nelle superfici incollate (Meccanismo 2)	$f_{V,T,d}$	1,6 N/mm ²	2,50 N/mm ²
Resistenza a taglio (Meccanismo 3)	$f_{V,d}$	1,6 N/mm ²	2,00 ÷ <u>2,50</u> ÷ 2,70 N/mm ²
Resistenza a taglio trasversale ²	$f_{V,R,d}$	0,7 N/mm ²	0,70 ÷ <u>1,10</u> ÷ 1,50 N/mm ²

Per valori diversi di k_{mod} si veda la tabella 3-7. Per altri valori di γ_m si veda la tabella 3-9.

3.2.4 Fattori di correzione secondo la durata del carico

Tabella 3-7 Coefficienti dei valori di calcolo secondo la durata del carico per le classi di servizio 1 e 2

Durata del carico	KLED	permanente	lunga	media	corta	istantanea
	k_{mod}	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	Abbreviazione	G	NE	NA, NB, ND,NF,NG S1	NC, NH S2 W	(W)
Coefficiente	$\eta_{k_{mod}}$	0,75	0,88	1,00	1,13	1,38

3.2.5 Coefficiente di sistema

Tramite l'incollatura dell'insieme del pannello XLAM, le tavole di ogni singolo strato sono accoppiate fra loro. La trasmissione delle sollecitazioni avviene in ogni singolo strato su più lamelle contemporaneamente; ciò comporta l'aumento della resistenza dell'intero strato rispetto alla resistenza della singola lamella. Il valore della resistenza può quindi essere ampliato tramite il coefficiente di sistema k_{sys} ³. Per il caso limite di lamelle con larghezza elevata di 25 cm, si ottiene per elementi XLAM di lar-

¹ Per pannelli XLAM giuntati tramite giunti a pettine su tutta sezione la resistenza a flessione deve essere ridotta del 25%.

² Attenzione: la forma e la lavorazione dei singoli strati di tavole può influenzare la resistenza a taglio trasversale in modo importante. Perciò si rinvia per questo caso ai documenti delle omologazioni.

Per le tavole incollate sul lato stretto, o in mancanza del lato stretto con un rapporto larghezza:spessore della sezione delle singole tavole di almeno 4:1 è possibile, secondo la EN 16351:2013, capitolo 5.1.5, applicare un valore caratteristico della resistenza a taglio trasversale di 1,10 N/mm², altrimenti di 0,70 N/mm².

³ EN 1995-1-1, 6.6

ghezza di 1 m un valore $k_{sys} = 1,08$, mentre per larghezze a partire da 2 m si ottiene $k_{sys} = 1,20$. L'aumento della resistenza tramite il coefficiente di sistema k_{sys} è possibile soltanto in caso di sollecitazione parallela di più tavole, come per esempio in caso di sollecitazione flessionale o assiale, ma non quando una sola lamella è sollecitata, come per il caso del taglio trasversale.

Per elementi XLAM di larghezza molto ridotta si consiglia un valore di $k_{sys} = 0,90$.

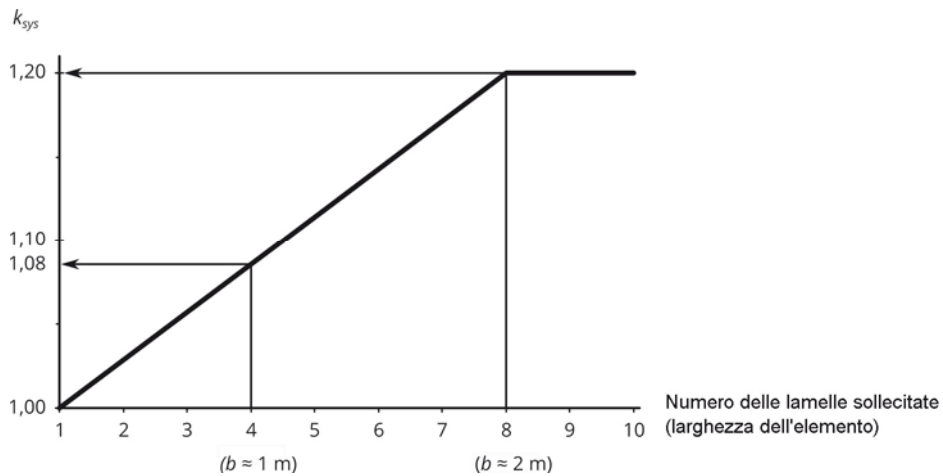


Figura 3-2: Relazione fra il numero di lamelle e il valore di k_{sys}

3.3 Coefficienti parziali per i carichi

I coefficienti per la determinazione dei valori di calcolo delle diverse categorie di carico sono riassunti nella tabella 3-8. I coefficienti parziali di sicurezza γ valgono per lo stato limite ultimo. I valori di k_{mod} , che si trovano sul lato della resistenza nell'equazione di verifica, corrispondono ai valori definiti per il legno compensato secondo la EN 1995-1-1:2009. I coefficienti di riduzione sono tratti dalle tabelle A.1.1 e A.2.2 della norma EN 1990:2003. La classe di durata del carico corrispondente (KLED) è stata ripresa dalla norma DIN 1052:2004.

Tabella 3-8 Categorie di carico e coefficienti corrispondenti

Gruppi	Categoria	Abbreviazione	γ_{sup}	γ_{inf}	durata	k_{mod} NKL 1, 2	ψ_0	ψ_1	ψ_2	
Carichi permanenti		G	1,35	1,00	perm.	0,60	-			
Carichi accidentali dell'edilizia	A: Ambienti ad uso residenziale	NA	1,50	0,00	medio	0,80	0,70	0,50	0,30	
	B: Uffici	NB			medio					
	C: Ambienti suscettibili di affollamento	NC			corto	0,90		0,70	0,60	
	D: Ambienti ad uso commerciale	ND			medio	0,80				
	E: Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	NE			lungo	0,70	1,00	0,90	0,80	
	F: Rimesse e parcheggi (leggeri)	NF			medio	0,80	0,70	0,70	0,60	
	G: Rimesse e parcheggi (pesanti)	NG			medio			0,50	0,30	
	H: Coperture	NH			medio	0,90	0,00	0,00	0,00	0,00
	Balconi, accessi, etc. .	N1			medio			0,70	0,50	0,30
Carichi neve dell'edilizia	sopra 1.000 m di altitudine	S1	1,50	0,00	medio	0,80	0,70	0,50	0,20	
	sotto 1.000 m di altitudine	S2			corto	0,90	0,50	0,20	0,00	
Carichi vento dell'edilizia		W	1,50	0,00	corto	0,90	0,60	0,20 ¹	0,00	

¹ La tabella è identica alla DIN 1055-100:2001, ad eccezione del valore per il carico vento $\psi_1 = 0,50$.

3.4 Coefficienti parziali di sicurezza per il materiale

I coefficienti parziali di sicurezza per il materiale possono essere definiti a livello nazionale e devono quindi essere riferiti ai diversi paesi. In tabella 3-9 sono indicati alcuni di questi valori, per alcune nazioni e a titoli puramente informativo.

Tabella 3-9 Coefficienti parziali di sicurezza per il materiale

Materiale, componente	γ_m
Legno massiccio	
EN 1995	1,30
AT, DE, GB	1,30
IT	1,50
Legno lamellare incollato	
EN 1995	1,25
AT, GB, FR, ES	1,25
DE	1,30
IT	1,45
XLAM	
EN 1995	-
AT, GB	1,25
DE, FR, ES	1,30
IT	1,50
Collegamenti	1,30

3.5 Coefficienti di deformazione

Le deformazioni a lungo termine dipendono dalla classe di servizio e possono essere determinate moltiplicando con il coefficiente di deformazione k_{def} - descritto in tabella 3-10 - i valori della deformazione iniziale elastica $w_{inst,qp}$, calcolata per il caso di carico determinante quasi permanente.

Tabella 3-10 Valori di k_{def} per il legno massiccio, per il legno lamellare incollato e per l'XLAM

Materiale	k_{def} per la classe di servizio		
	1	2	3
Legno massiccio	0,60	0,80	2,00
Legno lamellare incollato			
XLAM ¹	0,80	1,00	non ammesso

$$w_{creep} = k_{def} \cdot w_{inst,qp} \quad (3.3)$$

¹ Queste indicazioni si riferiscono ai dati pubblicati dalla TU di Graz, si veda Jöbstl und Schickhofer (2007).

In altri documenti si trovano i valori seguenti:

Materiale	k_{def} per la classe di servizio		
	1	2	3
Legno compensato secondo EN 1995-1-1:2009	0,80	1,00	2,50
XLAM secondo DIN 1052:2008	0,60	0,80	–
XLAM secondo TU Graz 3 fino a 7 strati	0,80	1,00	–
XLAM secondo TU Graz con oltre 7 strati	0,85	1,10	–

4 Valori sezionali

Il calcolo dei valori sezionali per l'esecuzione delle verifiche agli stati limite è l'oggetto di questo capitolo.

Qualora sia possibile assumere un comportamento strutturale unidirezionale, gli elementi XLAM possono essere trattati come elementi di trave inflessa. I valori sezionali sono riferiti in questo caso ad una larghezza unitaria (di regola uguale a 1 metro). Le verifiche allo stato limite ultimo possono essere eseguite sulla sezione netta, senza prendere in considerazione lo scorrimento a taglio all'interno della sezione. Le verifiche allo stato di servizio devono per principio considerare anche l'effetto delle forze di taglio e avvenire sulla base dei valori sezionali effettivi (per esempio applicando il metodo Gamma).

Nel caso in cui non sia possibile ammettere il comportamento unidirezionale - come in caso di appoggi puntuali, aperture, carichi irregolari e altro - occorre prendere in considerazione l'effetto portante bidirezionale nel piano del pannello XLAM. A questo scopo sono trattati i due modelli abituali della piastra bidirezionale anisotropa o della griglia di travi inflesse.

Da ultimo saranno discussi i valori sezionali per i pannelli XLAM con funzione di lastra.

In generale si ammette che per il modulo elastico della singole lamelle, nella direzione perpendicolare alla fibratura, vale $E_{90} = 0$.

4.1 Trave - Valori sezionali netti

La determinazione dei valori sezionali per la direzione principale 0 è trattata in questo capitolo. Se e dove necessario, i valori sezionali per la direzione debole del pannello XLAM - indicata con 90 - possono essere determinati in modo analogo; in questo caso gli strati esterni sono trascurati.

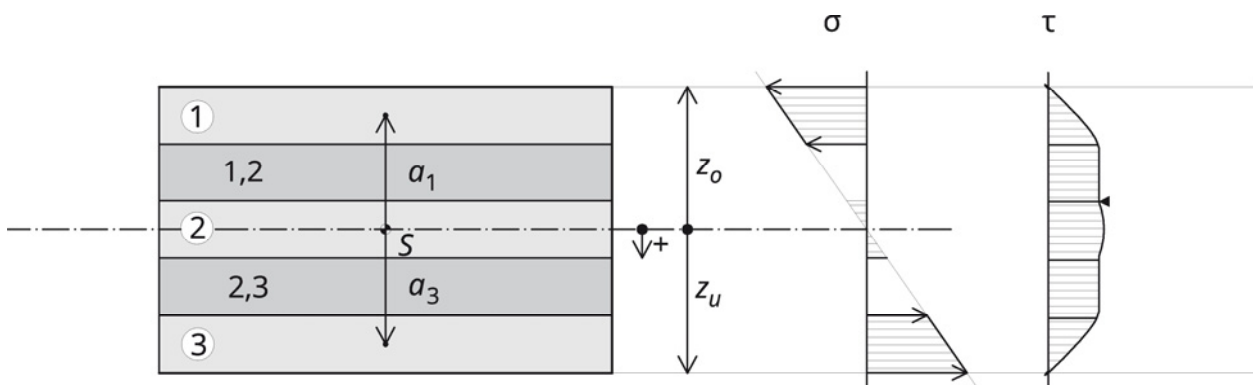


Figura 4-1: Sezione simmetrica: Definizione degli strati e delle dimensioni

4.1.1 Baricentro sezionale

Per il dimensionamento a freddo e per stratigrafie simmetriche il baricentro sezionale può essere definito dall'asse di simmetria. Nel caso di stratigrafie non simmetriche, come possono manifestarsi per esempio in caso di classi di resistenza diverse dei singoli strati, o in caso di strati aggiuntivi di materiali a base di legno, o in caso di riduzioni locali della sezione, o ancora per la situazione di incendio, il baricentro sezionale deve essere determinato nel modo seguente (in Figura 4-2):

1. Per sezioni con strati con modulo elastico diverso fra loro: definire un modulo elastico E_c di riferimento.
2. Definire la posizione del baricentro o_i di ogni strato a partire dal bordo superiore dell'elemento.
3. Calcolare il baricentro sezionale:

$$z_s = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot b_i \cdot d_i \cdot o_i}{\sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i} \tag{4.1}$$

4. Determinare la distanza a_i del baricentro di ogni singolo strato dal baricentro sezionale S :

$$a_i = o_i - z_s \tag{4.2}$$

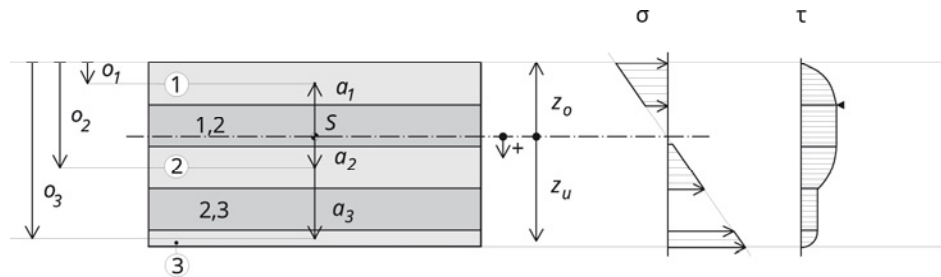


Figura 4-2: Sezione non simmetrica: Descrizione delle dimensioni della sezione e principio della distribuzione delle tensioni

n Numero degli strati longitudinali

4.1.2 Area

$$A_{0,net} = \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \tag{4.3}$$

..... Area (netta)

4.1.3 Momento resistente

$$W_{0,net} = \frac{I_{0,net}}{\max\{|z_o|; |z_u|\}} \tag{4.4}$$

..... Momento resistente (netto)

Con il momento d'inerzia netto

$$I_{0,net} = \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot \frac{b \cdot d_i^3}{12} + \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot a_i^2 \tag{4.5}$$

$z_o = z_s$ Distanza del bordo superiore dal baricentro sezionale

$z_u = d - |z_s|$ Distanza del bordo inferiore dal baricentro sezionale

Per la distribuzione delle tensioni vale:

$$\sigma_{m,d} = \frac{E_i}{E_c} \cdot \frac{M_{y,d}}{W_{0,net}} \quad (4.6)$$

4.1.4 Momento statico

La resistenza a taglio è definita in generale dalla resistenza a taglio trasversale degli strati trasversali.

Il momento statico corrispondente vale

$$S_{R,0,net} = \sum_{i=1}^{m_L} \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot a_i \quad \text{..... Momento statico (taglio trasversale)} \quad (4.7)$$

m_L Indice dello strato più vicino al baricentro sezionale - riferito al bordo superiore.

Per ragioni di equilibrio la tensione di taglio è costante nello strato trasversale, come si può vedere in Figura Figura 4-2.

Nota: In caso di pannelli con stratificazione particolare o con classi di resistenza differenti fra loro, è possibile che la resistenza a taglio sia determinata dallo strato longitudinale più vicino al baricentro sezionale, e non dalla resistenza a taglio trasversale dello strato trasversale ad esso più vicino. Il momento statico ad esso riferito deve essere determinato nel modo seguente.

Se il baricentro sezionale si trova nello strato in questione:

$$S_{0,net} = \sum_{i=1}^{k_L} \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot a_i + b \cdot \frac{\left(\frac{d_k}{2} - a_k\right)^2}{2} \quad \text{.... Momento statico (taglio)} \quad (4.8)$$

a_k Distanza dal baricentro sezionale del baricentro dello strato considerato

d_k Spessore dello strato considerato

Se il baricentro sezionale non si trova nello strato in questione:

$$S_{0,net} = \sum_{i=1}^{k_L} \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot a_i \quad \text{..... Momento statico (taglio)} \quad (4.9)$$

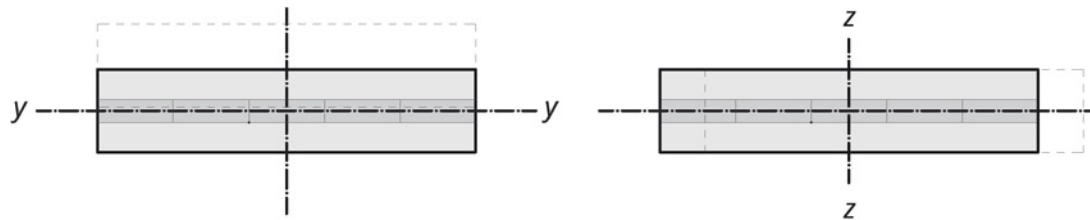
k_L Indice dello strato longitudinale più vicino al baricentro sezionale - riferito al bordo superiore.

4.1.5 Raggio d'inerzia

In caso di rischio di sbandamento è necessario considerare lo scorrimento a taglio. Ciò può avvenire tramite il valore effettivo l_{ef} secondo il capitolo 4.2 (metodo Gamma). Come lunghezza di riferimento l_{ref} può essere ammessa la lunghezza di libera inflessione l_{ki} .

$$i_{y,ef} = \sqrt{\frac{I_{0,ef}}{A_{0,net}}} \dots\dots\dots \text{Raggio d'inerzia effettivo} \quad (4.10)$$

Lo sbandamento attorno all'asse z deve essere considerato solo in caso di pareti molto sottili, di regola nel caso in cui $h \leq 3,50 \cdot i_{y,ef}$.



4.1.6 Resistenza torsionale

La resistenza torsionale dell'XLAM dipende dalla stratigrafia del pannello ed è stata trattata da Silly (2010).

Il **momento resistente torsionale** della sezione omogenea e rettangolare vale

$$W_T = \frac{c_1}{c_2} \cdot \frac{d^2 h}{3} \quad (4.11)$$

con i coefficienti

$$c_1 = 1 - 0,63 \cdot \frac{d}{h} + 0,052 \cdot \left(\frac{d}{h}\right)^5 \quad (4.12)$$

$$c_2 = 1 - \frac{0,65 \cdot \left(\frac{d}{h}\right)^3}{1 + \left(\frac{d}{h}\right)^3} \quad (4.13)$$

Nel caso di pannelli XLAM con funzione di trave inflessa e sottoposti a rischio di svergolamento **l'inerzia torsionale** può essere approssimativamente descritta partendo dalla sezione omogenea, con le riduzioni della rigidezza torsionale (Drill) proposte da Silly (2010).

$$I_{T,CLT} \approx 0,65 \cdot I_T = 0,65 \cdot c_1 \frac{d^3 \cdot h}{3} \quad (4.14)$$

$$c_1 = 1 - 0,63 \cdot \frac{d}{h} + 0,052 \cdot \left(\frac{d}{h}\right)^5 \quad (4.15)$$

4.1.7 Momento d'inerzia polare delle superfici incollate

Per il dimensionamento a taglio della lastra (sollecitazione a taglio nel piano del pannello) devono essere considerati diversi meccanismi di rottura, come indicato nel capitolo 5.8. Un valore di riferimento è il momento d'inerzia polare della superficie incollata.

Il metodo Gamma secondo l'Eurocodice 5

Le formule di riferimento del metodo Gamma dell'Eurocodice 5¹ sono descritte in modo da poter essere applicate per i casi di due oppure tre strati trasversali. Idealmente in entrambi i casi il secondo strato longitudinale è definito a partire dall'alto, come indicato in Figura Figura 4-3 con il margine evidenziato. Gli strati adiacenti sono collegati in modo cedevole a questo e la corrispondente componente secondo Steiner è ridotta con un valore Gamma in funzione della luce di riferimento. Le formule di riferimento mostrano per una sezione con due strati trasversali dei risultati parziali non simmetrici.

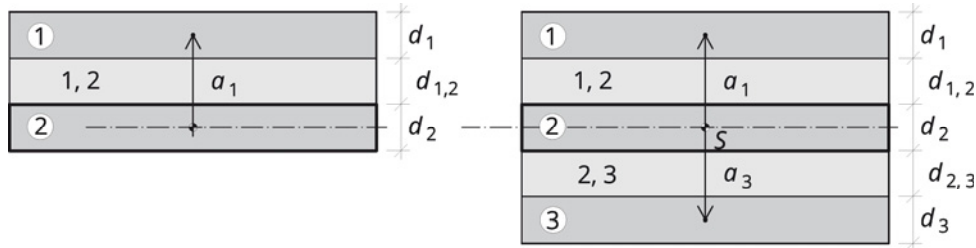


Figura 4-3: Distanze secondo il metodo Gamma secondo Eurocodice 5

$$Y_1 = \frac{1}{\left(1 + \frac{\pi^2 \cdot E_1 \cdot A_1}{\ell_{ref}^2} \cdot \frac{d_{1,2}}{b \cdot G_{R,12}}\right)} \left[\frac{1}{m} \right] \quad (4.20)$$

$$Y_2 = 1,0 \left[\frac{1}{m} \right]$$

$$Y_3 = \frac{1}{\left(1 + \frac{\pi^2 \cdot E_3 \cdot A_3}{\ell_{ref}^2} \cdot \frac{d_{2,3}}{b \cdot G_{R,23}}\right)} \left[\frac{1}{m} \right] \quad (4.21)$$

$$a_2 = \frac{Y_1 \cdot \frac{E_1}{E_c} \cdot b \cdot d_1 \cdot \left(\frac{d_1}{2} + d_{1,2} + \frac{d_2}{2}\right) - Y_3 \cdot \frac{E_3}{E_c} \cdot b \cdot d_3 \cdot \left(\frac{d_2}{2} + d_{2,3} + \frac{d_3}{2}\right)}{\sum_{i=1}^3 Y_i \cdot \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i} \quad (4.22)$$

$$a_1 = \left(\frac{d_1}{2} + d_{1,2} + \frac{d_2}{2}\right) - a_2 \quad (4.23)$$

$$a_3 = \left(\frac{d_2}{2} + d_{2,3} + \frac{d_3}{2}\right) + a_2 \quad (4.24)$$

$$I_{0,ef} = \frac{\sum_{i=1}^3 \frac{E_i}{E_c} \cdot \frac{b \cdot d_i^3}{12} + \sum_{i=1}^3 Y_i \cdot \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot a_i^2}{\quad} \quad (4.25)$$

¹ EN 1995-1-1, Appendice B.

Ipotesi delle lunghezze di riferimento:Trave semplice: $l_{ref} = l$ Trave continua: $l_{ref} = \frac{4}{5} l_{min} = 0,8 \cdot l_{min}$ Trave a sbalzo: $l_{ref} = 2 \cdot l$ Asta compressa: $l_{ref} = l_{ki}$ **Il metodo Gamma modificato**

Per sezioni con più di 3 strati longitudinali, cioè con stratigrafie a sette o nove strati, occorre applicare il metodo Gamma ampliato, come indicato nell'appendice A.1.

In alternativa a ciò è possibile considerare le deformazioni a taglio tramite un modello di trave a più strati cedevoli fra loro secondo Timoshenko, come indicato nell'appendice A.2.

4.3 Effetto di piastra bidimensionale

Come già indicato, quando le condizioni corrispondenti alla flessione monoassiale non sono rispettate, occorre considerare l'effetto bidimensionale della piastra come elemento strutturale. Di seguito sono descritti alcuni modelli di calcolo adatti a questo scopo e provvisti dei valori di rigidità da considerare per poter definire i valori degli sforzi interni per questo tipo di piastra. Poiché la determinazione delle tensioni sulla base della stratigrafia non è considerata in questi modelli, è consigliabile effettuare le verifiche allo stato limite ultimo al livello degli sforzi interni.

4.3.1 Piastra ortotropa con spessori effettivi

I momenti d'inerzia effettivi determinati nelle due direzioni $I_{y,ef} = I_{0,ef}$ e $I_{x,ef} = I_{90,ef}$ permettono di definire tramite calcolo $d_{y,ef}$ e $d_{x,ef}$.

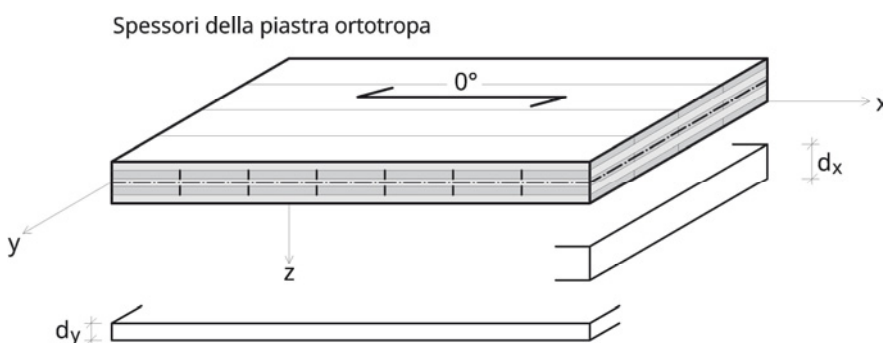


Figura 4-4: Spessori sostitutivi per la piastra ortotropa

$$d_{y,ef} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_{0,ef}}{100}} \quad (4.26)$$

$$d_{x,ef} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_{90,ef}}{100}} \quad (4.27)$$

$I_{0,ef} = I_{y,ef}$ Momento d'inerzia su un asse trasversale alla direzione principale [cm⁴]

$I_{90,ef} = I_{x,ef}$ Momento d'inerzia su un asse trasversale alla direzione secondaria [cm⁴]

La rigidezza torsionale della piastra (Drill) è calcolata nella maggior parte dei programmi di calcolo nel modo seguente:

$$K_{x,y} = \frac{\sqrt{EI_{0,ef} \cdot EI_{90,ef}}}{2} \quad (4.28)$$

In questo modo si sopravvaluta questa rigidezza torsionale della piastra. Sulla base di considerazioni scientifiche si consiglia di ridurre questo valore al 50% per pannelli a tre strati e al 25% per pannelli a 5 strati.

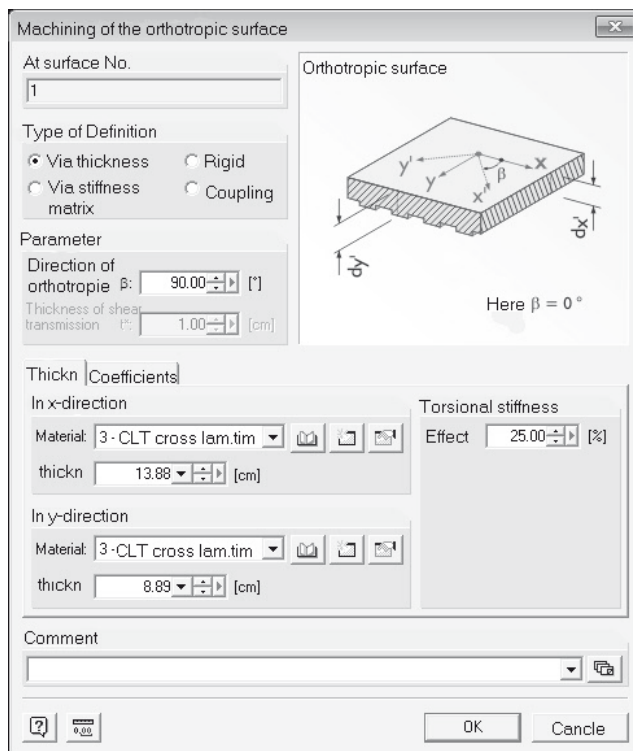


Figura 4-5: Maschera originale di calcolo di un programma per la rigidezza torsionale (Drill)¹

¹ Programma RFEM, Dlubal GmbH.

4.3.2 Piastra ortotropa con l'indicazione diretta delle rigidzze

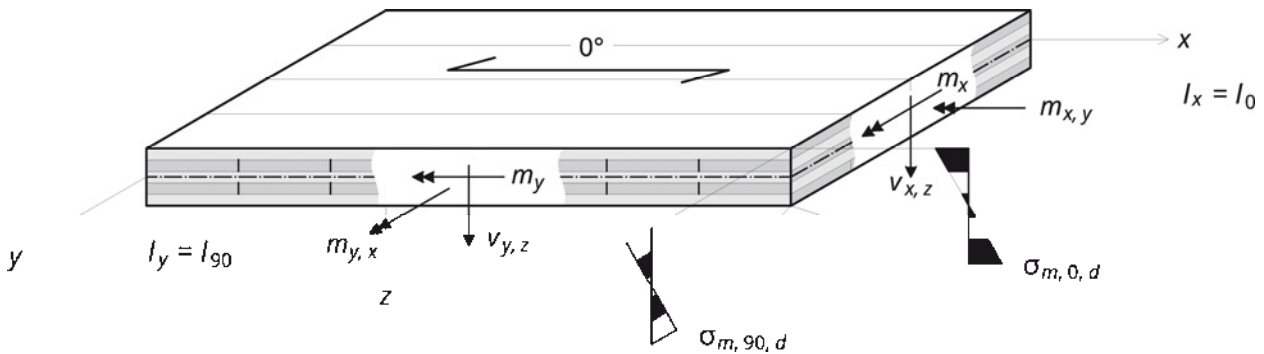


Figura 4-6: Definizione degli assi, degli sforzi interni e delle tensioni

Sulle basi della trave di Timoshenko e del relativo coefficiente di correzione secondo l'appendice A.2 possono essere definiti, in modo indipendente dal sistema statico, i valori della rigidzza per la piastra con scorrimento a taglio e i relativi valori di rigidzza nelle due direzioni del piano (secondo Reissner-Mindlin).

I singoli valori della rigidzza sono:

$$K_x = D_{1,1} = \frac{E_{0,mean} \cdot I_{0,net}}{(1 - \nu_{x,y} \cdot \nu_{y,x})} \dots\dots\dots \text{Rigidzza flessionale in direzione x- [kNm}^2\text{/m]}$$

Di regola vale $K_x = D_{1,1} = E_{0,mean} \cdot I_{0,ef}$.

$$K_y = D_{2,2} = \frac{E_{0,mean} \cdot I_{90,net}}{(1 - \nu_{x,y} \cdot \nu_{y,x})} \dots\dots\dots \text{Rigidzza flessionale in direzione y [kNm}^2\text{/m]. Di regola}$$

vale $K_y = D_{2,2} = E_{0,mean} \cdot I_{90,ef}$.

$$K_v = D_{1,2} = D_{2,1} = \sqrt{\nu_{x,y} \cdot \nu_{y,x} \cdot K_x \cdot K_y} \dots\dots\dots \text{Effetto sui momenti flettenti dell'allungamento trasversa-}$$

le [kNm²/m]. Di regola vale $K_v = D_{1,2} = D_{2,1} = 0$

$\nu_{x,y}, \nu_{y,x} \dots\dots\dots$ Coefficienti di allungamento trasversale del legno.

Di regola si ammette $\nu_{x,y} = \nu_{y,x} = 0$.

$$K_{x,y} = D_{3,3} = \kappa_{drill} \cdot G_{0,mean} \cdot \frac{b \cdot d^3}{12} \dots\dots\dots \text{Rigidzza torsionale (Drill) [kNm}^2\text{/m]}$$

$\kappa_{drill} \approx 0,65 \dots\dots\dots$ Coefficiente di riduzione della rigidzza torsionale (Drill)¹

$$S_x = D_{4,4} = \frac{1}{\kappa_{0,z}} \cdot G_{0,mean} \cdot A_{0,net} \dots\dots\dots \text{Rigidzza a taglio per sollecitazione } \nu_{x,z} \text{ [kN/m]}$$

$$S_y = D_{5,5} = \frac{1}{\kappa_{90,z}} \cdot G_{0,mean} \cdot A_{90,net} \dots\dots\dots \text{Rigidzza a taglio per sollecitazione } \nu_{y,z} \text{ [kN/m]}$$

$\kappa_{0,z} \dots\dots\dots$ Coefficiente di correzione a taglio secondo A.2. per la direzione degli strati e-
sterni

$\kappa_{90,z} \dots\dots\dots$ Coefficiente di correzione a taglio secondo A.2. per la direzione perpendicolare
agli strati esterni

¹ Silly (2010). Senza fessure si ammette inizialmente un valore di 0,80. Considerando le fessure si consiglia un valore di 0,65.

La matrice di rigidezza vale quindi:

$$C_{piastra} = \begin{bmatrix} D_{1,1} & D_{1,2} & 0 & 0 & 0 \\ D_{2,1} & D_{2,2} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & D_{3,3} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & D_{4,4} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & D_{5,5} \end{bmatrix} \quad (4.29)$$

e la relazione fra forze e spostamenti vale:

$$\begin{Bmatrix} m_x \\ m_y \\ m_{xy} \\ v_x \\ v_y \end{Bmatrix} = C_{piastra} \cdot \begin{Bmatrix} \frac{\partial \phi_y}{\partial x} \\ -\frac{\partial \phi_x}{\partial y} \\ \frac{\partial \phi_y}{\partial y} - \frac{\partial \phi_x}{\partial x} \\ \frac{\partial u_z}{\partial x} + \phi_y \\ \frac{\partial u_z}{\partial y} - \phi_x \end{Bmatrix} \quad (4.30)$$

Un esempio originale della schermata di introduzione dei valori di rigidezza è indicato in Figura 4-7.

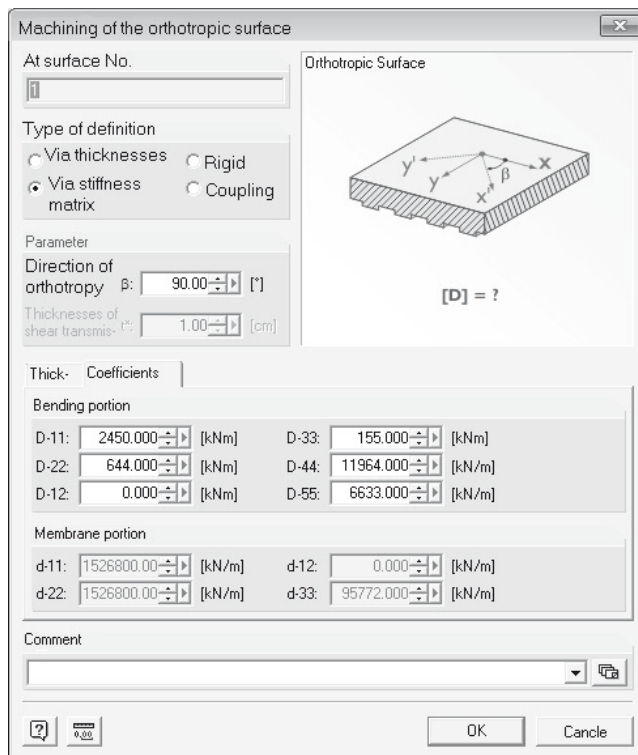


Figura 4-7: Scheda di introduzione dei valori della matrice di rigidezza. (Software RFEM, Dlubal GmbH)

4.3.3 Piastre ortotrope - Procedura di verifica

Come descritto nel capitolo 4.3, è consigliabile eseguire le verifiche allo stato limite ultimo delle piastre al livello degli sforzi interni. La definizione degli sforzi interni è indicata in figura Figura 4-6.

Sollecitazioni nelle sezioni perpendicolari agli starti esterni

(Direzione portante principale)

Momenti flettenti

$$m_{x,S,d} \leq m_{x,R,d} \quad (4.31)$$

$m_{x,S,d}$ Valore di calcolo delle azioni (momento per unità di larghezza) [kNm/m]

$m_{x,R,d}$ Valore di calcolo della resistenza (per una striscia larga un metro) [kNm/m]

$$m_{x,R,d} = W_{0,net} \cdot f_{m,d}$$

Forze di taglio

$$v_{x,z,S,d} \leq v_{x,z,R,d} \quad (4.32)$$

$v_{x,z,S,d}$ Valore di calcolo delle azioni (forza di taglio per unità di larghezza) [kN/m]

$v_{x,z,R,d}$ Valore di calcolo della resistenza (per una striscia larga un metro) [kN/m]

$$v_{x,z,R,d} = \frac{I_{0,net} \cdot 1 \text{ m}}{S_{R,0,net}} \cdot f_{V,R,d}$$

Sollecitazioni nelle sezioni nella direzione degli starti esterni

(Direzione portante principale y)

Momenti flettenti

$$m_{y,S,d} \leq m_{y,R,d} \quad (4.33)$$

$m_{y,S,d}$ Valore di calcolo delle azioni (momento per unità di larghezza) [kNm/m]

$m_{y,R,d}$ Valore di calcolo della resistenza (per una striscia larga un metro) [kNm/m]

$$m_{y,R,d} = W_{90,net} \cdot f_{m,d}$$

Forze di taglio

$$v_{y,z,S,d} \leq v_{y,z,R,d} \quad (4.34)$$

$v_{y,z,S,d}$ Valore di calcolo delle azioni (forza di taglio per unità di larghezza) [kN/m]

$v_{y,z,R,d}$ Valore di calcolo della resistenza (per una striscia larga un metro) [kN/m]

$$v_{y,z,R,d} = \frac{I_{90,net} \cdot 1 \text{ m}}{S_{R,90,net}} \cdot f_{V,R,d}$$

Sollecitazione a torsione

$$m_{x,y,S,d} \leq m_{x,y,R,d} \quad (4.35)$$

$m_{x,y,S,d}$ Valore di calcolo delle azioni (momento per unità di larghezza) [kNm/m]

$m_{x,y,R,d}$ Valore di calcolo della resistenza torsionale (per una striscia larga un metro)
[kNm/m]

$$m_{x,y,R,d} = W_{T,net} \cdot f_{V,d}$$

4.3.4 Modello a griglia di travi inflesse

In questo caso la piastra XLAM è trasformata in una griglia di travi inflesse. In base alle indicazioni contenute nelle omologazioni, che spesso considerano come elemento strutturale di riferimento la trave inflessa, può essere consigliabile scegliere un griglia delle medesime dimensione della trave di riferimento (di regola 40 o 80 cm). Il grigliato di travi deve essere definito in modo da avere lungo il bordo esterno gli appoggi a una distanza corrispondente alla metà della distanza b di riferimento della griglia. Solo in questo modo la rigidezza della trave di bordo risulterà corretta.

L'effetto della rigidezza torsionale, piuttosto ridotta, dell'XLAM è spesso completamente trascurato nel caso di questo modello. Da ciò deriva una deformazione leggermente maggiore e l'assenza di forze di sollevamento negli angoli, che sono notoriamente tipiche della piastre con elevata rigidezza torsionale (drill).

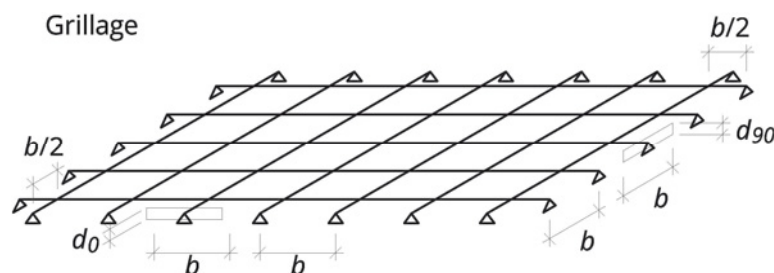


Figura 4-8: Modello a griglia di travi

La deformabilità a taglio della piastra è di regola considerata tramite le rigidezze effettive, calcolate per esempio secondo il metodo Gamma. La definizione delle lunghezze di riferimento avviene secondo le indicazioni riportate più sopra e limitate ai sistemi più semplici. Per sistemi continui o con elementi a sbalzo si possono ammettere, come prima approssimazione, i valori più ridotti delle lunghezze di riferimento indicate.

$$d_{0,ef} = \frac{l_{brutto}}{l_{0,ef}} \text{ per travi parallele allo strato esterno}$$

$$d_{90,ef} = \frac{l_{brutto}}{l_{90,ef}} \text{ per travi perpendicolari allo strato esterno}$$

Nota: la definizione delle sezioni delle travi che formano la griglia tramite lo spessore effettivo della piastra inducono a sottovalutare il peso proprio dell'elemento considerato. Il peso proprio deve quindi essere definito e introdotto nel sistema di calcolo come sovrappeso.

In alternativa agli elementi di trave rigidi a taglio, le travi della griglia possono essere definite anche nelle loro caratteristiche di rigidezza a taglio. In questo caso è pure possibile definire un coefficiente di correzione indipendente dai vincoli di appoggio, come per esempio indicato nell'appendice A.2.

Il risultato del calcolo sulla base del modello della griglia di travi inflesse è dato dagli sforzi interni nelle strisce di piastra. Le verifiche allo stato limite ultimo devono essere eseguite con i valori sezionali netti secondo il capitolo 4, assumendo il valore b della larghezza delle singole strisce.

4.4 Lastre

4.4.1 Rigidezza a taglio

Secondo Silly (2010) la rigidezza a taglio di una lastra di XLAM deve essere ridotta rispetto ad un elemento omogeneo.

$$G_{S,mean} = \frac{1}{1 + 6 \cdot \alpha_{FE} \cdot \left(\frac{d_{mean}}{a}\right)^2} \cdot G_{0,mean} \approx 0,75 \cdot G_{0,mean} \quad (4.36)$$

$$\alpha_{FE} = 0,32 \cdot \left(\frac{d_{mean}}{a}\right)^{-0,77} \quad (4.37)$$

d_{mean} Spessore medio delle tavole del pannello considerato

a Larghezza delle tavole ammessa per il calcolo (di regola 150 mm)

La rigidezza a taglio della trave si ottiene con:

$$G \cdot A_S = G_{S,mean} \cdot A_{brutto} \quad (4.38)$$

4.4.2 Lastra quale elemento ortotropo

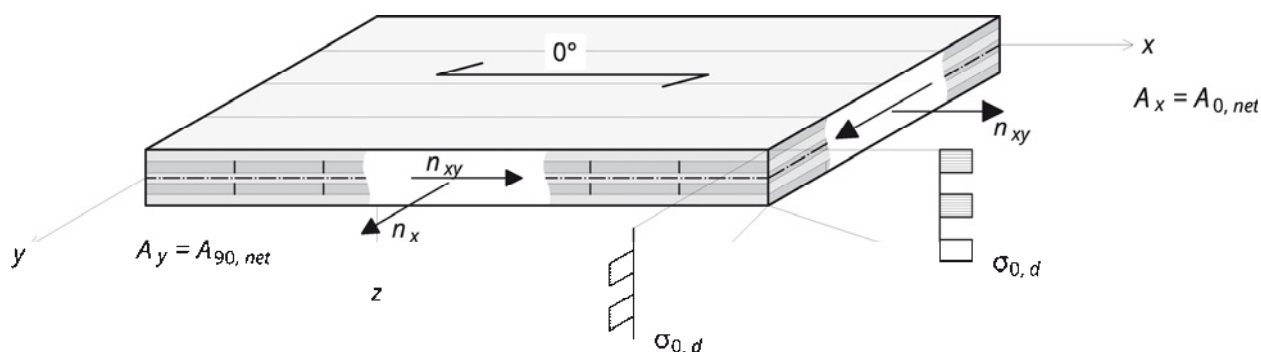


Figura 4-9: Definizioni e sforzi interni per l'elemento di lastra ortotropo

Anche per il calcolo delle lastre in XLAM possono essere utilizzati elementi finiti ortotropi e anche la lastra può essere definita tramite una matrice di rigidezza. I singoli valori della matrice di rigidezza sono:

$D_x = d_{1,1} = E_{0,mean} \cdot A_{0,net}$ Rigidezza all'allungamento nella direzione x

$D_{x,y} = d_{1,2} = \nu \cdot D_x$ Effetto dell'allungamento trasversale

Di regola $D_{x,y} = d_{1,2} = 0$.

$D_y = d_{2,2} = E_{0,mean} \cdot A_{90,net}$ Rigidezza all'allungamento nella direzione y

$D_s = d_{3,3} = G_{S,mean} \cdot A_{brutto} \approx 0,75 \cdot G_{0,mean} \cdot A_{brutto}$

Rigidezza a taglio secondo 4.4.1.

La matrice di rigidezza della lastra è quindi

$$C_{Scheibe} = \begin{bmatrix} d_{1,1} & d_{1,2} & 0 \\ d_{2,1} & d_{2,2} & 0 \\ 0 & 0 & d_{3,3} \end{bmatrix} \quad (4.39)$$

E la relazione fra forze e deformazioni vale

$$\begin{Bmatrix} n_x \\ n_y \\ n_{xy} \end{Bmatrix} = C_{Scheibe} \cdot \begin{Bmatrix} \frac{\partial u_x}{\partial x} \\ \frac{\partial u_y}{\partial y} \\ \frac{\partial u_x}{\partial y} - \frac{\partial u_y}{\partial x} \end{Bmatrix} \quad (4.40)$$

Un esempio originale della schermata di introduzione dei valori di rigidezza è indicato in Figura 4-10.

Machining of the orthotropic surface

At surface No.

Orthotropic surface

Via thicknesses Rigid
 Via stiffness matrix Coupling

Parameter

Direction of orthotropy β : [°]
 Thickness of shear trans- t^* : [cm]

Thick- Coefficients

Bending portion

D-11: <input type="text" value="58.667"/> [kNm]	D-33: <input type="text" value="171.865"/> [kNm]
D-22: <input type="text" value="2013.920"/> [kNm]	D-44: <input type="text" value="23000.000"/> [kN/m]
D-12: <input type="text" value="0.000"/> [kNm]	D-55: <input type="text" value="74750.000"/> [kN/m]

Membrane portion

d-11: <input type="text" value="990000.000"/> [kN/m]	d-12: <input type="text" value="0.000"/> [kN/m]
d-22: <input type="text" value="440000.000"/> [kN/m]	d-33: <input type="text" value="82800.000"/> [kN/m]

Comment

Figura 4-10 Scheda di introduzione dei valori della matrice di rigidezza della lastra (Software RFEM, Dlubal GmbH)

4.4.3 Lastre quali elementi ortotropi - Procedure di verifica

Come descritto nel capitolo 4.3, è consigliabile eseguire le verifiche allo stato limite ultimo delle piastre al livello degli sforzi interni. La definizione degli sforzi interni è indicata in figura Figura 4-9.

Forze assiali negli strati perpendicolari allo strato di bordo (direzione portante principale x)

$$n_{x,S,d} \leq n_{x,R,d} \quad (4.41)$$

$n_{x,S,d}$ Valore di calcolo delle azioni (forza per unità di larghezza) [kN/m]

$n_{x,R,d}$ Valore di calcolo della resistenza (per una striscia larga un metro) [kN/m]

in caso di trazione: $n_{x,R,d} = A_{0,net} \cdot f_{t,0,d}$

in caso di compressione: $n_{x,R,d} = A_{0,net} \cdot f_{c,0,d}$

Forze assiali negli strati perpendicolari allo strato di bordo (direzione portante secondaria y)

$$n_{y,S,d} \leq n_{y,R,d} \quad (4.42)$$

$n_{y,S,d}$ Valore di calcolo delle azioni (forza per unità di larghezza) [kN/m]

$n_{y,R,d}$ Valore di calcolo della resistenza (per una striscia larga un metro) [kN/m]

in caso di trazione: $n_{y,R,d} = A_{90,net} \cdot f_{t,0,d}$

in caso di compressione: $n_{y,R,d} = A_{90,net} \cdot f_{c,0,d}$

Forze di taglio

$$n_{x,y,S,d} \leq n_{x,y,R,d} \quad (4.43)$$

$n_{x,y,R,d}$ Valore di calcolo della resistenza (per una striscia larga un metro) [kN/m]

Per le verifiche della lastra sollecitata a taglio si veda il capitolo 5.8.

5 Valori limite della resistenza

5.1 Situazioni di calcolo

Allo stato limite ultimo della resistenza deve essere verificato che in ogni punto il valore di calcolo della sollecitazione sia più piccolo o uguale al valore di calcolo della resistenza corrispondente, come indicato nel capitolo 3.1 Concetto di dimensionamento. Oltre alla resistenza sezionale a livello di tensioni devono essere analizzate le possibili instabilità, quali lo sbandamento o lo svergolamento, come pure lo stato limite ultimo dei collegamenti.

Situazioni di dimensionamento

Caso raro:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} Y_G \cdot G_{k,j} \oplus Y_Q \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} Y_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (5.1)$$

Procedura di verifica

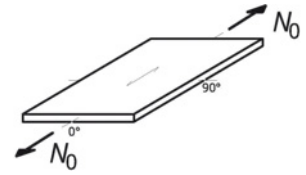
$$\begin{aligned} E_d &\leq R_d \\ E_d &\leq k_{mod} \cdot \frac{R_k}{\gamma_m} \end{aligned} \quad (5.2)$$

Tabella 5-1 Coefficienti di sicurezza per la verifica dello stato limite ultimo

Tipo di carico	sfavorevole, destabilizzante, (superiore)	favorevole, stabilizzante (inferiore)
Carichi permanenti (peso proprio, sovrappesi permanenti)	$Y_{G,sup} = 1,35$	$Y_{G,inf} = 1,00$
Azione variabile principale (carico accidentale, neve, vento)	$Y_{Q,sup} = 1,50$	$Y_{Q,inf} = 0,00$

5.2 Trazione nel piano del pannello

5.2.1 Trazione nella direzione dello strato esterno



$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d} \quad (5.3)$$

$$\frac{N_{0,d}}{A_{0,net}} \leq k_{mod} \cdot k_{sys} \cdot \frac{f_{t,0,k}}{Y_m}$$

k_{sys} Coefficiente di sistema secondo capitolo 3.2.5

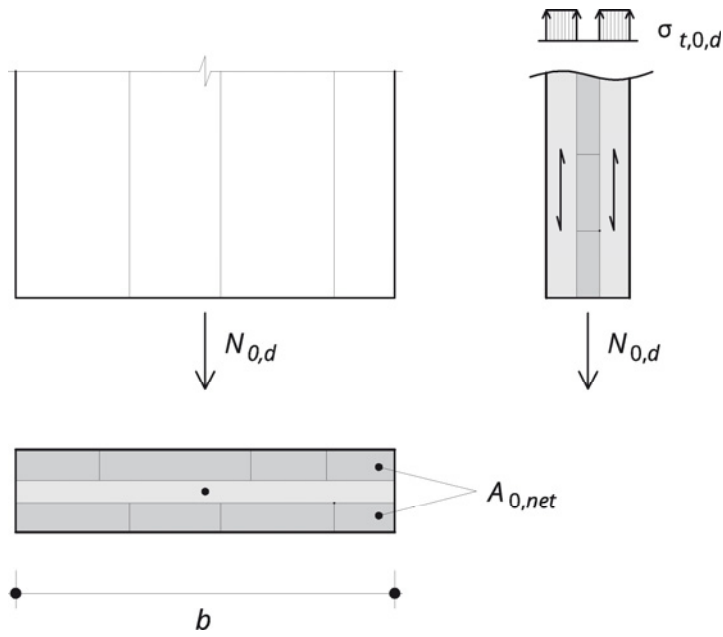


Figura 5-1: Trazione nella direzione dello strato esterno

Trazione nella direzione degli strati trasversali

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d}$$

$$\frac{N_{90,d}}{A_{90,net}} \leq k_{mod} \cdot k_{sys} \cdot \frac{f_{t,0,k}}{\gamma_m} \quad (5.4)$$

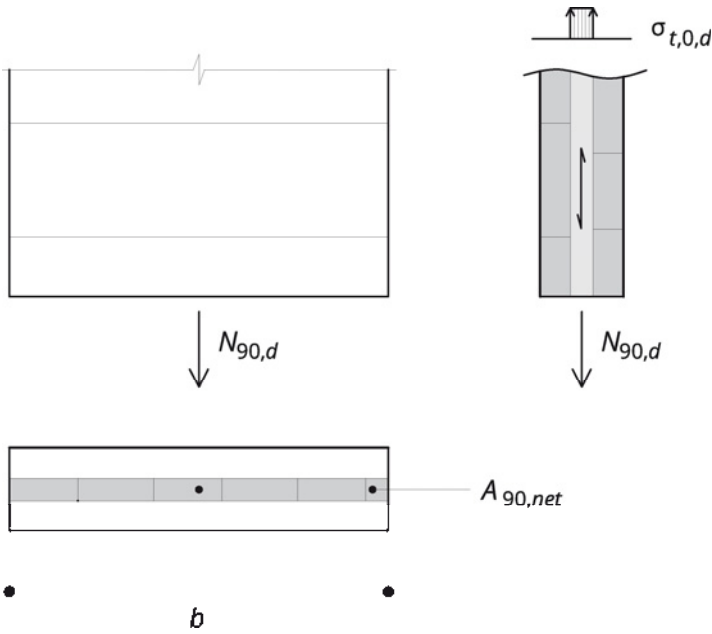
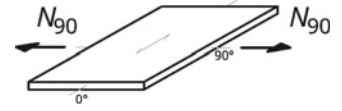
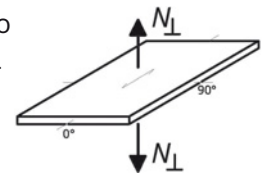


Figura 5-2: Trazione nella direzione degli strati trasversali

5.3 Trazione nella direzione trasversale

In caso di collegamenti con forze di trazione perpendicolari al piano del pannello deve essere considerata la resistenza ridotta alla trazione trasversale. Sono particolarmente adatti i collegamenti che introducono la forza attraverso l'elemento stesso e che la introducono sul lato opposto, a compressione.



In caso di forze ridotte sono adatte anche le viti a filetto continuo, che dovrebbero essere introdotte su tutto lo spessore del pannello, come indicato in figura Figura 5-3.

I collegamenti a trazione devono comunque essere analizzati nel dettaglio per il caso specifico.

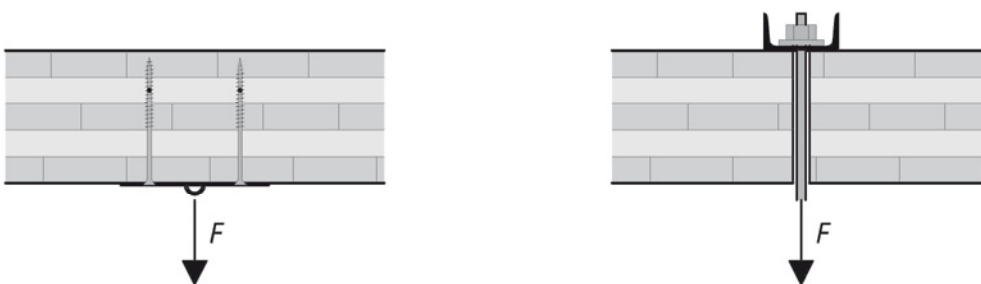


Figura 5-3: Proposta di collegamento per carichi sospesi

5.4 Compressione nella sezione di testa

La compressione sulla sezione di testa del pannello è introdotta negli strati paralleli alla forza. In caso di trasmissione di forze introdotte localmente devono essere considerati i possibili meccanismi di collasso dovuti a sforzi di taglio o a problemi di stabilità.

5.4.1 Compressione nella direzione degli strati esterni

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d} \quad (5.5)$$

$$\frac{N_{0,d}}{A_{0,net}} \leq k_{mod} \cdot \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_m}$$

$$A_{0,net} = b \cdot d_{0,net} \text{ Superficie di contatto}$$

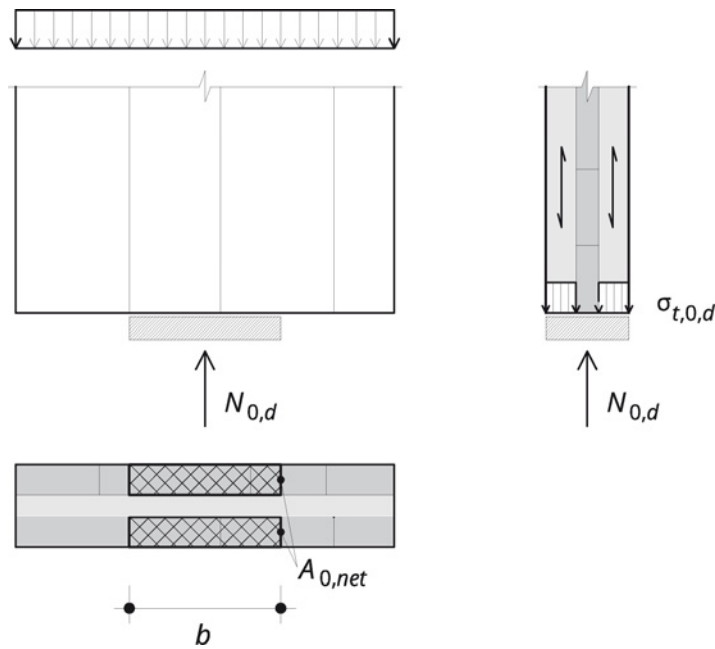
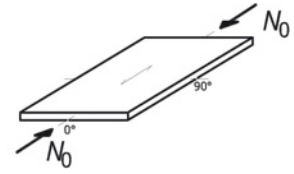
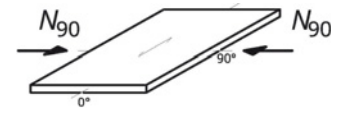


Figura 5-4: Compressione di testa con pressione degli strati verticali

Nota: La distribuzione della forza è descritta nel capitolo 11.6.

5.4.2 Compressione nella direzione degli strati trasversali



$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d} \quad (5.6)$$

$$\frac{N_{90,d}}{A_{90,net}} \leq k_{mod} \cdot \frac{f_{c,0,k}}{Y_M}$$

$A_{90,net} = b \cdot d_{90,net}$ Superficie di contatto

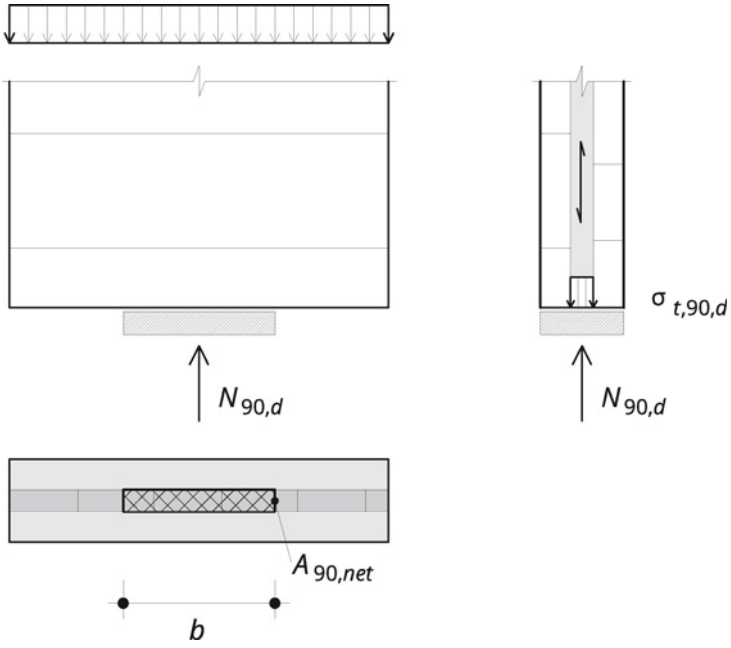


Figura 5-5: Compressione di testa con pressione degli strati verticali

5.4.3 Compressione trasversale al piano del pannello

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

$$\frac{N_{90,d}}{k_{c,90} \cdot A_{ef}} \leq k_{mod} \cdot \frac{f_{c,90,k}}{Y_M}$$

(5.7)

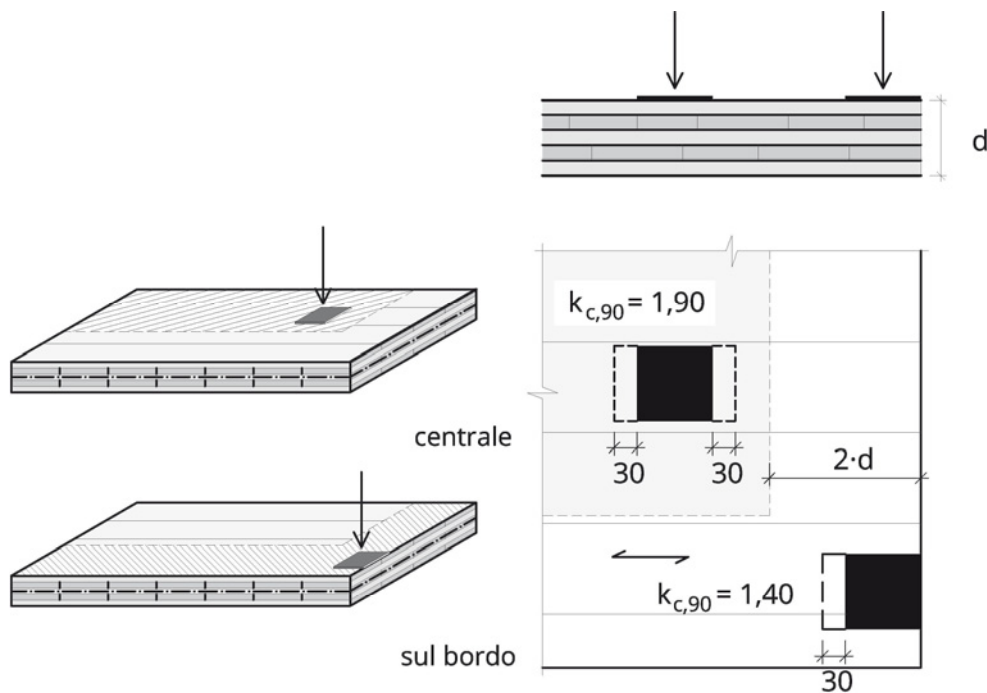
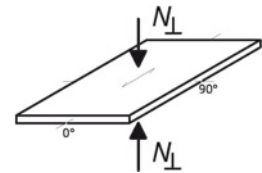


Figura 5-6: Zone di compressione della superficie del pannello con i relativi coefficienti e le superfici di riferimento.

A_{ef} Superficie efficace in caso di compressione sulla superficie del pannello
 Nella direzione della fibratura dello strato esterno la superficie di contatto può essere aumentata da entrambi i lati di 30 mm, se la superficie di legno corrispondente è presente (EN 1995-1-1, capitolo 6.1.5), come indicato in Figura 5-7.

$k_{c,90}$ Coefficiente secondo le condizioni effettive

Per l'introduzione di forze puntuali vale quanto in figura 5-6 e i relativi coefficienti secondo Bogensperger et al. (2011).

$k_{c,90} = 1,90$ per appoggi non vicini al bordo ($a \geq 2 \cdot d$)

$k_{c,90} = 1,40$ per appoggi vicini al bordo e agli angoli

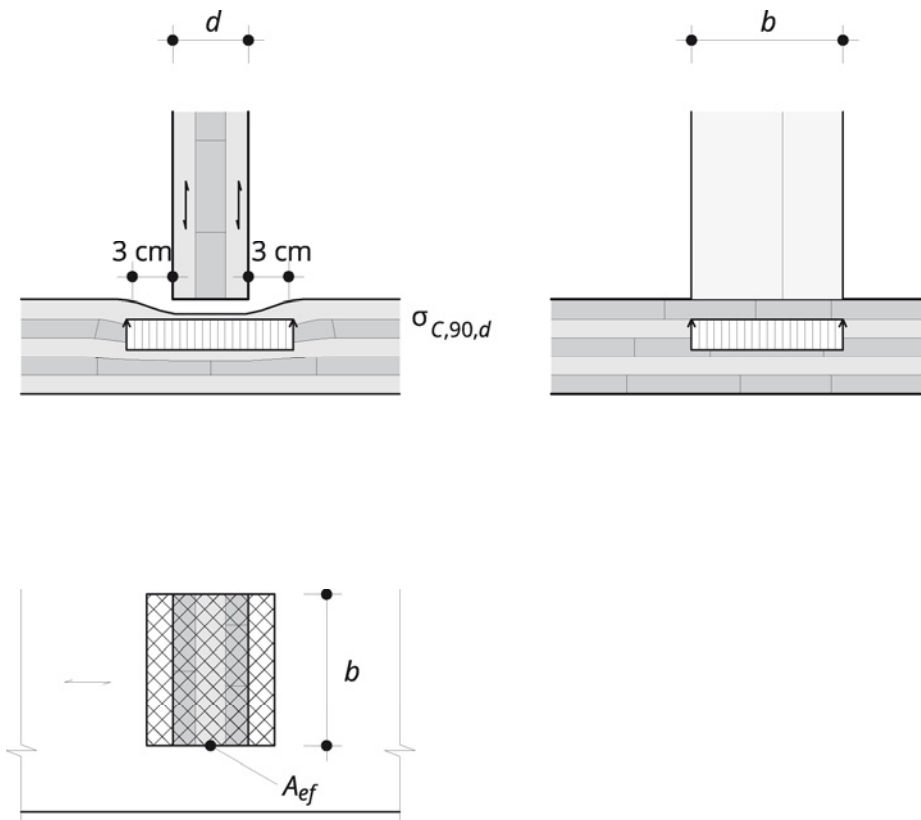


Figura 5-7: Introduzione della forza in una lastra XLAM

5.5 Flessione della piastra

5.5.1 Flessione nella direzione principale

$$\sigma_{m,d} \leq f_{m,d} \quad (5.8)$$

$$\frac{M_{0,d}}{W_{0,net}} \leq k_{mod} \cdot k_{sys} \cdot \frac{f_{m,k}}{Y_m}$$

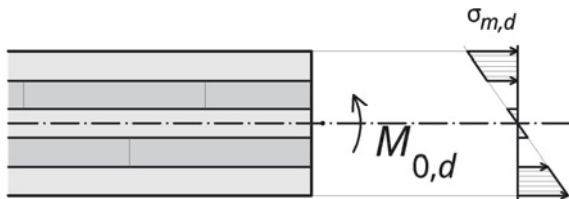
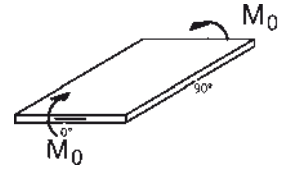


Figura 5-8: Flessione nella direzione principale

5.5.2 Flessione nella direzione secondaria

$$\sigma_{m,d} \leq f_{m,d} \quad (5.9)$$

$$\frac{M_{90,d}}{W_{90,net}} \leq k_{mod} \cdot k_{sys} \cdot \frac{f_{m,k}}{Y_m}$$

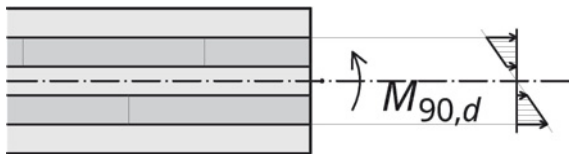
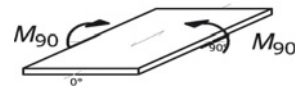


Figura 5-9: Flessione nella direzione secondaria

5.6 Flessione della lastra verticale

5.6.1 Strati esterni nella direzione portante

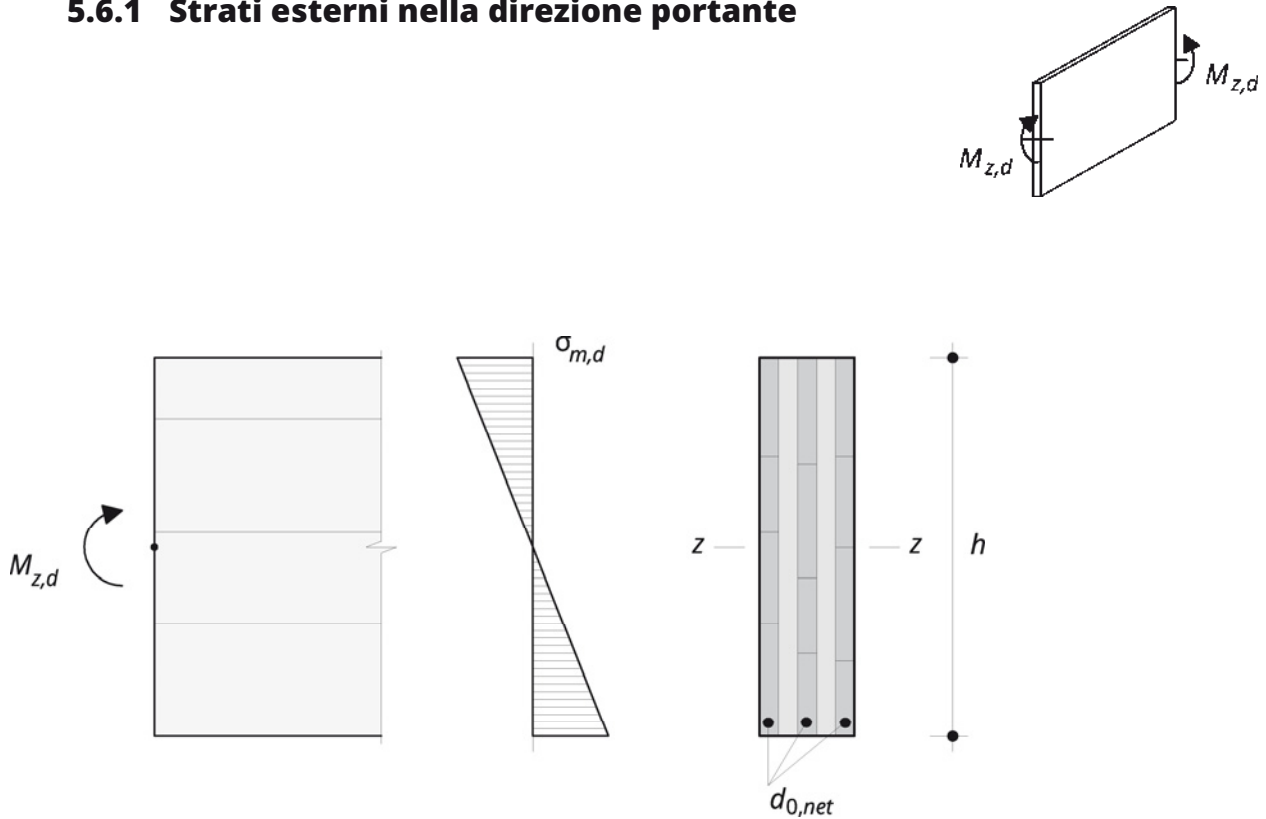


Figura 5-10: Sollecitazione flessionale della trave con strati esterni nella direzione portante

$$\sigma_{m,z,d} \leq f_{m,d} \quad (5.10)$$

$$\frac{M_{z,d}}{W_{z,0,net}} \leq k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{Y_m}$$

$$W_{z,0,net} = \frac{\sum d_0 \cdot h^2}{6} \quad (5.11)$$

Conformemente alle omologazioni di prodotto attuali, si ammette che le tavole di tutti gli strati sollecitati siano giuntate con giunti incollati a pettine. Non sono ammessi giunti di altro tipo. Le riduzioni di sezione devono essere considerate.

Note: con la riduzione del rapporto ℓ/h la teoria della trave inflessa basata sulla distribuzione lineare delle sollecitazioni non è più applicabile. La zona tesa si riduce e la zona compressa aumenta. Ciò si manifesta quando $\ell/h \leq 4$, quanto meno per $\ell/h = 2$ non può essere trascurato. Si veda il capitolo 11.6.

5.6.2 Strati esterni perpendicolari alla direzione portante

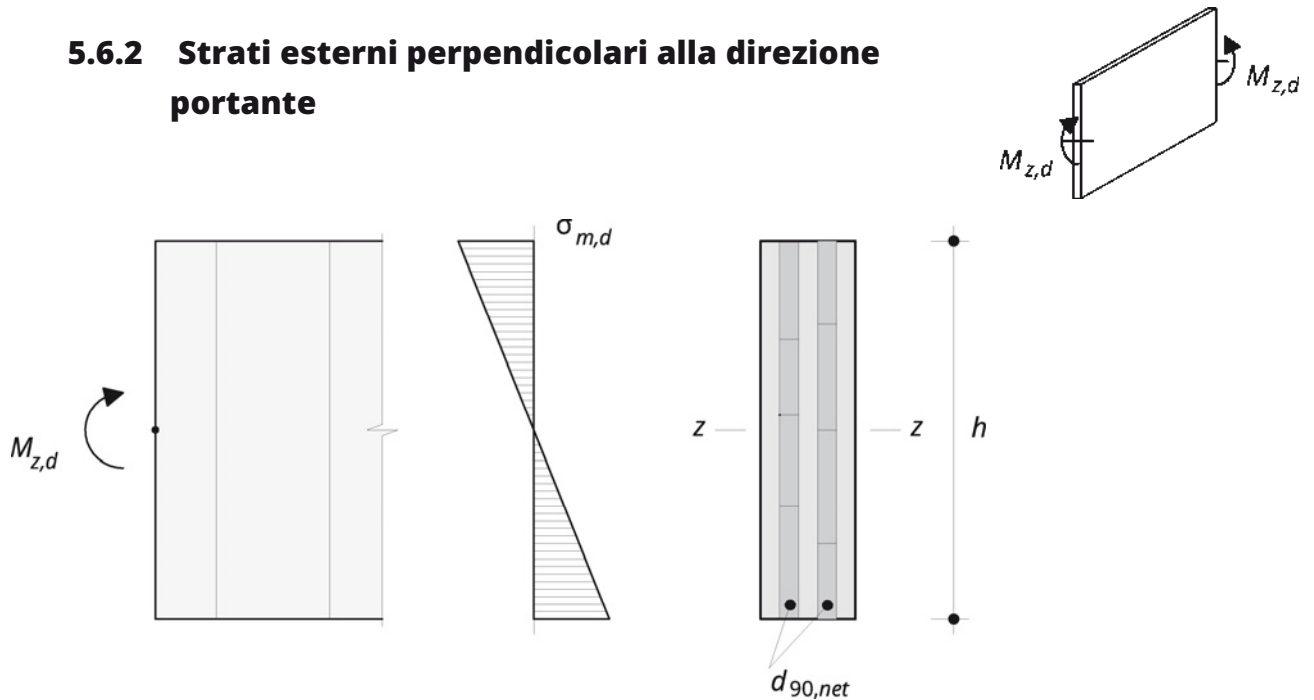


Figura 5-11: Sollecitazione flessionale della trave con strati esterni perpendicolari alla direzione portante

$$\sigma_{m,z,d} \leq f_{m,d} \quad (5.12)$$

$$\frac{M_{z,d}}{W_{z,90,net}} \leq k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{Y_m}$$

$$W_{z,0,net} = \frac{\sum d_{90} \cdot h^2}{6} \quad (5.13)$$

Conformemente alle omologazioni di prodotto attuali, si ammette che le tavole di tutti gli strati sollecitati siano giuntate con giunti incollati a pettine. Non sono ammessi giunti di altro tipo. Le riduzioni di sezione devono essere considerate.

Note: con la riduzione del rapporto ℓ/h la teoria della trave inflessa basata sulla distribuzione lineare delle sollecitazioni non è più applicabile. La zona tesa si riduce e la zona compressa aumenta. Ciò si manifesta quando $\ell/h \leq 4$, quanto meno per $\ell/h = 2$ non può essere trascurato. Si veda il capitolo 11.6.

5.7 Taglio nell'elemento piastra

5.7.1 Taglio nella direzione principale

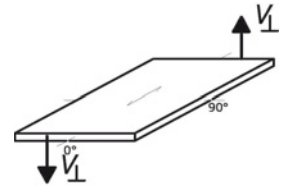


Figura 5-12: Taglio nella direzione principale

$$\begin{aligned} \tau_{V,R,d} &\leq f_{V,R,d} \\ \frac{V_{0,d} \cdot S_{0,R,net}}{I_{0,net} \cdot b} &\leq k_{mod} \cdot \frac{f_{V,R,k}}{Y_M} \end{aligned} \quad (5.14)$$

In alcuni casi si indica una superficie di taglio equivalente $A_{\tau,R,net}$ per il calcolo della resistenza a taglio in analogia alle sezioni rettangolari. La verifica assume quindi la seguente:

$$1,5 \cdot \frac{V_{0,d}}{A_{\tau,net}} \leq f_{V,R,d} \quad (5.15)$$

Con $A_{\tau,net}$ definito come segue

$$A_{\tau,net} = \frac{1,5 \cdot I_{0,net} \cdot b}{S_{0,R,net}} \quad (5.16)$$

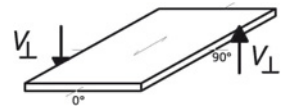
Di regola è determinante il taglio trasversale dello strato trasversale più vicino al baricentro sezionele. Per pannelli XLAM con stratigrafia speciale è inoltre necessario controllare la resistenza a taglio degli strati longitudinali:

$$\begin{aligned} \tau_{V,d} &\leq f_{V,d} \\ \frac{V_{0,d} \cdot S_{0,V,net}}{I_{0,net} \cdot b} &\leq k_{mod} \cdot \frac{f_{V,k}}{Y_M} \end{aligned} \quad (5.17)$$

Nota: l'applicazione del coefficiente di fessura k_{cr} non è necessaria, in quanto l'XLAM è un materiale di superficie con struttura di compensato e le eventuali fessure sono da considerare come incluse nelle considerazioni alla base delle omologazioni di prodotto.

5.7.2 Taglio nella direzione secondaria

$$\tau_{V,R,d} \leq f_{V,R,d} \quad (5.18)$$
$$\frac{V_{90,d} \cdot S_{90,R,net}}{I_{90,net} \cdot b} \leq k_{mod} \cdot \frac{f_{V,R,k}}{\gamma_m}$$



Si applicano di conseguenza le considerazioni sul taglio nella direzione principale.

5.8 Taglio nell'elemento lastra

Meccanismi del comportamento strutturale

I meccanismi di collasso indicati in questa guida non tratti dalle omologazioni e documentazione di prodotto attuali.

Schickhofer et al. (2010)¹ hanno sviluppato un ulteriore modello di comportamento e di dimensionamento, che non è riportato in questa guida, e che permette di considerare in modo più preciso le sollecitazioni in caso di strati con spessori diversi fra loro. Questo modello di comportamento più generico e la sua applicazione al dimensionamento dei pannelli XLAM è trattato in modo dettagliato nella già citata documentazione (si veda l'introduzione) edita da promo_legno sul calcolo e il dimensionamento dei pannelli XLAM secondo le normative attuali italiane.

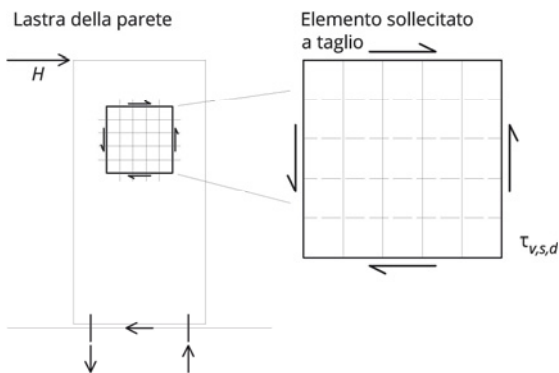
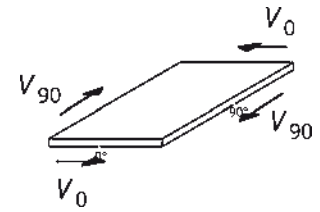


Figura 5-13: Taglio nella lastra di una parete

Meccanismo 1: Taglio delle tavole lungo la superficie di contatto

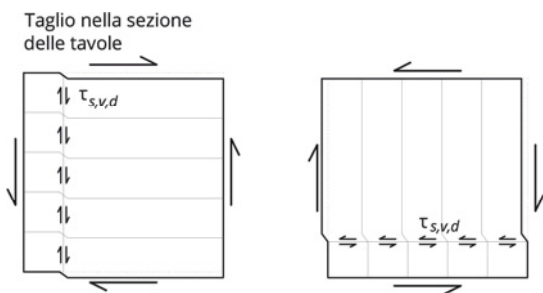


Figura 5-14: Rottura a taglio delle tavole lungo la superficie di contatto

¹ Capitolo 7.

$$\tau_{V,S,d} \leq f_{V,S,d} \quad (5.19)$$

$$\tau_{V,S,d} = \frac{T}{A_{S,net}} \quad (5.20)$$

$$A_S = \min \begin{cases} A_{0,net} \\ A_{90,net} \end{cases} \quad (5.21)$$

Meccanismo 2: Rottura a taglio nella superficie incollata agli incroci delle tavole

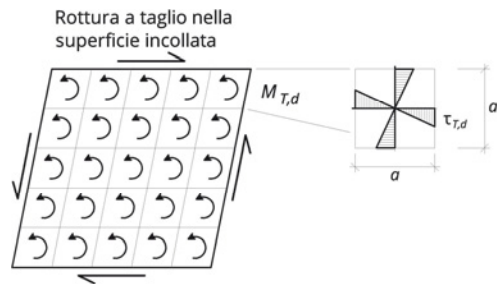


Figura 5-15: Rottura a taglio nella superficie incollata agli incroci delle tavole

$$\tau_{T,d} \leq f_{V,T,d} \quad (5.22)$$

$$\tau_{T,d} = \frac{M_T}{\sum I_p} \cdot \frac{a}{2} = \frac{M_T}{n_k \cdot \frac{a^4}{6}} \cdot \frac{a}{2} = \frac{3 \cdot M_T}{n_k \cdot a^3} \quad (5.23)$$

$M_T = T \cdot h$ Momento; Forza di taglio T per la distanza h alla superficie considerata

$I_p = \frac{a^4}{6}$ Momento polare di una superficie di incrocio quadrata

a Larghezza della tavola

(secondo le norme di prodotto: $a = 40$ mm fino a 300 mm, consigliato:
 $a = 80$ mm)

n_k Numero delle superfici incollate

$$n_k = n_s \cdot n_f$$

n_s Numero di superfici incollate fra due strati

(per esempio $n_s = 2$ per un pannello a tre strati)

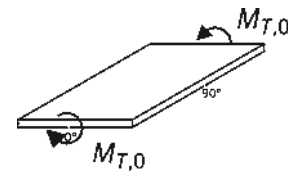
n_f Numero di campi di incroci

Meccanismo 3: Collasso a taglio dell'intera lastra**Figura 5-16: Collasso a taglio dell'intera lastra**

$$\tau_{V,d} \leq f_{V,d} \quad (5.24)$$

$$\tau_{V,d} = \frac{T}{A_{brutto}} \quad (5.25)$$

Nota: In caso di introduzione locale di forze, può presentarsi anche il rischio di collasso dovuto al superamento della resistenza a taglio trasversale.

5.9 Torsione della piastra

$$\tau_{T,d} \leq f_{T,d} \quad (5.26)$$

$$\frac{M_{T,d}}{W_T} \leq \frac{f_{T,k}}{\gamma_m}$$

Nota: con il modello della piastra ortotropa gli sforzi interni di torsione che si manifestano dipendono dalla rigidità torsionale (drill) della piastra. Questa rigidità torsionale dell'XLAM è trattata nel capitolo 4.3.3. Nella pratica corrente del dimensionamento si ammette una rigidità torsionale ridotta del 40% e oltre.

5.10 Stabilità

5.10.1 Sbandamento nella direzione degli strati esterni

Sbandamento fuori dal piano

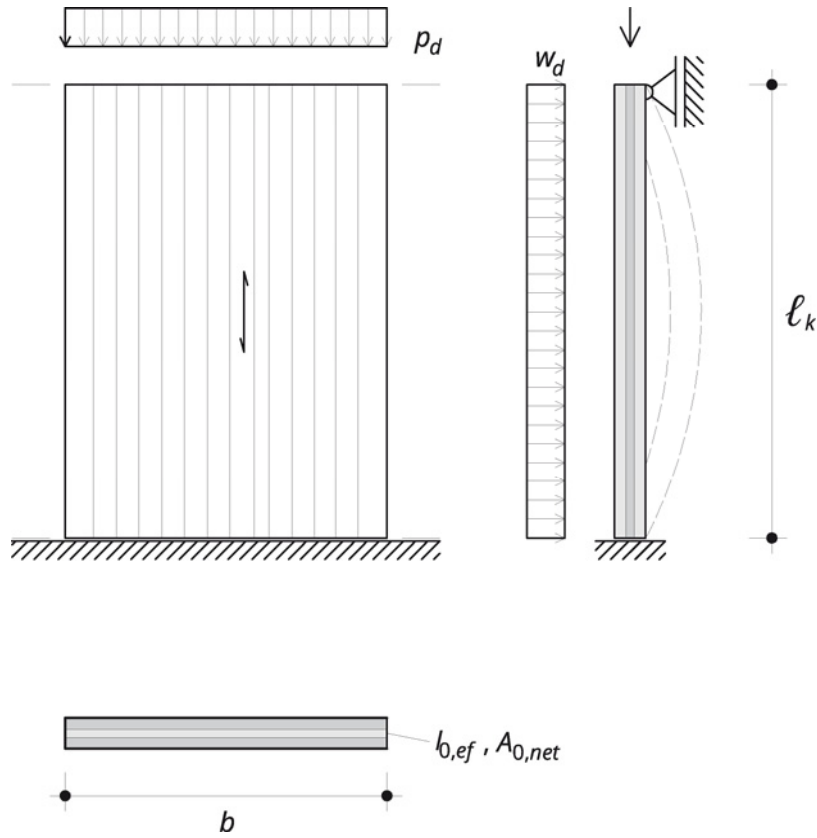


Figura 5-17: Sbandamento fuori dal piano

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (5.27)$$

$$\frac{\frac{N_d}{A_{net}}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\frac{M_d}{W_{net}}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (5.28)$$

$$i_{y,0,ef} = \sqrt{\frac{I_{y,0,ef}}{A_{0,net}}} \quad (5.29)$$

$$\lambda_y = \frac{l_{k,i}}{i_{y,0,ef}} \quad (5.30)$$

Dove

 $k_{c,y}$ Coefficiente di sbandamento

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}}$$

 k_y Coefficiente di sbandamento

$$k_y = 0,5 \left[(1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) \right]$$

 β_c Coefficiente di imperfezione

$$\beta_c = 0,1 \text{ per il legno lamellare}$$

 $\lambda_{rel,y}$ Snellezza relativa per la rotazione sull'asse y

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}$$

Tabella 5-2 Coefficiente di sbandamento $k_{c,y}$ per l'XLAM

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	1,000									
20	0,999	0,998	0,996	0,994	0,992	0,991	0,989	0,987	0,985	0,983
30	0,981	0,978	0,976	0,974	0,971	0,969	0,966	0,963	0,960	0,957
40	0,954	0,951	0,947	0,944	0,940	0,936	0,931	0,926	0,922	0,916
50	0,911	0,905	0,898	0,892	0,885	0,877	0,869	0,860	0,851	0,842
60	0,832	0,822	0,811	0,799	0,788	0,776	0,763	0,751	0,738	0,725
70	0,712	0,699	0,686	0,673	0,660	0,647	0,634	0,622	0,609	0,597
80	0,585	0,574	0,562	0,551	0,540	0,529	0,519	0,508	0,498	0,489
90	0,479	0,470	0,461	0,452	0,443	0,435	0,427	0,419	0,411	0,403
100	0,396	0,389	0,382	0,375	0,368	0,362	0,355	0,349	0,343	0,337
110	0,332	0,326	0,320	0,315	0,310	0,305	0,300	0,295	0,290	0,286
120	0,281	0,277	0,272	0,268	0,264	0,260	0,256	0,252	0,248	0,245
130	0,241	0,238	0,234	0,231	0,227	0,224	0,221	0,218	0,215	0,212
140	0,209	0,206	0,203	0,201	0,198	0,195	0,193	0,190	0,188	0,185
150	0,183	0,180	0,178	0,176	0,174	0,172	0,169	0,167	0,165	0,163
160	0,161	0,159	0,157	0,156	0,154	0,152	0,150	0,148	0,147	0,145
170	0,143	0,142	0,140	0,138	0,137	0,135	0,134	0,132	0,131	0,130
180	0,128	0,127	0,125	0,124	0,123	0,121	0,120	0,119	0,118	0,116

Condizioni: $E_{0,05} = 9.160 \text{ N/mm}^2$, $\beta_c = 0,1$

In generale in caso di sbandamento deve essere considerato lo scorrimento a taglio degli strati trasversali. Poiché questo effetto è di regola inferiore al 2%, è stato qui trascurato.

In caso di dimensionamento secondo il principio qui indicato dell'asta equivalente, occorre rispettare una snellezza massima di $\lambda_y \leq \lambda_{grenz} = 150$. In caso di incendio è consigliabile limitare la snellezza a

$$\lambda_{y,fi} \leq \lambda_{fi,grenz} = 200 .$$

Nota: La distribuzione delle forze locali concentrate è trattata nel capitolo 11.6.

Sbandamento di pilastri

L'esecuzione di pilastri sottili richiede di verificare che lo sbandamento nel piano della pannello, cioè s sull'asse z , non sia determinante.

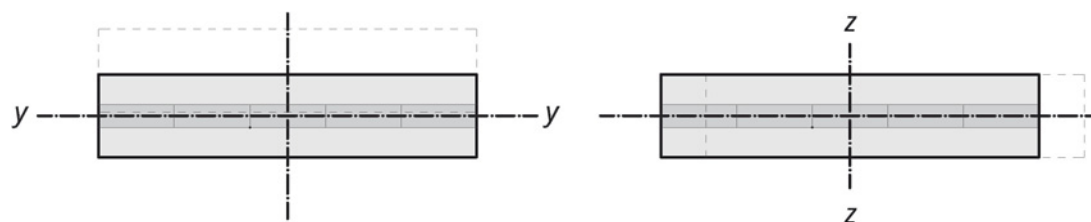


Figura 5-18: Definizione degli assi

5.10.2 Sbandamento nella direzione degli strati trasversali

In modo simile a quanto descritto nel capitolo 5.10.1 e con il raggio d'inerzia e la snellezza relativi all'asse secondario, vale

$$i_{y,90,ef} = \sqrt{\frac{I_{y,90,ef}}{A_{90,net}}} \quad (5.31)$$

$$\lambda_y = \frac{\ell_{k,i}}{i_{y,90,ef}} \quad (5.32)$$

5.10.3 Svergolamento della trave di XLAM in verticale

In caso di travi sottili e sollecitate a flessione, può manifestarsi l'instabilità a svergolamento, cioè lo sbandamento fuori dal piano della trave della parte compressa della stessa; in caso di combinazione di compressione e flessione si indica il fenomeno con lo sbandamento torsionale della trave.

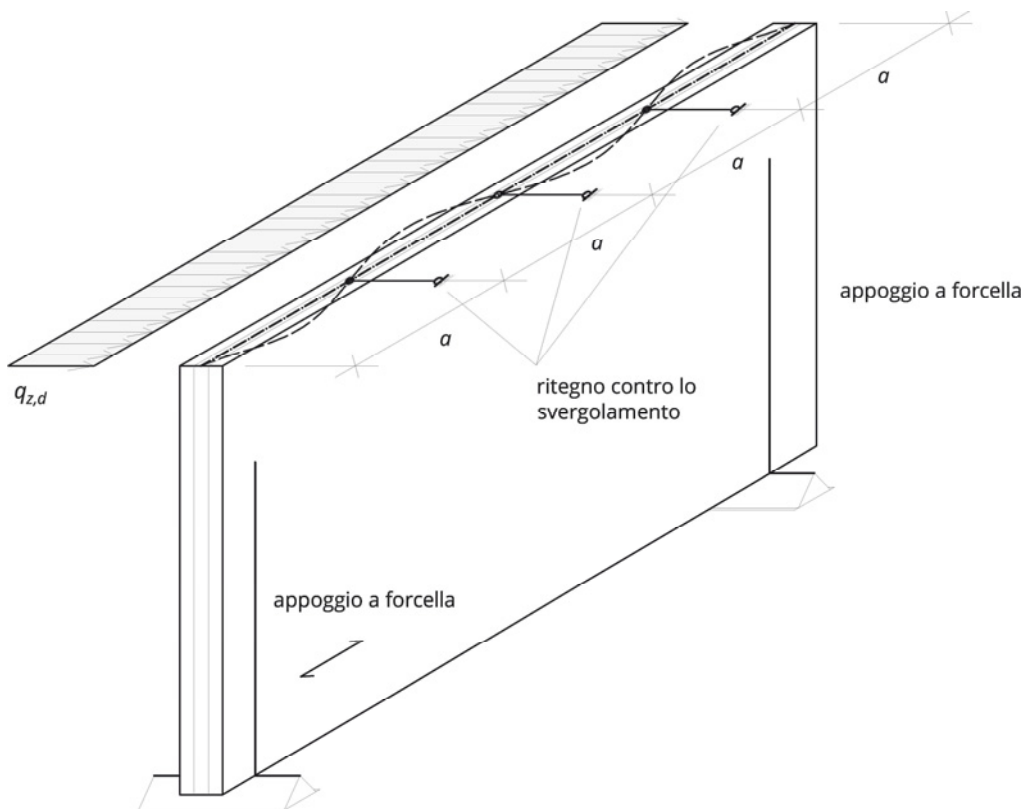


Figura 5-19: Svergolamento di una trave verticale di XLAM

La parte superiore delle travi inflesse in campata, e la parte inferiore in caso di travi continue sugli appoggi, e quindi il lembo compresso delle sezioni sottoposte a momento flettente, dovrebbero essere sostenute - qualora possibile - in modo continuo contro lo spostamento fuori dal piano della trave stessa.

Se il bordo compresso è sostenuto solo puntualmente, come rappresentato in figura Figura 5-19, deve essere eseguita una verifica allo svergolamento secondo l'Eurocodice 5 sulla base del momento d'inerzia torsionale della sezione rettangolare piena, descritto al capitolo 4.1.6. La lunghezza effettiva di libera inflessione dipende dall'introduzione della forza (sulla parte alta o bassa della trave) e dalla distribuzione del momento flettente lungo la trave.

Appoggio a forcella

In caso di sostegno laterale continuo della trave, vale $k_{crit} = 1$. L'appoggio a forcella deve quindi essere dimensionato per il momento torcente.

$$T_d = \frac{M_d}{80} \quad (5.33)$$

M_d Momento flettente massimo nella trave

Sostegno contro lo svergolamento

La forza uniformemente distribuita che deve essere ripresa dal sostegno contro lo svergolamento può essere determinata secondo l'Eurocodice 5 nel modo seguente:

$$q_{z,d} = \min \left\{ 1; \sqrt{\frac{15}{\ell}} \right\} \cdot \frac{(1 - k_{crit}) \cdot M_d \cdot n}{30 \cdot h \cdot \ell} \quad (5.34)$$

k_{crit} Coefficiente di svergolamento per la considerazione delle sollecitazioni supplementari dovute all'inflessione laterale in caso di mancanza di sostegno allo svergolamento in campata.

Con dimensioni realistiche e corrispondenti alla pratica costruttiva (ipotesi: $\ell \leq 20 \text{ m}$; $h = \frac{\ell}{20}$; $d = \frac{h}{10}$) e con i valori sezionali descritti in questa guida, la forza di sostegno (con $k_{crit} \approx 0,12$) può essere delimitata come segue:

$$q_{z,d} \approx \frac{M_d}{40 \cdot h \cdot \ell} \cdot n \quad (5.35)$$

n Numero delle travi

ℓ Lunghezza della controventatura di stabilizzazione [m]

h Altezza della trave [m]

M_d Momento flessionale massimo nella trave

5.10.4 Imbozzamento

Le pareti appoggiate su tutta la loro lunghezza devono essere considerate come strisce di elementi soggetti a sbandamento. L'effetto stabilizzante delle pareti trasversali è di regola trascurato. Lastre di parete con sostegni puntiformi possono essere considerate con un angolo di distribuzione delle forze come indicato al capitolo 11.6 e quindi trattate come strisce di parete equivalenti a aste compresse soggette a sbandamento. Ciò porta in taluni casi a risultati di dimensionamento molto conservativi. L'analisi approfondita dell'imbozzamento della superficie porta a riserve strutturali molto più importanti di quanto non sia il caso della considerazione delle strisce di parete soggette a sbandamento, qualora le zone compresse e tese siano adiacenti.

5.11 Sollecitazione combinata

5.11.1 Flessione e compressione

Senza rischio di sbandamento

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

$$\frac{N_{0,d}}{A_{0,net} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{M_d}{W_{0,net} \cdot f_{m,d}} \leq 1 \quad (5.36)$$

5.11.2 Flessione biassiale

La distribuzione degli sforzi interni della piastra deve essere definita sulla base del comportamento strutturale biassiale e secondo uno dei modelli indicati nel capitolo 4.3.

Tensioni flessionali

Come indicato in figura Figura 5-20, i momenti flettenti nelle sezioni longitudinali (x rispettivamente 0°) e trasversali (y rispettivamente 90°) comportano tensioni nei diversi strati di tavole. La verifica delle tensioni flessionali può avvenire in modo separato per le due direzioni.

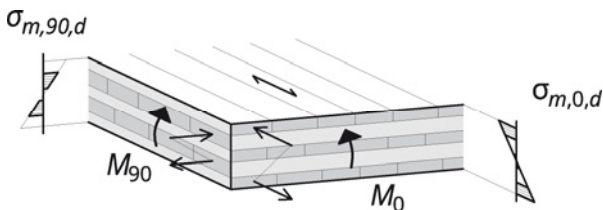


Figura 5-20: Considerazione separata e indipendente della flessione sugli assi principale e secondario

Tensioni di taglio

Figura 5-21 mostra le tensioni di taglio per un elemento di piastra e per un elemento XLAM ingrandito. La verifica può essere eseguita con un grado di precisione sufficiente in modo indipendente e separato per le due direzioni.

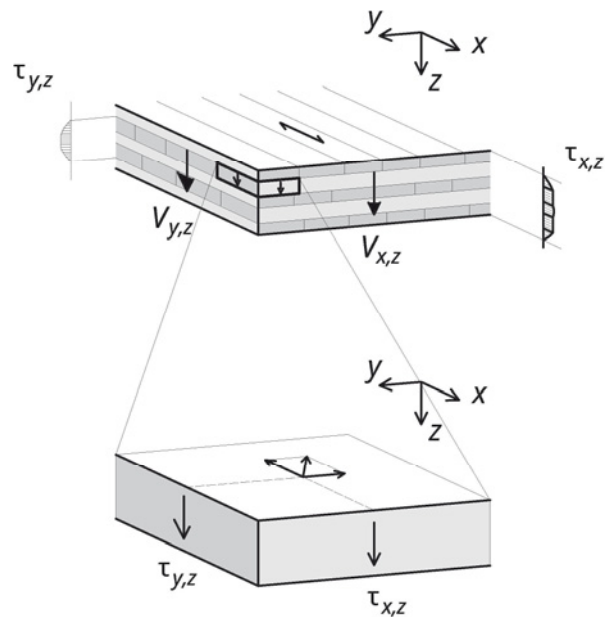


Figura 5-21: Sollecitazioni a taglio nelle due direzioni della piastra

5.11.3 Flessione deviata

Qualora i pannelli XLAM siano usati con l'asse longitudinale inclinato - come per esempio in caso di coperture inclinate - la sollecitazione che ne deriva risulterebbe composta dalle flessioni dovute all'effetto piastra (y) e da una componente flessionale dovuta all'effetto di trave inflessa sollecitata nel piano del pannello (z). Le sollecitazioni che ne derivano sono indicate in modo schematico in figura Figura 5-22.

$$\sigma_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} \leq f_{m,d} \quad (5.37)$$

$$\frac{M_{y,d}}{W_{y,net}} + \frac{M_{z,d}}{W_{z,0,net}} \leq k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{y_m}$$

Con i valori sezionali secondo i paragrafi 5.5 e 5.6.

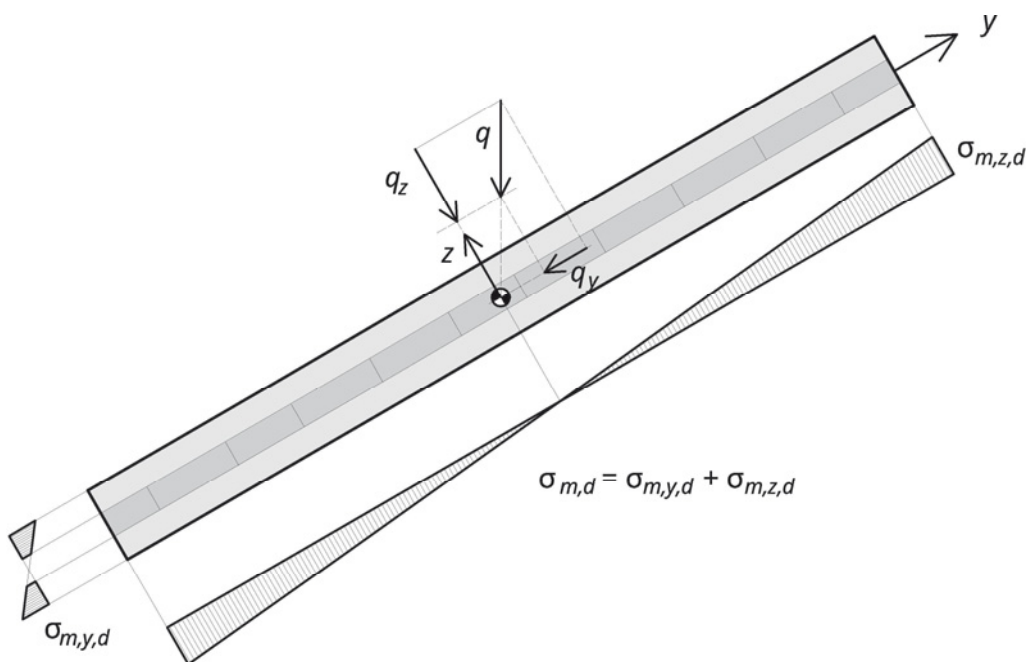


Figura 5-22: Sollecitazione flessionale deviata di un pannello XLAM inclinato

5.12 Intagli agli appoggi

La procedura di dimensionamento proposta per gli intagli agli appoggi è simile a quella dell'Eurocodice 5¹. Occorre osservare che il documento di applicazione nazionale austriaco ÖNORM B 1995-1-1:2010 prevede delle verifiche particolari per il caso dei pannelli XLAM.

Per forature senza rinforzi strutturali, deve essere verificato che

$$\tau_d = \frac{1,5 \cdot V_d}{b \cdot h_{ef}} \leq k_V \cdot f_{V,R,d} \quad (5.38)$$

con il coefficiente di riduzione per travi inflesse con intagli agli appoggi secondo EN 1995-1-1

$$k_V = \frac{k_n}{\sqrt{h} \cdot \left(\sqrt{\alpha \cdot (1-\alpha)} + 0,8 \cdot \frac{x}{h} \cdot \sqrt{\frac{1}{\alpha} - \alpha^2} \right)} \quad (5.39)$$

$$\alpha = \frac{h_{ef}}{h} \dots\dots\dots \text{Profondità dell'intaglio}$$

Per il coefficiente del materiale si propone $k_n = 4,50$ (compensato di piallacci).

Se la verifica non è rispettata occorre introdurre dei rinforzi strutturali, come per esempio indicato in figura Figura 5-24. Le sollecitazioni trasversali rispetto alla fibratura per l'esempio di un pannello XLAM a 5 strati sono indicate in figura Figura 5-23. Per i pannelli XLAM non sono al momento disponibili indicazioni specifiche per questo tipo di intaglio ed è quindi necessario procedere ad un'analisi approfondita, per esempio tramite un modello a elementi finiti. La forza di trazione da riprendere tramite il rinforzo assume un valore fra la totalità della forza di taglio V_d e la forza che, per il caso della sezione omogenea, cioè per la sezione non stratificata, deve essere ripresa dal rinforzo secondo CEN (2012):

$$F_{t,0,d} = V_d \cdot 1,3 \cdot [3 \cdot (1-\alpha)^2 - 2 \cdot (1-\alpha)^3] \leq V_d \quad (5.40)$$

$$\alpha = \frac{h_{ef}}{h} \dots\dots\dots \text{Profondità dell'intaglio}$$

h_{ef} Altezza della sezione ridotta sull'appoggio

h Altezza totale

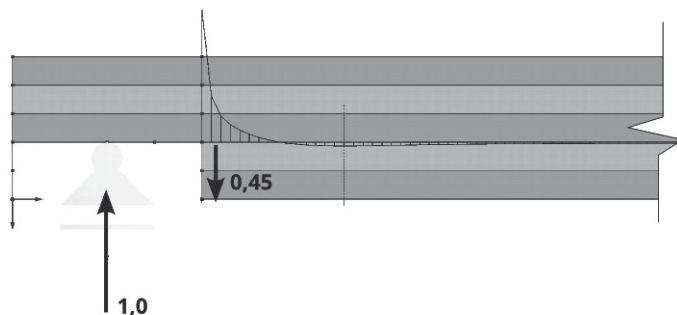
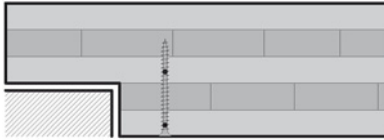


Figura 5-23: Distribuzione di principio delle tensioni di trazione trasversale all'intaglio

¹ EN 1995-1-1, capitolo 6.5.2.



Rinforzo tramite viti a filetto continuo

Figura 5-24: Rinforzo dell'intaglio

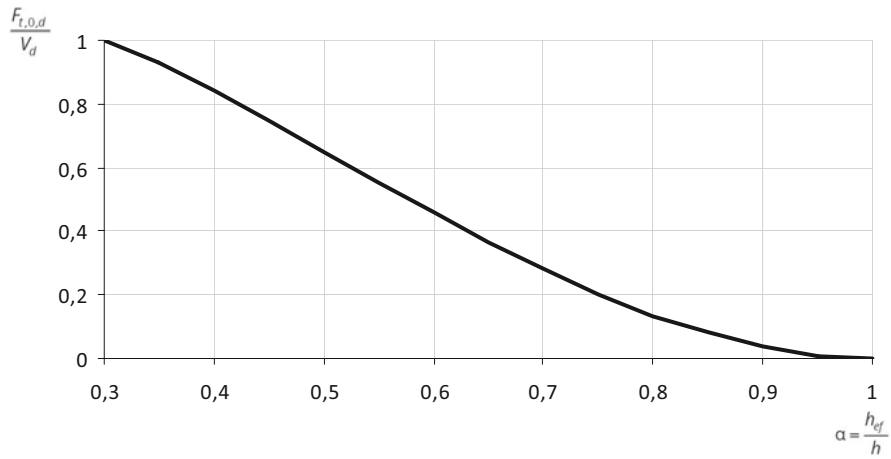


Figura 5-25: Relazione fra la profondità dell'intaglio e la forza di trazione

6 Stati limite di servizio

6.1 Situazione di calcolo

Le verifiche dello stato di servizio avvengono nella costruzione in legno per le situazioni di calcolo di servizio e quasi statiche.

Le componenti delle deformazioni derivanti dai diversi carichi devono essere sovrapposte per le combinazioni definite secondo la EN 1995-1-1 e la EN 1990. La componente della deformazione dovuta al peso proprio può essere tralasciata per le verifiche delle situazioni di calcolo allo stato di servizio. In questo contesto le regole di applicazione degli Eurocodici possono variare e sono descritte nei diversi documenti applicativi nazionali. Ciò può comportare delle divergenze nella determinazione delle deformazioni complessive necessarie per le verifiche.

In questa guida si applica il principio conservativo, secondo cui la deformazione dovuta al peso proprio è sempre presa in considerazione.

6.2 Limitazione delle deformazioni

La limitazione delle deformazioni persegue due obiettivi. Uno di questi è il mantenimento dell'aspetto estetico, l'altro vuole evitare danni agli elementi costruttivi secondari e limitazioni dell'uso, dovuti alle deformazioni eccessive.

L'Eurocodice EN 1995-1-1 contiene delle indicazioni per i valori limite delle deformazioni. Oltre a queste indicazioni valgono le indicazioni dei documenti di applicazione nazionali. Per ogni progetto i valori limite dello stato di servizio dovrebbero essere definiti e concordati con la committenza.¹

Deformazione finale

La deformazione finale è data dalla deformazione iniziale w_{inst} con l'aggiunta della deformazione viscosa w_{creep} . La deformazione viscosa si ottiene moltiplicando la deformazione della parti di carico quasi permanente ($\psi_{2,i}$) con il coefficiente di deformazione k_{def} , definito in funzione del materiale e della classe di servizio secondo il capitolo 3.5.

¹ EN 1990:2003, capitolo A.1.4.2, paragrafo (2).

6.2.1 Combinazioni e valori limite per le deformazioni

Mantenimento dell'aspetto per la combinazione di calcolo quasi permanente

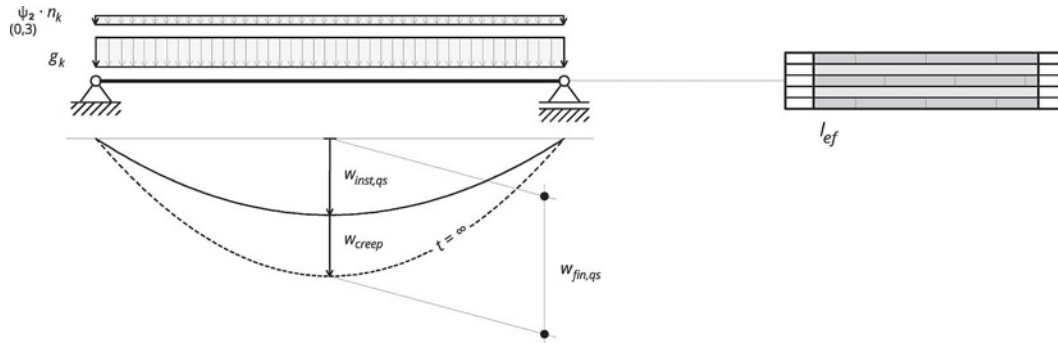


Figura 6-1: Situazione di calcolo quasi permanente

$$W_{fin,qs} = W_{inst,qs} \cdot (1 + k_{def}) \leq \frac{l}{250}$$

$$W_{inst,qs} = W_G \oplus \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot W_{Q,i}$$

$$W_{creep} = k_{def} \cdot W_{inst,qs}$$

$W_{inst,qs}$ Deformazione iniziale per il caso quasi permanente

W_{creep} Effetto della viscosità (sempre per il caso quasi permanente)

$W_{fin,qs}$ Deformazione totale finale per il caso quasi permanente

k_{def} Coefficiente di deformazione (si veda il capitolo 3.5)

Evitare danni e limitazioni dell'uso allo stato di servizio

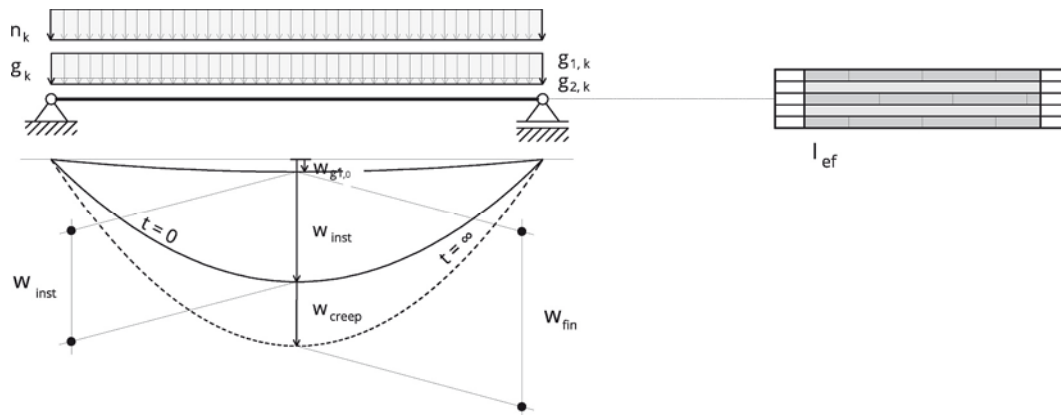


Figura 6-2: Situazione allo stato di servizio

Deformazione iniziale:

$$w_{inst} = (w_{g,1} + w_{g,2}) \oplus w_{q,1} \oplus \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot w_{q,i} \leq \frac{\ell}{300}$$

Deformazione finale:

$$w_{fin} = w_{inst} + w_{creep} \leq \frac{\ell}{200}$$

w_{inst} Deformazione iniziale allo stato di servizio

w_{fin} Deformazione finale allo stato di servizio

w_{creep} Effetto della viscosità (sempre dovuta al caso di carico quasi permanente)

La componente della deformazione dovuta ai carichi permanenti può essere ridotta della parte di carichi permanenti $w_{g,1}$, che è già presente al momento del montaggio delle parti secondarie della costruzione. La verifica delle deformazioni finali w_{fin} con i valori limite indicati non è di regola determinante; si tratta però di un valore necessario per determinare le eventuali misure di compensazione.

6.3 Vibrazioni

6.3.1 Generalità

Secondo l'Eurocodice EN 1995-1-1:2009, paragrafo 7.3, le strutture portanti devono „assicurare, che i carichi frequenti non provochino vibrazioni che possano pregiudicare la funzione della costruzione o creare disagio inaccettabile per gli utenti“. Per le solette delle abitazioni è richiesta la verifica delle vibrazioni.

Il comportamento oscillatorio può essere valutato tramite misurazioni o definito tramite calcoli. Le grandezze fisiche rilevanti sono in questo caso la prima frequenza propria, le rigidezze e il comportamento di smorzamento della soletta.

Al fine di evitare la risonanza, si punta ad ottenere una distanza sufficiente fra la frequenza di eccitazione e la prima frequenza propria. L'eccitazione tramite passi avviene circa due volte la seconda, cioè con una frequenza di 2 Hz. Camminando si produce un'eccitazione ulteriore con una frequenza doppia, di circa 4 Hz. L'Eurocodice 5 richiede, come distanza sufficiente fra la frequenza di eccitazione e la frequenza propria, una frequenza propria minima di 8 Hz.

Il comportamento delle solette sensibili alle vibrazioni può essere modificato tramite appoggi supplementari (riduzione della luce strutturale) o tramite misure di rinforzo (aumento della rigidezza).

Qualora la frequenza minima richiesta non potesse essere raggiunta, è possibile eseguire la verifica limitando l'accelerazione delle vibrazioni.

6.3.2 Basi

Frequenza propria e smorzamento

Un elemento strutturale deformato e rilasciato oscilla attorno alla sua posizione a riposo, fino a quando non ritorna in questa posizione iniziale.

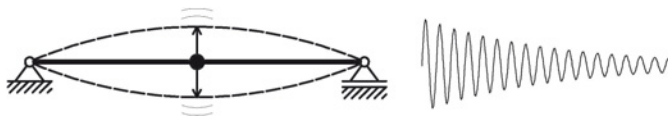


Figura 6-3: Comportamento oscillatorio di un elemento strutturale

La frequenza f è il numero di oscillazioni per secondo. Lo smorzamento può essere definito come il rapporto fra due ampiezze conseguenti, quale smorzamento di Lehr oppure quale decremento logaritmico D .

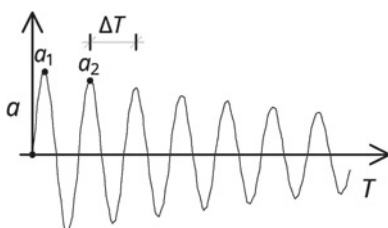


Figura 6-4: Frequenza di oscillazione di un elemento strutturale

$$f_1 = \frac{1}{\Delta T} \tag{6.1}$$

$$D = \ln\left(\frac{a_1}{a_2}\right) \tag{6.2}$$

Trave inflessa semplice con massa distribuita in modo omogeneo

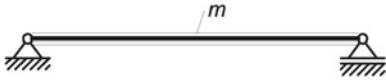


Figura 6-5: Forza uniformemente distribuita sulla trave semplice

La prima frequenza propria di una trave semplice con massa uniformemente distribuita può essere definita in modo indipendente dallo smorzamento con¹:

$$f_{1,balken} = \frac{\pi}{2 \cdot \ell^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_0}{m}} \tag{6.3}$$

ℓ Luce strutturale della trave semplice [m]

m Massa uniformemente distribuita [kg/m]

$E \cdot I_0$ Rigidezza flessionale [Nm²]

Oscillatore elementare, massa generalizzata

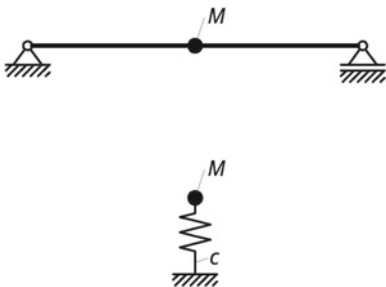


Figura 6-6: Massa generalizzata

Sistemi oscillatori come le solette delle abitazioni possono essere ricondotti per la determinazione della prima frequenza propria al sistema dell'oscillatore elementare.

La frequenza propria dell'oscillatore elementare vale

$$f_1 = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{c}{M^*}} \tag{6.4}$$

M^* Massa modale [kg]

c Rigidezza elastica [N/m]

Per il caso di una trave semplice la rigidezza elastica alla deformazione verticale al centro della trave vale

$$c = \frac{48 \cdot E \cdot I_{ef}}{\ell^3} \tag{6.5}$$

¹ Si veda Müller (1978).

La massa modale vale

$$M^* \approx \frac{8}{15} \cdot m \cdot \ell \tag{6.6}$$

Con questi valori l'equazione (6.4) può essere ricondotta con buona approssimazione all'equazione (6.3).

Effetto della capacità portante nella direzione trasversale

Analisi e calcoli comparativi mostrano come la capacità portante bidirezionale e il parziale incastro agli appoggi delle solette abbiano un effetto positivo sulle vibrazioni. Questi effetti possono essere valutati soltanto tramite modelli di calcolo adeguati (come per esempio la griglia di travi o la piastra ortotropa).

Per un calcolo manuale o più semplice di solette rettangolari, l'effetto della rigidità flessionale trasversale $E \cdot I_{quer}$ rispetto alla direzione portante principale può essere valutato e considerato a partire dal modello della griglia di travi. Il miglioramento si manifesta soltanto a partire da un rapporto delle rigidità flessionali trasversale e principale più grande di $\frac{E \cdot I_{quer}}{E \cdot I_0} > 0,05$.

$$f_1 = \frac{\pi}{2 \cdot \ell^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_0}{m}} \cdot k_{quer} \cdot k_e \tag{6.7}$$

$$k_{quer} = \sqrt{1 + \left[\left(\frac{\ell}{b} \right)^2 + \left(\frac{\ell}{b} \right)^4 \right] \cdot \frac{E \cdot I_{quer}}{E \cdot I_0}} \tag{6.8}$$

b Larghezza della solette, perpendicolarmente alla direzione principale [m]

$E \cdot I_{quer}$ Rigidità trasversale

k_{quer} Effetto della capacità portante trasversale secondo Augustin (2012)

k_e Effetto del sistema statico secondo il capitolo seguente

Effetto del sistema statico

L'effetto del sistema statico può essere approssimato sulla base della trave con due campate. L'incastro parziale alle estremità può avere un effetto favorevole.

Tabella 6-1 Coefficienti per determinare la frequenza propria di travi ad una sola campata

Coefficienti per considerare i diversi vincoli agli appoggi	$k_{e,1}$
cerniera - cerniera	1,000
incastro - cerniera	1,562
incastro - incastro	2,268
incastro - libero (trave a sbalzo)	0,356

Tabella 6-2 Coefficienti per determinare la frequenza propria di travi a due campate in funzione del rapporto fra le due campate

ℓ_2/ℓ_1	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0
$k_{e,2}$	1,000	1,090	1,157	1,206	1,245	1,282	1,318	1,359	1,410	1,474	1,562

Relazione fra la frequenza propria e la deformazione

Sulla base della frequenza propria di una trave semplice secondo l'equazione (6.7) con una deformazione al centro della campata $w_m = \frac{5 \cdot m \cdot \ell^4}{384 \cdot E \cdot I_0}$ è possibile stabilire la relazione seguente:

$$f_1 \approx \frac{18}{\sqrt{w_m}} \tag{6.9}$$

w_m Deformazione dovuta alla massa distribuita in modo uniforme m in [mm]

Sistemi composti da più elementi strutturali sensibili alle vibrazioni e sovrapposti

Su un sistema composto da più elementi strutturali, come per esempio una soletta su una travatura, la prima frequenza propria può essere determinata per un numero n di elementi secondo l'approssimazione di Dunkerley¹.

$$\frac{1}{f^2} \approx \frac{1}{f_{1,a}^2} + \frac{1}{f_{1,b}^2} + \dots + \frac{1}{f_{1,n}^2} \longrightarrow f = \sqrt{\frac{1}{\frac{1}{f_{1,a}^2} + \frac{1}{f_{1,b}^2} + \dots + \frac{1}{f_{1,n}^2}}} \tag{6.10}$$

Esempio: Rispetto della frequenza di 6,00 Hz per una soletta (indice De) con travatura sottostante (indice Uz).

$$f_{1,De} = 8,50 \text{ Hz}$$

$$f_{1,Uz} = 8,50 \text{ Hz}$$

$$f = \sqrt{\frac{1}{\frac{1}{f_{1,De}^2} + \frac{1}{f_{1,Uz}^2}}} = \sqrt{\frac{1}{\frac{1}{8,50^2} + \frac{1}{8,50^2}}} = 6,0 \text{ Hz}$$

Riferito alle deformazioni ciò significa che la somma delle deformazioni deve essere limitata:

$$w_1 + w_2 + w_3 + \dots \leq w_{\text{grenz}} \tag{6.11}$$

Massa modale

Con il termine massa modale o massa generalizzata può essere definita la parte di massa di una costruzione che è attivata insieme a un determinato modo di vibrare.

Per un modo proprio di vibrare definito si moltiplica la massa agente in ogni nodo per il quadrato della deformazione del medesimo nodo. La forma propria deve essere prima normata al valore massimo di 1,0.

$$M^* = \sum_{i \geq 1} w_{i,eigen}^2 \cdot M_i \tag{6.12}$$

i Numero di nodi

¹ Hivoss (2008).

Il rapporto fra la massa modale e la massa effettiva può essere indicato come fattore. La massa modale vale quindi

$$M^* = k_{M^*} \cdot M \tag{6.13}$$

Per una trave semplice la massa modale è già stata indicata nella formula (6.6) e può essere definita approssimativamente con

$$k_{M^*} \approx \frac{8}{15} \text{ risp. } k_{M^*} \approx 0,5. \tag{6.14}$$

Nel caso di travi continue su più appoggi la massa modale aumenta, poiché anche la campate vicine oscillano. La massa modale di una trave con due campate di uguale lunghezza vale il doppio della massa modale di una trave semplice.

Tabella 6-3 Coefficienti per determinare la massa modale di una trave con due campate in funzione del rapporto fra le campate¹

ℓ_2/ℓ_1	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
k_{M^*}	1,00	0,70	0,575	0,525	0,5	0,485	0,475	0,467

Per le travi con più campate possono essere applicati algoritmi matematici seriali per le forme proprie, in modo da determinare le masse modali in modo semplice.

Sulla base della considerazione della griglia di travi è possibile definire le relazione seguenti, basate sul coefficiente della capacità portante trasversale:

$$k_{M^*} = \frac{1}{2 \cdot k_{quer}^2} \geq 0,25 \tag{6.15}$$

$$k_{quer} = \sqrt{1 + \left[\left(\frac{\ell}{b} \right)^2 + \left(\frac{\ell}{b} \right)^4 \right] \cdot \frac{E \cdot I_{quer}}{E \cdot I_0}} \tag{6.16}$$

k_{quer} effetto della capacità portante trasversale

Secondo Hivoss (2008) è possibile determinare il coefficiente per la piastra rettangolare appoggiata lungo tutto il suo perimetro nel modo seguente:

$$k_{M^*} = \frac{1}{2} - \frac{\ell}{4 \cdot b} \tag{6.17}$$

La massa modale per un campo di piastra quadrato e appoggiata lungo tutto il perimetro, con la medesima rigidezza nelle due direzioni del proprio piano, può essere definita come valore minimo della massa modale di una piastra con

$$k_{M^*} \approx 0,25 \tag{6.18}$$

Per l'XLAM questo coefficiente assume un valore di regola fra 0,30 und 0,40.

¹ Secondo Blaß, Ehlbeck, Kreuzinger und Steck (2005), S. 90.

6.3.3 Verifiche delle vibrazioni

La limitazione numerica del comportamento vibratorio tramite verifiche adeguate è particolarmente difficoltosa, anche a causa dell'effetto soggettivo della percezione delle vibrazioni da parte dell'utente. Di seguito è indicata la verifica della vibrazioni secondo Hamm und Richter (2009), con i complementi secondo Augustin (2012).

Classi di vibrazioni con le esigenze alla frequenza e alla rigidezza (Hamm und Richter)

Le solette sono classificate in tre classi secondo la Tabella 6-4.

Per la procedura di verifica devono essere rispettati due criteri, che si riferiscono

- alla prima frequenza propria e
- alla rigidezza della soletta (deformazione dovuta a un carico concentrato unitario)

Quando la prima frequenza propria si trova al di sotto del valore limite, il confort di utilizzo sufficiente può essere assicurato secondo Hamm e Richter rispettando un valore limite dell'accelerazione, come descritto in figura Figura 6-7.

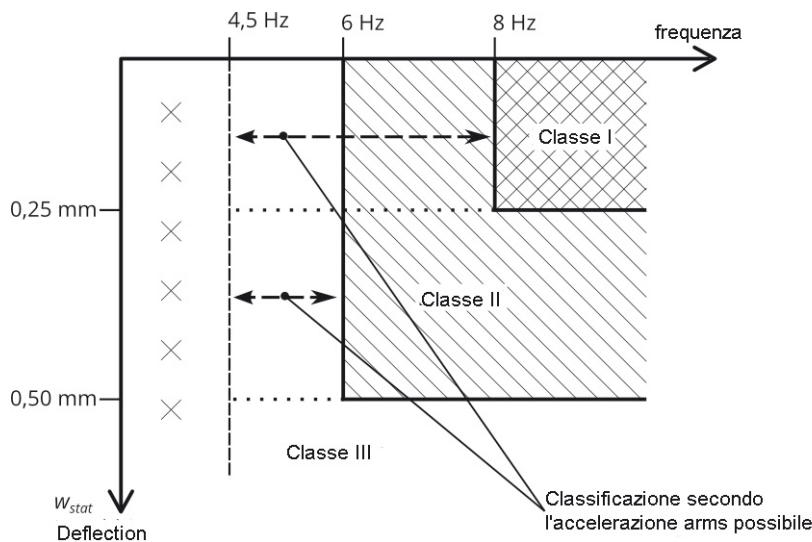


Figura 6-7: Classificazione secondo il comportamento vibratorio

- w_{1kN} Deformazione in [mm] a seguito di una forza unitaria di 1 kN nella posizione più sfavorevole
- f_1 Prima frequenza propria [Hz]
- a_{rms} Valore effettivo dell'accelerazione della vibrazione [m/s^2]

Tabella 6-4 Classi di vibrazioni delle solette

	Classe di vibrazioni I	Classe di vibrazioni II	Classe di vibrazioni III
Applicazioni tipiche	Solette fra unità abitative diverse, quali solette di separazione fra appartamenti diversi, solette continue, solette di uffici, ecc.	Solette all'interno delle medesima unità abitativa, solette di edifici monofamiliari con utilizzo normale	Solette di spazi non abitabili, solette senza esigenze riguardo le vibrazioni
Esecuzione	Pavimento umido flottante su un massetto leggero o pesante Pavimento su massetto pesante (cioè più di 60 kg/m ²)	Pavimento umido flottante (anche senza massetto)	
Criterio di frequenza	$f_1 \geq 8 \text{ Hz}$	$f_1 \geq 6 \text{ Hz}$	
Criterio di rigidità¹	$w_{1kN} \leq 0,25 \text{ mm}$	$w_{1kN} \leq 0,50 \text{ mm}$ Per esigenze ridotte: $w_{1kN} \leq 1,00 \text{ mm}$	-
Accelerazione limite²			
Hamm und Richter (2009) rispettivamente Kreuzinger und Mohr (1999) con la trasmissione delle vibrazioni sulla campata adiacente	$a_{rms} \leq 0,05 \text{ m/s}^2$ inoltre $f_1 \geq 4,5 \text{ Hz}$	$a_{rms} \leq 0,10 \text{ m/s}^2$ $f_1 \geq 4,5 \text{ Hz}$	

¹ Valori limite secondo Hamm und Richter (2009). Rabold e Hamm (2009) descrivono il valore massimo per le esigenze ridotte. Kreuzinger und Mohr (1999) propongono all'incirca i valori doppi.

² „Per il dimensionamento [...] si consigliano i valori seguenti per vibrazioni smorzate di solette per edifici di abitazione. Nel campo fra 4 e 8 Hz è determinante il limite dell'accelerazione delle vibrazioni 0,40 m/s²; [...] Se la trasmissione degli impulsi in un altro locale è possibile, allora i valori per questo locale dovrebbero essere ridotti a 0,10 m/s² [...]“ Kreuzinger und Mohr (1999), Capitolo 4.3, P. 36.

Criterio delle frequenze

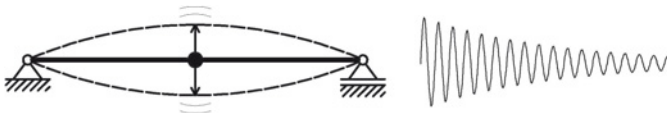


Figura 6-8: Vibrazioni di un elemento strutturale

La prima frequenza propria può essere definita secondo le formule indicate nel capitolo 6.3.2. Per la massa oscillatoria m si applicano unicamente i carichi permanenti

$$m = g_{1,k} + g_{2,k} \tag{6.19}$$

Nella Tabella 6-5 è indicato il valore massimo della deformazione, corrispondente alla frequenza di riferimento, dovuta ai carichi permanenti.

Tabella 6-5 Limiti di deformazione corrispondenti alla prima frequenza propria

	Classe di vibrazione I	Classe di vibrazione II	Valore limite minimo per la verifica dell'accelerazione delle vibrazioni
Criterio della frequenza	$f_1 \geq 8 \text{ Hz}$	$f_1 \geq 6 \text{ Hz}$	$f_1 \geq 4,50 \text{ Hz}$
Deformazione corrispondente dovuta a $g = g_{1,k} + g_{2,k}$	$w_m \leq 5 \text{ mm}$	$w_m \leq 9 \text{ mm}$	$w_m \leq 16 \text{ mm}$

Criterio di rigidezza

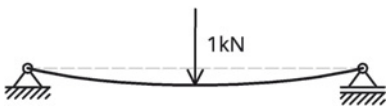


Figura 6-9: Deformazione di una trave semplice dovuta alla forza concentrata

La deformazione creata da una forza concentrata $F = 1\text{kN}$ agente nel punto più sfavorevole vale per una trave semplice senza effetto di distribuzione trasversale

$$w_{stat} = \frac{1 \text{ kN} \cdot \ell^3}{48 \cdot E \cdot I_{ef}} \cdot 1.000 \leq w_{grenz} \tag{6.20}$$

ℓ Campata della trave semplice [m]

$E \cdot I_{ef}$ Rigidezza flessionale effettiva [kNm²]

La distribuzione del carico nella direzione trasversale può essere considerata nel modo seguente:

$$w'_{1kN} = \frac{1 \text{ kN} \cdot \ell^3}{48 \cdot E \cdot I_{ef,0}} \cdot \frac{1}{b_F} \cdot 1.000 \leq w_{grenz} \tag{6.21}$$

$$b_F = \min \left\{ \frac{\ell}{1,1} \cdot \sqrt[4]{\frac{EI_{quer}}{E \cdot I_0}}; b \right\} \geq 1 \quad (6.22)$$

ℓ Campata [m]

b Larghezza dell'elemento considerato [m]

b_F Larghezza collaborante del medesimo elemento [m]

$E \cdot I_{0,ef}$ Rigidezza flessionale nella direzione principale [kNm²]

$E \cdot I_{quer}$ Rigidezza flessionale trasversalmente alla direzione principale [kNm²].

Piccoli contributi alla rigidezza nella direzione trasversale possono produrre un miglioramento non trascurabile. Con $\frac{EI_{quer}}{E \cdot I_{0,ef}} = \frac{3}{100}$ si ottiene già $b_F = 0,38 \cdot \ell$.

Accelerazione limite

Quando il valore minimo secondo la tabella 6-4 non è superato e se è rispettato un valore della frequenza minima di 4,50 Hz, nel caso di solette pesanti è possibile assicurare il confort d'uso tramite il rispetto di un valore limite dell'accelerazione. Lo schema di verifica corrispondente è indicato in figura 6-10.

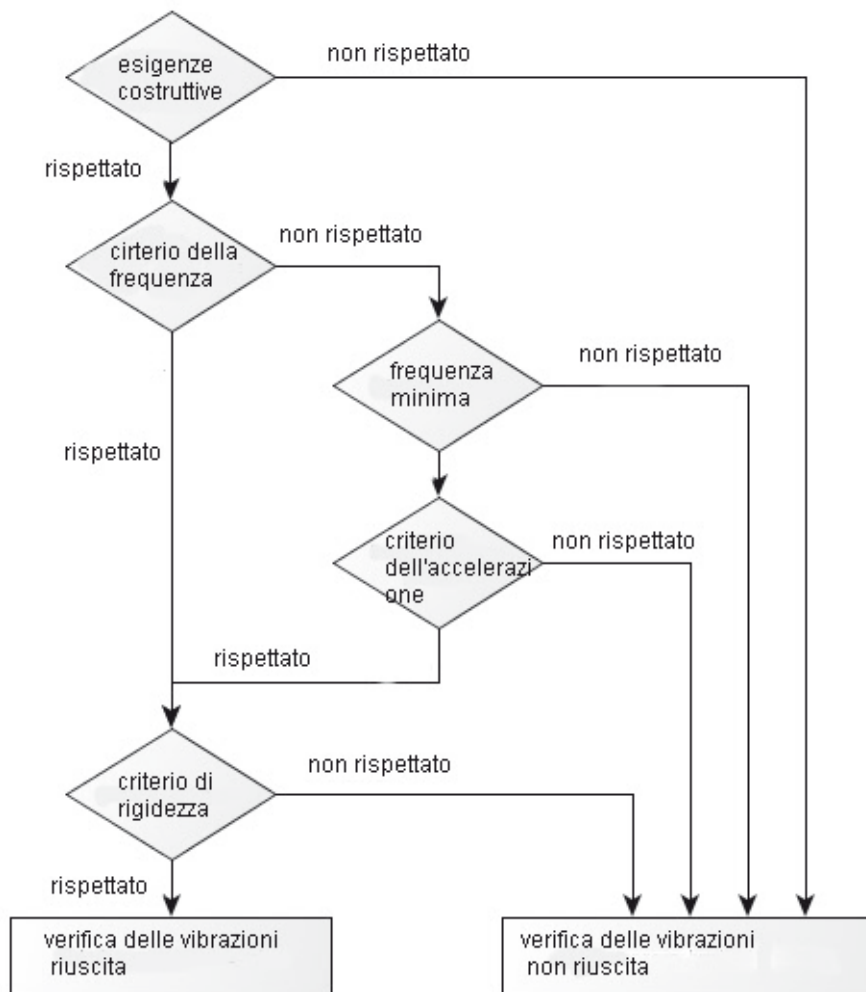


Figura 6-10: Diagramma di flusso della verifica delle vibrazioni

L'accelerazione è la risposta della soletta dovuta al camminare di una persona.

$$a_{rms} = \frac{0,4 \cdot \alpha \cdot F_0}{M^* \cdot 2 \cdot D} = \frac{280 \cdot \alpha}{M^* \cdot 2 \cdot D} \leq a_{grenz} \quad (6.23)$$

F_0 Forza peso di una persona che cammina. $F_0 = 700$ [N]

M^* Massa modale secondo il capitolo 6.3.2 in [kg]

D Grado di smorzamento modale (anche smorzamento di Lehr) in [-]
secondo Tabella 6-6

$\alpha = e^{-0,47 \cdot f_1}$ Coefficiente per considerare l'effetto della frequenza propria sull'accelerazione della vibrazione in [-]

$$\alpha = e^{-0,47 \cdot f_1}$$

La relazione con la prima frequenza propria è indicata in figura 6-11.

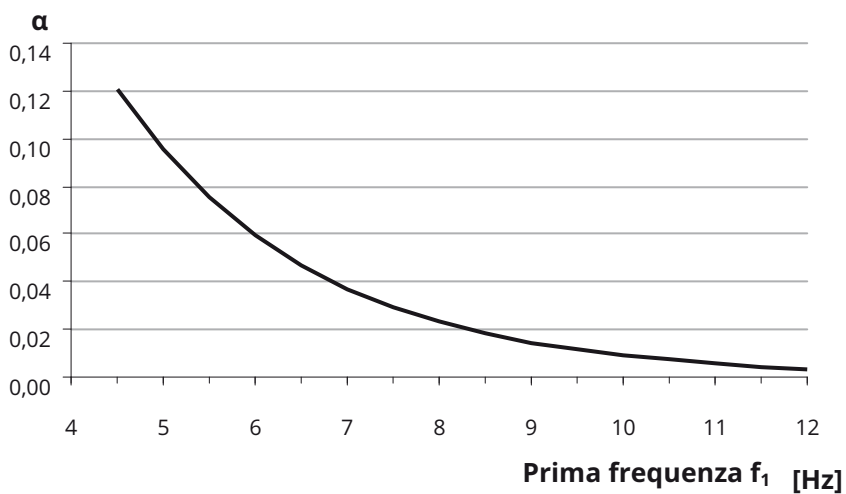


Figura 6-11: Relazione fra la prima frequenza propria e il coefficiente α

La grandezza dell'accelerazione dipende dalla distanza fra la frequenza propria e la frequenza di eccitazione e assume il valore più grande in caso di risonanza¹. L'accelerazione può essere migliorata tramite l'aumento della rigidità della soletta e quindi della prima frequenza propria e della massa vibrante.

L'accelerazione della vibrazione è usata anche in altre procedure di verifica come valore di valutazione (si veda il capitolo 6.3.4). I modelli di calcolo e i valori limite per l'accelerazione sono al momento oggetto di discussione.

Tabella 6-6 Gradi di smorzamento per diversi tipi di soletta²

Tipo di costruzione della soletta	Smorzamento modale D
Solette senza o con un pavimento leggero	0,01
Solette con pavimento flottante	0,02
Solette in XLAM senza o con un pavimento leggero	0,025
Solette con travatura di legno e solette con pacchetti di tavole collegati meccanicamente con pavimento flottante	0,03
Solette in XLAM con pavimento flottante e costruzione pesante	0,035

6.3.4 Altre verifiche delle vibrazioni

Verifiche secondo Eurodice5 (EN 1995-1-1:2009)

Per la verifica delle vibrazioni secondo l'Eurocodice, in EN 1995-1-1 sono definiti criteri per le frequenze proprie, per la velocità di vibrazione e per la rigidità. Spesso è determinante il rispetto della prima frequenza propria.

$$f_1 \leq f_{\text{grenz}} = 8 \text{ Hz} \quad (6.24)$$

Per frequenze proprie al di sotto di 8,00 Hz sono richieste analisi approfondite. Inoltre devono essere limitate la rigidità delle solette e la velocità dell'impulso. Per frequenze fra 4,50 e 8,00 Hz il documento di applicazione austriaco propone la limitazione dell'accelerazione delle vibrazioni, senza indicare verifiche più precise.

¹ Secondo Hamm und Richter (2009) si definisce per il caso limite della risonanza $\alpha = 0,1$. Questo valore corrisponde alla funzione $\alpha = e^{-0,47 \cdot f_1}$ per $f_1 = 5 \text{ Hz}$. In Kreuzinger und Mohr (1999) si indica l'accelerazione in considerazione della frequenza propria della soletta. Fra 6,9 e 8 Hz il termine $2 \cdot D$ può quindi essere rimpiazzato dal

valore $\sqrt{\left(1 - \frac{f_F^2}{f_1^2}\right)^2 + \left(2 \cdot D \cdot \frac{f_F}{f_1}\right)^2}$ con $f_F = 6,9 \text{ Hz}$

² Secondo Augustin (2012).

Limitazione della deformazione assoluta (DIN 1052:2010)

Come indicato sopra, la limitazione della frequenza propria corrisponde ad una assoluta limitazione della deformazione. Nella norma DIN 1052:2010, paragrafo 9.3, si trova un verifica specifica per il caso di carico permanente e quasi permanente:

$$w_{inst,qs} \leq w_{grenz} = 6 \text{ mm} \quad (6.25)$$

$$w_{inst,qs} = w_{g,k} + \psi_2 \cdot w_{n,k} = w_{g,k} + 0,3 \cdot w_{n,k} \quad (6.26)$$

La relazione fra il valore limite della deformazione e il valore limite della prima frequenza propria è la seguente:

$$w_{grenz} \geq 6 \text{ mm} \Leftrightarrow f_{1,qs} \geq 7,35 \text{ Hz} \quad (6.27)$$

La bibliografia segnala esplicitamente che il rispetto del criterio della prima frequenza propria da solo non può essere considerato come sufficiente.

Valore effettivo del singolo passo (OS-RMS)

A integrazione delle indicazioni fin qui fornite e riferite alle diverse procedure di verifica delle vibrazioni in ambito della costruzione in legno, si cita anche un procedimento di verifica generico, che è stato sviluppato nell'ambito del programma Hivoss¹ e che di volta in volta può essere applicato come procedimento alternativo.

La procedura dell'*One-step root mean square* (OS-RMS, in tedesco anche: Effektivwert des Einzelschrittes) è stata pubblicata nel Report EUR 21972 EN (2006). Il valore OS-RMS indica la risposta della vibrazione sotto forma di accelerazione della soletta, che è provocata dall'incedere di una persona. Il comportamento vibratorio è stato analizzato per diversi valori del grado di smorzamento, della massa modale e delle frequenze e riportato in forma di diagramma. Usando lo smorzamento, la massa modale e la frequenza come dati di partenza, è possibile classificare le solette in funzione delle caratteristiche vibratorie, come indicato in figura Figura 6-12.

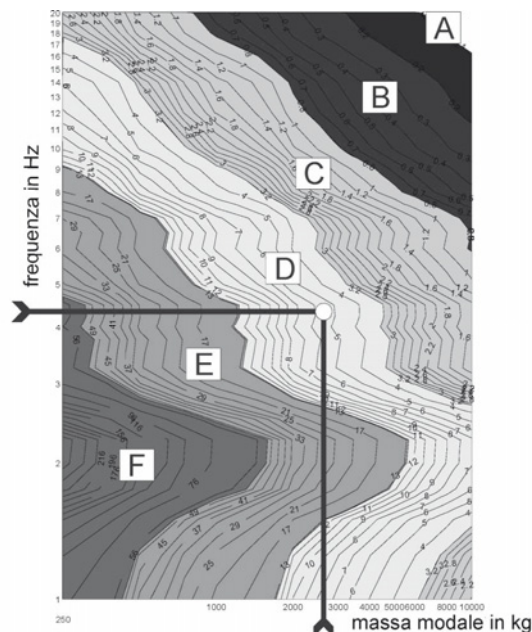


Figura 6-12: Principio della procedura di classificazione vibratoria delle solette

¹ Si veda Hivoss (2008)

7 Stati limite ultimi per il caso di incendio

7.1 Situazioni di calcolo

Le verifiche della resistenza in caso di incendio sono da effettuare in situazioni eccezionali. In linea di principio è da considerare - fatta riserva delle prescrizioni nazionali - il carico principale con i restanti carichi variabili ridotti con il coefficiente ψ_2 .

$$E_{f_i,d} = \sum G_{k,j} \oplus \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (7.1)$$

Per le coperture è consigliabile considerare il caso di carico frequente dell'azione principale, con il coefficiente ψ_1 , poiché spesso per i carichi variabili sui tetti vale $\psi_2 = 0$.

$$E_{f_i,d} = \sum G_{k,j} \oplus \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (7.2)$$

Secondo il paragrafo 6.2.1 (3) della normativa EN 1991-1-1 deve essere garantita una "resistenza minima locale della soletta". Inoltre "deve essere eseguita una verifica separata con una forza concentrata, che in assenza di altre prescrizioni non deve essere combinata con altre azioni variabili". Ciò significa per le solette un carico corrispondente al peso di una persona con $Q_k = 1,50$ kN, che secondo l'opinione dell'autore per il caso della verifica del caso incendio non deve essere corretto con un coefficiente ψ .

Secondo la normativa EN 1991-1-1, paragrafo 6.4 (1), deve essere considerata anche una forza orizzontale, che agisce ad una altezza di 1,20 m. Per le pareti, secondo l'opinione dell'autore, anche in caso di incendio dovrebbe essere considerata una forza orizzontale con circa $q_k = 1,00$ kN/m senza coefficiente ψ .

7.2 Combustione e valori sezionali

La resistenza allo stato limite ultimo per il caso di incendio deve essere analizzata secondo la durata d'incendio richiesta come situazione eccezionale sull'elemento strutturale con sezione ridotta. Dapprima si determina la profondità di carbonizzazione $d_{char,n}$ per la durata d'incendio prevista. Il gradiente termico nella sezione residua può essere considerato, secondo la normativa EN 1995-1-2 secondo a) il metodo della sezione ridotta, oppure b) secondo il metodo delle caratteristiche del materiale ridotte (figura Figura 7-1). Al momento attuale le indicazioni normative sulle caratteristiche del materiale ridotte si limitano agli elementi lineari, ragione per cui nel caso dell'XLAM si applica il metodo della sezione ridotta. La sezione ridotta si determina togliendo la parte di sezione di spessore $k_0 d_0$, che risulta priva di rigidità e di resistenza.

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 d_0 \quad (7.3)$$

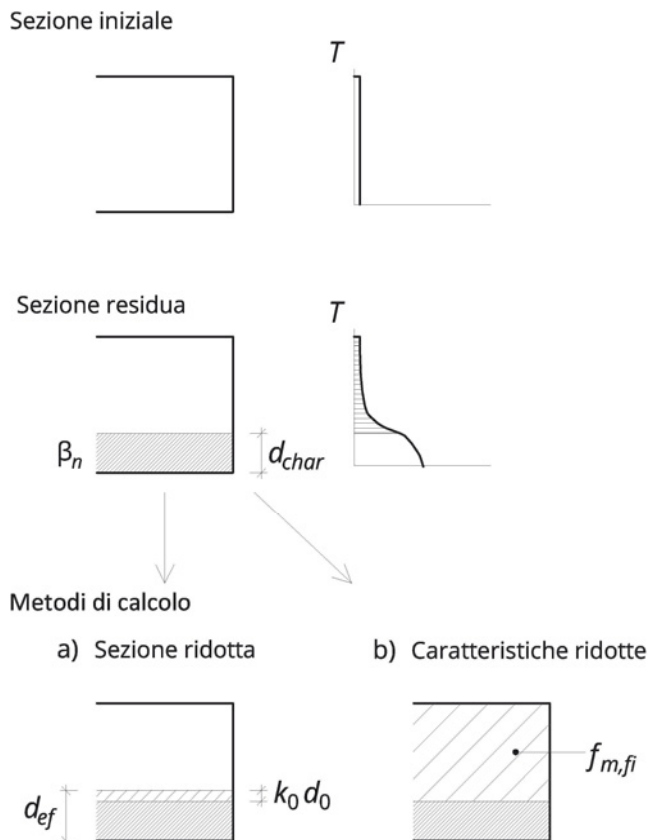


Figura 7-1: Combustione e metodi di calcolo

Profondità di combustione

I risultati dei test di combustione più recenti mostrano che le temperature elevate possono ridurre le proprietà degli adesivi termoplastici, come per esempio i poliuretani. Nel caso di solette e di altri elementi orizzontali questo può portare al distacco di pezzi degli strati carbonizzati e quindi al fenomeno definito delaminazione. Questi pezzi sono in parte descritti delle dimensioni di una mano.

In casi di questo tipo in cui è necessaria una protezione dal fuoco esiste un modello di calcolo nella norma EN 1995-1-2:2006. Questo stesso modello è stato trasferito ai pannelli di legno massiccio incollati a strati incrociati. In caso di eliminazione completa di uno strato protettivo contro il fuoco - per esempio in caso di allontanamento di un pannello protettivo di cartongesso - si ammette che la velocità di combustione sia, in un primo momento, raddoppiata. Dopo 25 mm di combustione tale velocità riprende il suo valore normale, poiché lo strato di carbonizzazione è di nuovo presente e svolge un ruolo protettivo. La figura 7-2 mostra in modo evidente gli effetti di questo modello su un elemento a 5 strati. La linea tratteggiata corrisponde alla carbonizzazione lineare.

Prove sperimentali di combustione su piccoli e grandi elementi¹ mostrano velocità di combustione minori rispetto a questo modello ed è compito del dimensionamento in caso di incendio, scegliere un modello vicino alla realtà, ma non troppo conservativo.

Al momento della pubblicazione non è disponibile nessun modello di calcolo generico. La pratica della progettazione prevede l'applicazione di velocità di carbonizzazione diverse in funzione del tipo di perizia eseguita, spesso senza che si considerino velocità di carbonizzazione diversificate.

¹ Teibinger und Matzinger (2010).

Metodo della sezione ridotta

La temperatura elevata anche oltre il limite di carbonizzazione $d_{char,n}$ comporta una riduzione delle caratteristiche del materiale. Ciò è considerato attraverso lo strato privo di resistenza $k_0 d_0 = 7 \text{ mm}$.

Calcoli comparativi mostrano come il valore $k_0 d_0 = 7 \text{ mm}$ non sia generalmente sufficiente per ogni tipo di stratigrafia di pannello XLAM. A seconda della posizione degli strati trasversali sono possibili valori più grandi di 7 mm, come descritto in Schmid et al. (2010). In caso di rischio di sbandamento si ottengono valori anche maggiori.

Metodo della resistenza ridotta

A causa della stratigrafia dell'XLAM è ragionevole, secondo l'opinione attuale, procedere alla verifica del caso di incendio seguendo una procedura alternativa basata sulla riduzione delle proprietà del materiale. A tal proposito sono già stati effettuati e analizzati test di laboratorio, che hanno permesso di definire coefficienti di riduzione $k_{mod,fi}$ specifici all'XLAM.

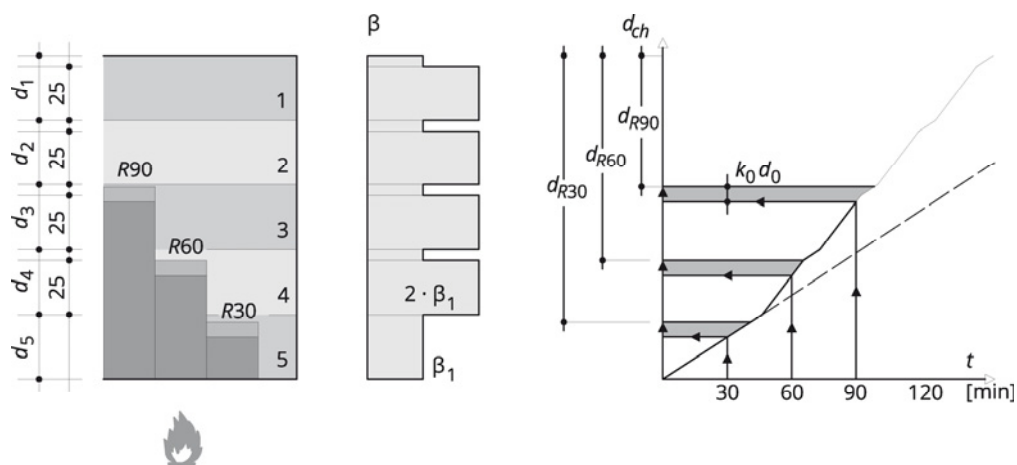


Figura 7-2: Sezione, velocità di carbonizzazione e andamento in funzione del tempo di combustione di un elemento di piastra considerando la delaminazione

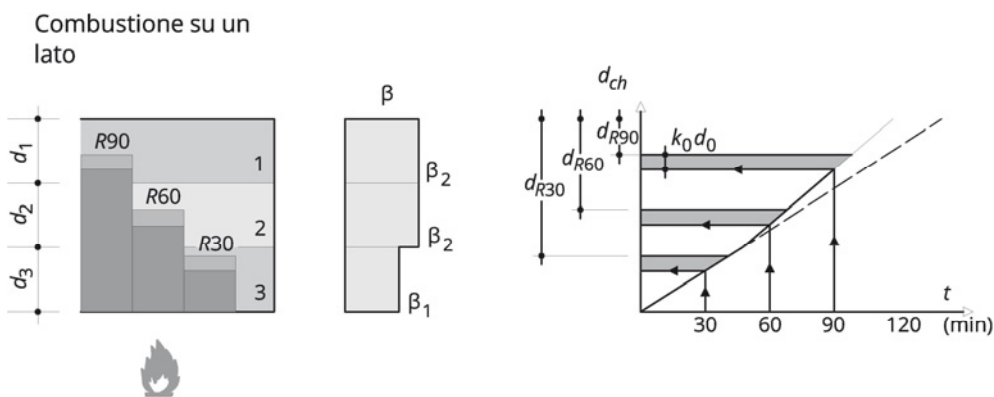


Figura 7-3: Sezione, velocità di carbonizzazione e andamento in funzione del tempo di combustione su un solo lato di una parete

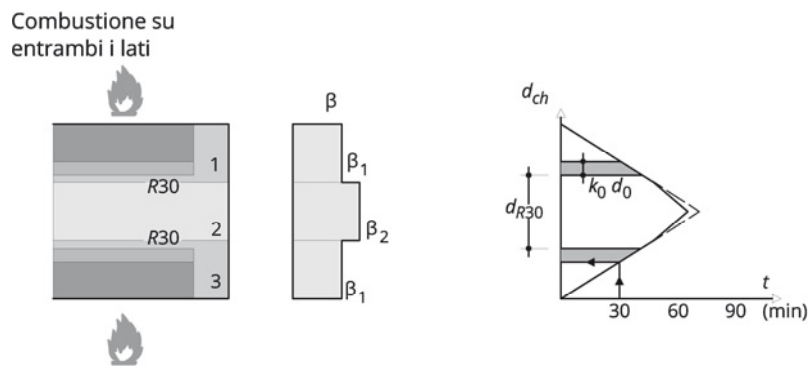


Figura 7-4: Sezione, velocità di carbonizzazione e andamento in funzione del tempo di combustione su due lati di una parete

Travi in XLAM

L'impiego in formato verticale come trave richiede la definizione della riduzione della sezione negli spigoli, dovuta all'arrotondamento dello spigolo tramite la combustione e descritto per il calcolo tramite una combustione maggiorata β_n .

Velocità di combustione in caso di incollatura resistente alla combustione

In caso di impiego di XLAM sulla superficie può essere ammessa una combustione unidimensionale.

$$\beta_n = \beta_0 = 0,65 \text{ mm/min}$$

Velocità di combustione in caso di incollatura non resistente alla combustione

Poiché al momento le prescrizioni riguardo alle sezione residua differiscono a seconda del produttore, qui di seguito è riportata una scelta dei modelli e delle velocità di combustione più frequenti.

		Fonte	Guida XLAM ¹	Rapporto HFA ²
Piastra	Primo strato		$\beta_1 = 0,65 \text{ mm/min}$	
	dal secondo strato, per ogni strato	per i primi 25 mm	$\beta_2 = 2 \cdot 0,65 \text{ mm/min}$	
		per il resto dello strato	$\beta_1 = 0,65 \text{ mm/min}$	
		$k_0 \cdot d_0$	$k_0 d_0 = 7 \text{ mm}$	
Parete	primo strato		$\beta_1 = 0,65 \text{ mm/min}$	
	dal secondo strato		$\beta_1 = 0,65 \text{ mm/min}$	$\beta'_1 = 0,86 \text{ mm/min}$
		$k_0 \cdot d_0$		$k_0 d_0 = 7 \text{ mm}$

¹ Siehe Schickhofer et al. (2010), capitolo 5. Valori validi per XLAM senza intercapedini aperte. In tal caso, con intercapedini fino a 4 mm si ammette $\beta_0 = 0,8 \text{ mm/min}$.

² Rapporto peritale Nr. 122/2011/02-BB, Wien: Holzforschung Austria, 2011.

Resti di tavole

Le parti restanti di uno strato oltre la combustione e con uno spessore inferiore a 3 mm sono trascurate. Calcoli comparativi mostrano che per la maggior parte delle stratigrafie la resistenza sezionale senza questo strato residuo è maggiore di quanto non lo sia prendendolo in considerazione.

7.3 Procedura di verifica

In caso di incendio è permesso eseguire le verifiche senza coefficienti di sicurezza e con valori della resistenza maggiorati (frattile del 20%).

Al livello tensionale la verifica assume la forma seguente:

$$\sigma_{f_i,d} \leq f_{f_i,d}$$

$$\sigma_{f_i,d} \leq k_{mod,fi} \cdot \frac{f_{20}}{Y_{M,fi}}$$

$$\sigma_{f_i,d} \leq k_{fi} \cdot k_{mod,fi} \cdot \frac{f_k}{Y_{M,fi}} = 1,15 \cdot f_k$$

$k_{mod,fi}$ Coefficiente di correzione per il caso incendio

Per il metodo delle sezioni ridotte vale $k_{mod,fi} = 1,00$ ¹

f_{20} Frattile del 20 % della resistenza a temperatura normale

$$f_{20} = k_{fi} \cdot f_k$$

k_{fi} Coefficiente per il calcolo del frattile del 20% partendo dal valore del frattile del 5%².

f_k Valore frattile del 5% della resistenza (secondo EN 1995-1-1)

$Y_{M,fi}$ Coefficiente di sicurezza parziale per il legno in caso di incendio

$$Y_{M,fi} = 1,0$$

7.3.1 Resistenza per il caso incendio

Tabella 7-1 Valori nominali della resistenza dell'XLAM per il caso incendio

		Valori di calcolo proposti per il caso incendio	Valori caratteristici secondo le omologazioni di prodotto
Resistenza a flessione	$f_{m,fi,d}$	27,6 N/mm ²	vedi Tabella 3-4
Resistenza a trazione	$f_{t,0,fi,d}$	16,1 N/mm ²	
Resistenza a compressione nella direzione della fibratura	$f_{c,0,fi,d}$	24,1 N/mm ²	
Resistenza a compressione trasversale	$f_{c,90,fi,d}$	2,9 N/mm ²	
Resistenza a taglio	$f_{v,fi,d}$	2,9 N/mm ²	
Resistenza a taglio rotatorio	$f_{v,R,fi,d}$	1,2 N/mm ²	
Resistenza a torsione	$f_{0,T,fi,d}$	2,8 N/mm ²	

¹EN 1995-1-2, capitolo 4.2.2-5.

²Materiali a base di legno e XLAM secondo EN 1995-1-2, Tabella 2.1.

8 Perdita di equilibrio

La sicurezza dell'equilibrio dell'intera struttura e delle sue parti deve essere garantita durante il montaggio e per tutta la durata di servizio. Nel caso di costruzioni in XLAM si deve verificare che sia scongiurato il rischio di sollevamento di parti della costruzione a causa del risucchio del vento, eventualmente tramite appositi collegamenti.

8.1 Situazioni di calcolo

Le verifiche vengono effettuate per situazioni di calcolo temporanee (fasi di montaggio) o rare (stato di servizio). In entrambi i casi deve essere considerata la combinazione di carichi seguente e i coefficienti di sicurezza parziali della tabella 8-1:

$$E_d = Y_G \cdot G_{k,1} \oplus Y_Q \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i>1} Y_Q \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (8.1)$$

Tabella 8-1 Coefficienti parziali di sicurezza per lo stato limite della perdita di equilibrio

Verifica della perdita di equilibrio	
Carichi permanenti, favorevoli (inf)	$Y_{G,inf} = 0,90$
Carichi variabili, sfavorevoli (sup)	$Y_{Q,sup} = 1,50$

8.2 Sollevamento

Verifica

$$F_{S,d} \leq F_{R,d} \quad (8.2)$$

$F_{S,d}$ Valore di calcolo dell'azione sul mezzo di collegamento

$F_{R,d}$ Valore di calcolo della resistenza del mezzo di collegamento

$$F_{R,d} = k_{mod} \cdot \frac{F_{R,k}}{\gamma_m} \quad (8.3)$$

$$F_{S,d} = \gamma_{G,inf} \cdot G_{1,k} - \gamma_Q \cdot W_{s,k} \quad (8.4)$$

Vale:

$F_{S,d} \begin{cases} \leq 0 & \text{sovracompressione – mezzi di collegamento non necessari} \\ > 0 & \text{valore di calcolo della forza agente sul collegamento} \end{cases}$

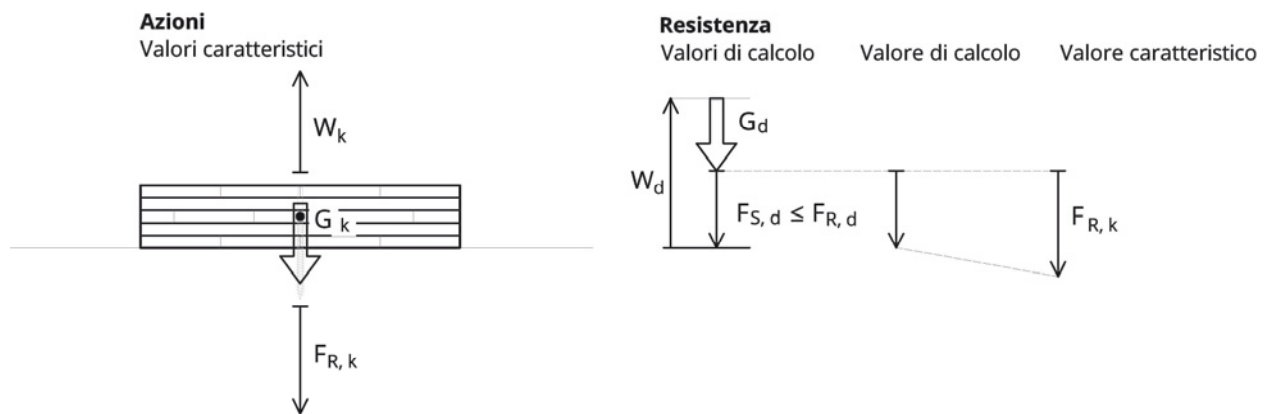


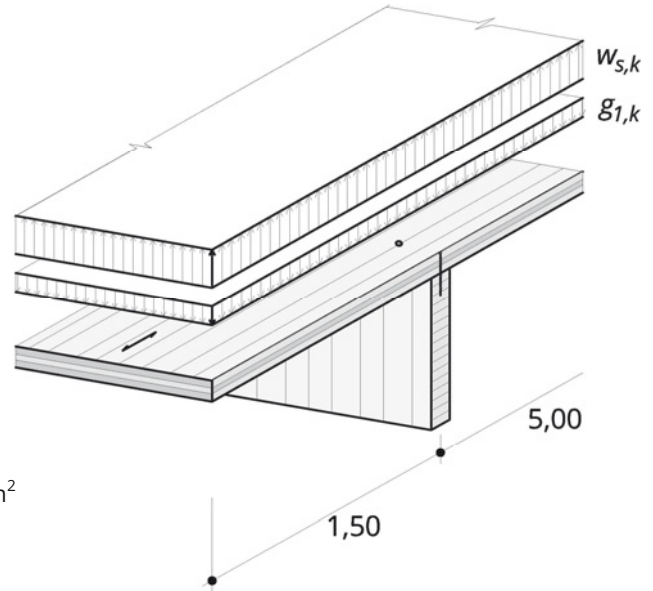
Figura 8-1: Sollecitazione contro il sollevamento

8.2.1 Esempio di applicazione

Esempio 8-1 Sollevamento di una piastra di una copertura

Dati

Pannelli XLAM BSP 100 L3s sono utilizzati come copertura di un capannone, posti su travi inflesse. La distanza fra le travi in lamellare è di 5,00 m. La gronda del tetto sporge di 1,05 m. Il sollevamento del tetto è impedito da viti a tutto filetto.



Condizioni:

Classe di servizio: 1

Classe di durata del carico: breve

Azioni:

Risucchio del vento sulla gronda: $w_{s,k} = 2,30 \text{ kN/m}^2$

Peso proprio degli elementi strutturali: $g_{1,k} = 0,40 \text{ kN/m}^2$

(attenzione alle fasi di montaggio!)

Mezzi di collegamento:

Valore caratteristico della resistenza all'estrazione di una vite: $F_{R,k} = 9,00 \text{ kN}$

Calcolo

Larghezza di influenza per il carico lineare sulla trave:

$$b_e = 1,50 + 2,50 = 4,00 \text{ m}$$

Valore di calcolo dell'azione per un metro lineare di trave:

$$q_{S,d} = b_e \cdot (Y_{G,sup} \cdot g_{1,k} - Y_{Q,inf} \cdot w_{s,k})$$

$$q_{S,d} = 4,00 \cdot (0,90 \cdot 0,40 - 1,50 \cdot 2,30)$$

$$q_{S,d} = -12,36 \text{ kN/m}$$

Valore di calcolo della resistenza di un mezzo di collegamento:

$$F_{R,d} = k_{mod} \frac{F_{R,k}}{Y_M}$$

$$F_{R,d} = 0,90 \cdot \frac{9,00}{1,25}$$

$$F_{R,d} = 6,48 \text{ kN}$$

Distanza necessaria per esigenze strutturali dei mezzi di collegamento:

$$\text{erf. } e = \frac{F_{R,d}}{-q_{S,d}}$$

$$\text{erf. } e = \frac{6,48}{12,36}$$

$$\text{erf. } e = 0,52 \text{ m}$$

Distanza scelta dei mezzi di collegamento:

$$\text{gew. } e = 0,45 \text{ m}$$

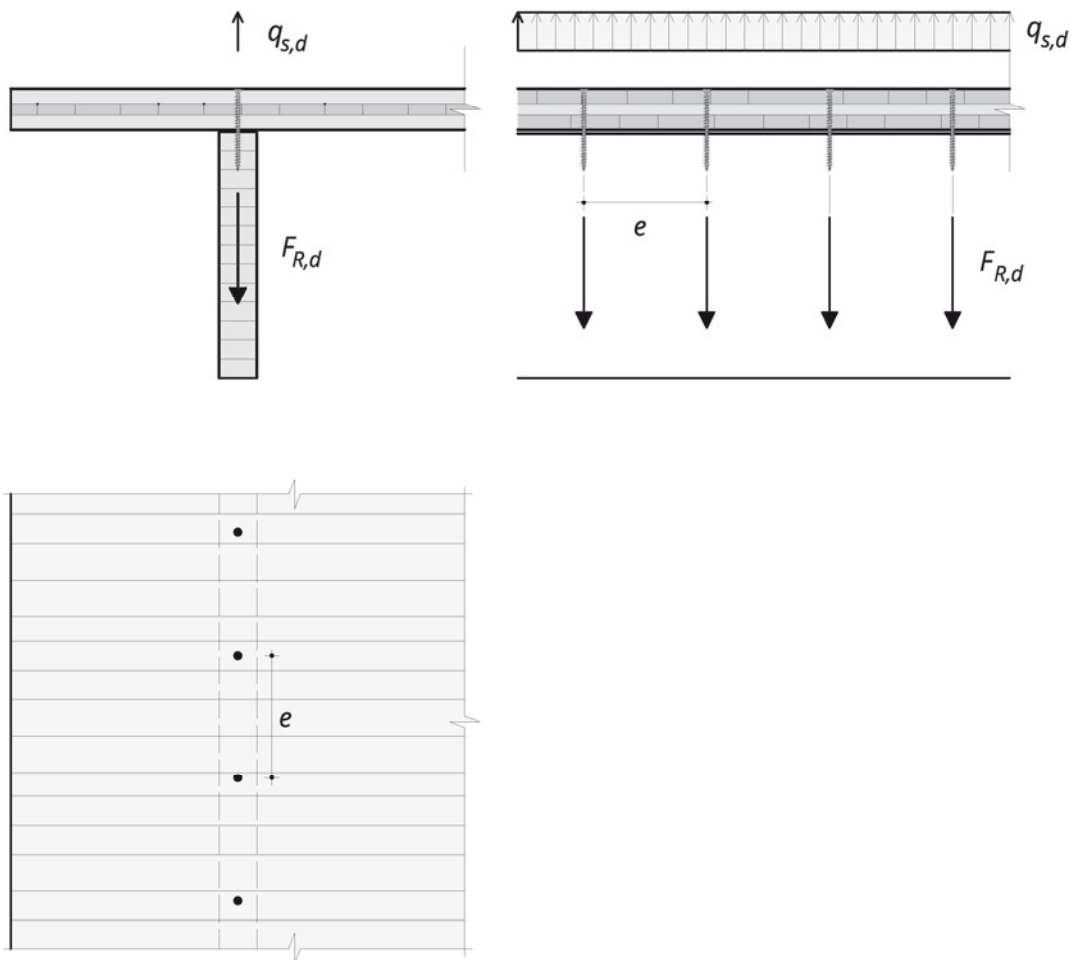
Verifica:

$$F_{S,d} \leq F_{R,d}$$

$$\text{gew. } e \cdot q_{S,d} \leq F_{R,d}$$

$$0,45 \cdot 12,36 \leq 6,48$$

$$5,56 \leq 6,48 \quad \checkmark \text{ riuscita (86 \%)}$$



Occorre prestare attenzione che le viti penetrino per uno spessore sufficiente e venga rispettata la resistenza alla trazione trasversale delle travi principali.

9 Collegamenti

9.1 Giunti a contatto

I giunti a contatto sono semplici e conformi al materiale. I giunti a contatto tramite pressione parallela alla fibratura sono circa 8 volte più performanti dei giunti a contatto con pressione perpendicolare alla direzione della fibratura.

Figura 9-1 mostra alcuni casi di questo tipo di giunto.

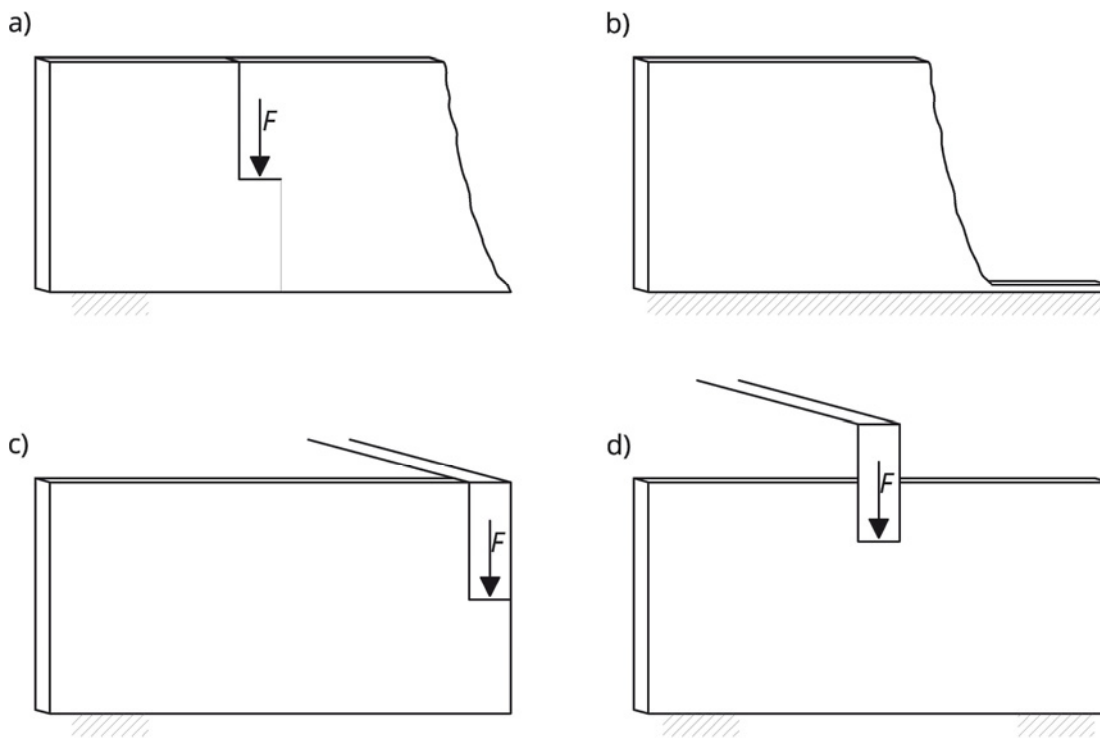


Figura 9-1: Panoramica di giunti a contatto

Figura 9-2 mostra un appoggio con intaglio. Se la seconda parete è orientata con gli strati esterni orizzontali, allora le superfici di contatto sono tutte perpendicolari alla fibratura. Per ottenere la compressione parallela alla fibratura occorre quindi introdurre una piastra di acciaio.

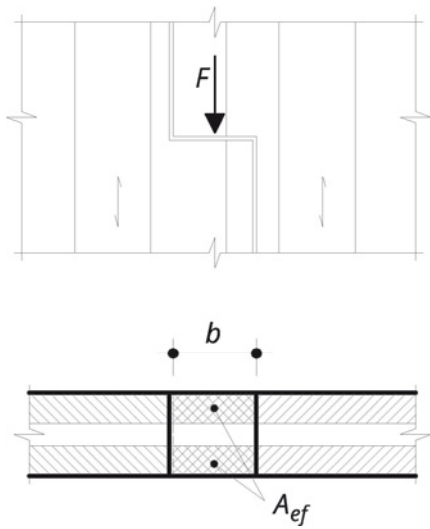


Figura 9-2: Intaglio nel piano della parete (caso a)

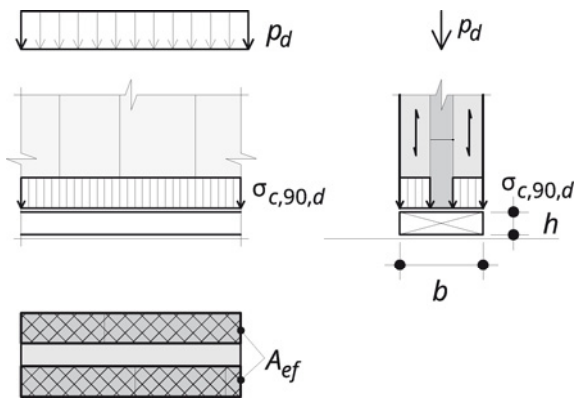


Figura 9-3: Compressione dell'elemento di cordolo (caso b)

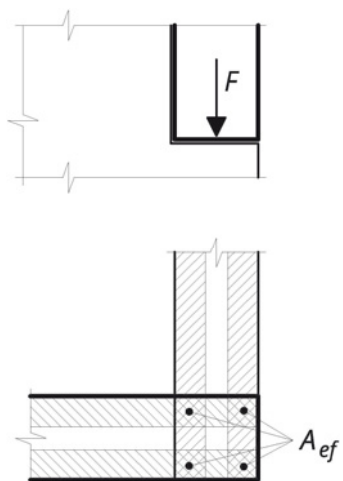


Figura 9-4: Appoggio con intaglio nell'angolo fra le pareti (caso c)

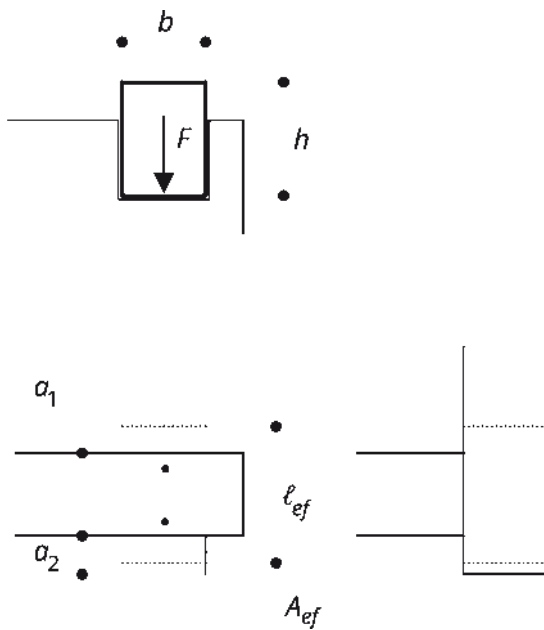


Figura 9-5: Appoggio di una trave (caso d)

9.2 Giunti fra i pannelli

In questo capitolo sono indicati alcuni spunti di soluzioni costruttive adottate frequentemente - senza pretese di completezza.

9.2.1 Giunti a cerniera

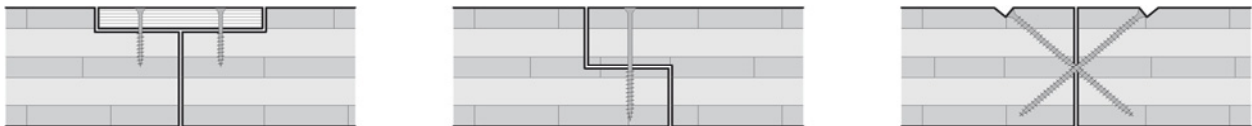
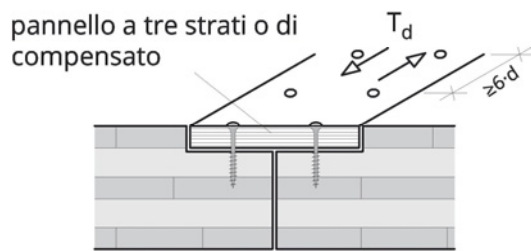


Figura 9-6: giunti sul lato non sollecitato tramite linguetta esterna, giunto a mezzo legno, viti a tutto filetto incrociate

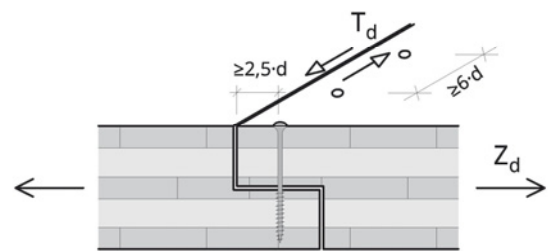
Anche nel caso di solette portanti in una sola direzione il giunto fra i pannelli XLAM deve trasmettere le forze dovute alla continuità del sistema. Inoltre ci si deve assicurare che i due pannelli adiacenti si deformino nel medesimo modo (figura 9-7 a) e b)).

In caso di effetto portante non completamente unidirezionale si creano forze di taglio V_d nei giunti che richiedono misure costruttive e strutturali supplementari (figura 9-7 c) e d)).

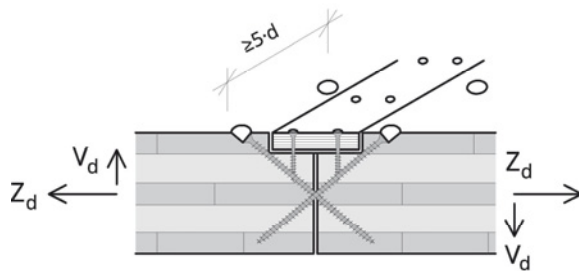
a) linguetta esterna



b) giunto a mezzo legno



c) linguetta esterna con trasmissione della forza di taglio



d) giunto a mezzo legno con trasmissione della forza di taglio

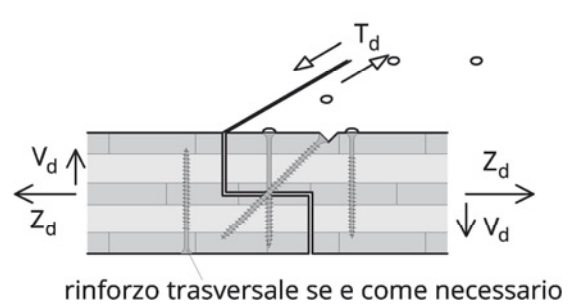


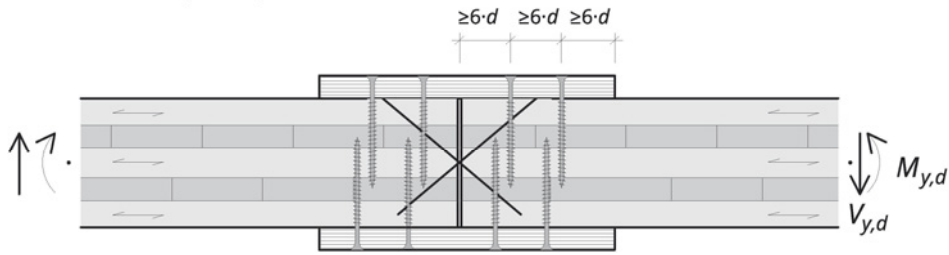
Figura 9-7: Giunti per esigenze diverse

Quando la soletta assume anche la funzione di lastra devono essere trasmesse attraverso il giunto anche le forze di taglio T_d lungo il giunto, come indicato nella figura 9-7 a) e d). Le forze di trazione Z_d , che tendono ad allontanare i due elementi, devono essere collegate in modo adeguato. Questo può avvenire tramite gli elementi di parete oppure tramite l'avvitatura del giunto, come indicato in figura 9-7c) e d).

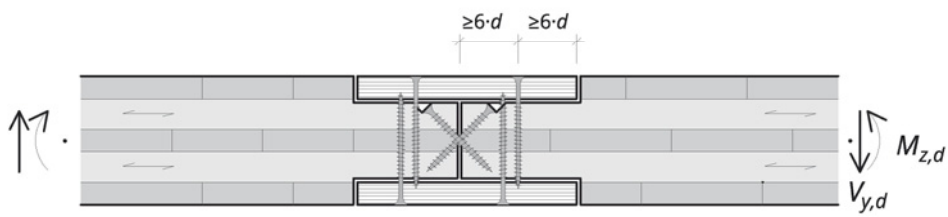
9.2.2 Giunti a flessione

Il momento flettente può essere trasmesso tramite coprigiunto di legno o di metallo. Nel caso di giunti nella direzione portante principale - figura 9-8a) - i coprigiunto sono di regola esterni, nel caso di giunti nella direzione secondaria possono essere inseriti nella sezione - figura 9-8 b).

a) giunto a flessione nella direzione principale



b) giunto a flessione nella direzione secondaria



c) giunto a flessione per pannelli molto sottili

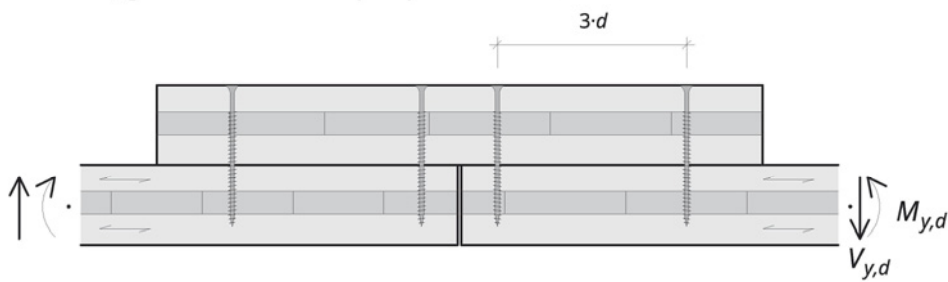


Figura 9-8: Giunti a flessione

9.2.3 Travi in spessore

La figura Figura 9-9 mostra alcune soluzioni di travi di acciaio introdotte nelle spessore delle solette. Le diverse varianti permettono di ottenere l'effetto strutturale voluto.

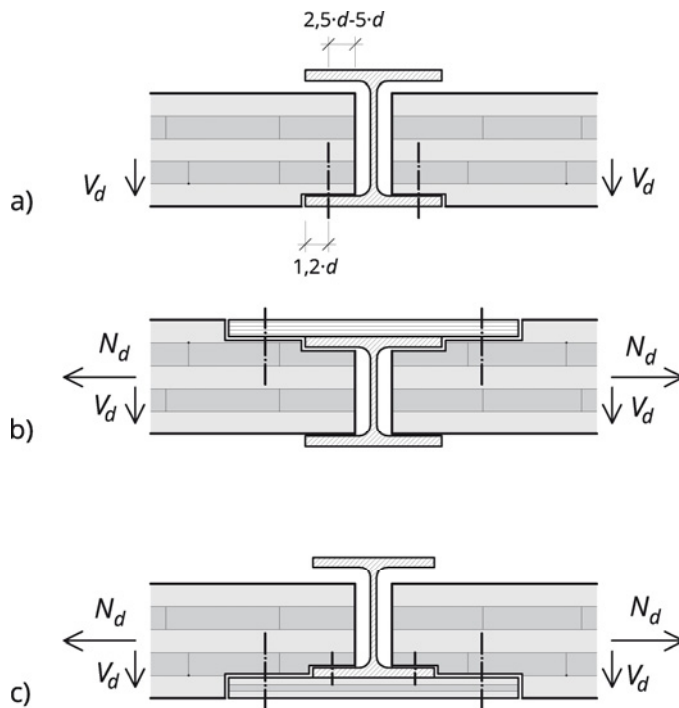


Figura 9-9: Architravi in spessore con profili di acciaio

Le tabelle 9-1 e 9-2 permettono di scegliere i profili di acciaio in base alle dimensioni. Le tolleranze di produzione¹ dei profili laminati sono state aggiunte alle rispettive dimensioni e integrate nella tabella.

¹ Tolleranze di produzione per profili a I secondo Stahlbauzentrum Schweiz (2005).

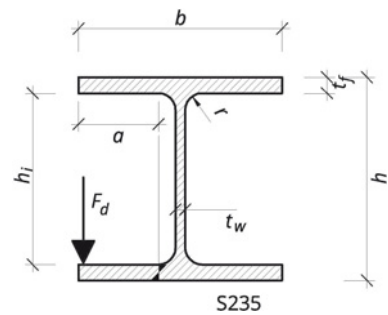


Tabella 9-1 HE-A per la realizzazione di travi in spessore

	Altezza interna		Lunghezza massima dell'appoggio		Reazione d'appoggio massima a flessione dell'ala inferiore	Larghezza del profilo	Altezza del profilo	Raggio dell'arrotondamento	Spessore dell'anima	Spessore delle ali	Momento resistente	Momento d'inerzia	
	hi	Δhi	a	Δa									max F _d
	[mm]				[kN]	[mm]					[cm ³]	[cm ⁴]	
HE-A	HE-A 100	80	$\frac{-5,5}{+5,5}$	35,5	$\frac{-2,9}{+2,9}$	96	100	96	12	5,0	8,0	73	349
	HE-A 120	98	$\frac{-6,4}{+6,4}$	45,5	$\frac{-3,9}{+3,9}$	75	120	114	12	5,0	8,0	106	606
	HE-A 140	116	$\frac{-6,8}{+6,8}$	55,2	$\frac{-3,9}{+3,9}$	69	140	133	12	5,5	8,5	155	1.033
	HE-A 160	134	$\frac{-7,2}{+7,2}$	62,0	$\frac{-3,9}{+3,9}$	69	160	152	15	6,0	9,0	220	1.673
	HE-A 180	152	$\frac{-7,6}{+7,6}$	72,0	$\frac{-3,9}{+3,9}$	66	180	171	15	6,0	9,5	294	2.510
	HE-A 200	170	$\frac{-8,5}{+9,5}$	78,7	$\frac{-3,9}{+3,9}$	67	200	190	18	6,5	10,0	389	3.692
	HE-A 220	188	$\frac{-8,9}{+9,9}$	88,5	$\frac{-4,0}{+4,0}$	73	220	210	18	7,0	11,0	515	5.410
	HE-A 240	206	$\frac{-9,3}{+10,3}$	95,2	$\frac{-4,0}{+4,0}$	80	240	230	21	7,5	12,0	675	7.763
	HE-A 260	225	$\frac{-9,7}{+10,7}$	102,2	$\frac{-4,0}{+4,0}$	81	260	250	24	7,5	12,5	836	10.450
	HE-A 280	244	$\frac{-10,1}{+11,1}$	112,0	$\frac{-4,0}{+4,0}$	80	280	270	24	8,0	13,0	1.013	13.670
	HE-A 300	262	$\frac{-10,5}{+11,5}$	118,7	$\frac{-4,0}{+4,0}$	88	300	290	27	8,5	14,0	1.260	18.260
	HE-A 320	279	$\frac{-10,5}{+11,5}$	118,5	$\frac{-4,0}{+4,0}$	108	300	310	27	9,0	15,5	1.479	22.930
	HE-A 340	297	$\frac{-10,5}{+11,5}$	118,2	$\frac{-4,0}{+4,0}$	123	300	330	27	9,5	16,5	1.678	27.690
	HE-A 360	315	$\frac{-10,5}{+11,5}$	118,0	$\frac{-4,3}{+4,3}$	138	300	350	27	10,0	17,5	1.891	33.090
	HE-A 400	352	$\frac{-10,5}{+11,5}$	117,5	$\frac{-4,3}{+4,3}$	164	300	390	27	11,0	19,0	2.311	45.070

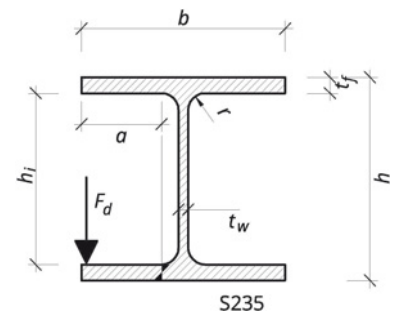


Tabella 9-2 HE-B per la realizzazione di travi in spessore

Altezza interna	Tolleranza	Lunghezza massima dell'appoggio		Reazione d'appoggio massima a flessione dell'ala inferiore	Larghezza del profilo	Altezza del profilo	Raggio dell'arrotondamento	Spessore dell'anima	Spessore delle ali	Momento resistente	Momento d'inerzia
hi	Δhi	a	Δa	max Fd	b	h	r	tw	tf	W	I
[mm]				[kN]	[mm]				[cm ³]	[cm ⁴]	
HE-B 100	80 $\frac{-6,0}{+6,0}$	35,0	$\frac{-2,9}{+2,9}$	152	100	100	12	6,0	10,0	90	450
HE-B 120	98 $\frac{-6,9}{+6,9}$	44,7	$\frac{-3,9}{+3,9}$	144	120	120	12	6,5	11,0	144	864
HE-B 140	116 $\frac{-7,3}{+7,3}$	54,5	$\frac{-4,0}{+4,0}$	141	140	140	12	7,0	12,0	216	1.509
HE-B 160	134 $\frac{-7,7}{+7,7}$	61,0	$\frac{-4,0}{+4,0}$	147	160	160	15	8,0	13,0	312	2.492
HE-B 180	152 $\frac{-8,1}{+8,1}$	70,7	$\frac{-4,0}{+4,0}$	148	180	180	15	8,5	14,0	426	3.831
HE-B 200	170 $\frac{-8,5}{+9,5}$	77,5	$\frac{-4,0}{+4,0}$	155	200	200	18	9,0	15,0	570	5.696
HE-B 220	188 $\frac{-8,9}{+9,9}$	87,2	$\frac{-4,0}{+4,0}$	156	220	220	18	9,5	16,0	736	8.091
HE-B 240	206 $\frac{-9,3}{+10,3}$	94,0	$\frac{-4,3}{+4,3}$	164	240	240	21	10,0	17,0	938	11.260
HE-B 260	225 $\frac{-9,7}{+10,7}$	101,0	$\frac{-4,3}{+4,3}$	161	260	260	24	10,0	17,5	1.148	14.920
HE-B 280	244 $\frac{-10,1}{+11,1}$	110,7	$\frac{-4,3}{+4,3}$	156	280	280	24	10,5	18,0	1.376	19.270
HE-B 300	262 $\frac{-10,5}{+11,5}$	117,5	$\frac{-4,3}{+4,3}$	164	300	300	27	11,0	19,0	1.678	25.170
HE-B 320	279 $\frac{-10,5}{+12,0}$	117,2	$\frac{-4,3}{+4,3}$	191	300	320	27	11,5	20,5	1.926	30.820
HE-B 340	297 $\frac{-10,5}{+12,0}$	117,0	$\frac{-4,3}{+4,3}$	211	300	340	27	12,0	21,5	2.156	36.660
HE-B 360	315 $\frac{-10,5}{+12,0}$	116,7	$\frac{-4,3}{+4,3}$	231	300	360	27	12,5	22,5	2.400	43.190
HE-B 400	352 $\frac{-10,5}{+12,0}$	116,2	$\frac{-4,3}{+4,3}$	264	300	400	27	13,5	24,0	2.884	57.680

9.3 Mezzi di collegamento a gambo cilindrico e loro resistenza

9.3.1 Generalità

La resistenza dei sistemi di collegamento a gambo cilindrico è regolata in diversi modi.

Alcune omologazioni di prodotto contengono indicazioni sui sistemi di collegamento meccanici e in parte rimandano, per la determinazione della resistenza, all'Eurocodice 5. In altre omologazioni i sistemi di collegamento sono trattati in modo specifico.

Nell'applicazione pratica, la determinazione della resistenza dei sistemi di collegamento avviene spesso sulla base delle indicazioni contenute in Blaß und Uibel (2009). Le regole e le proposte di calcolo per i collegamenti sia sulla superficie larga che sulla superficie stretta (quella di testa) dei pannelli XLAM sono state sviluppate nell'ambito di un grosso progetto di ricerca della Cattedra "Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktion" dell'Università di Karlsruhe e pubblicate in Blaß und Uibel (2007). Anche al Politecnico di Graz sono stati eseguiti studi e ricerche sul tema dei collegamenti, che sono stati pubblicati in Schickhofer et al. (2010). Si deve inoltre ricordare che esistono anche omologazioni europee per l'impegno di viti nell'XLAM.

9.3.2 Numero minimo di viti

L'indicazione e la prescrizione di un numero minimo di viti nei giunti fra i pannelli è un tema di discussione. Gli autori consigliano ai progettisti di indicare un numero minimo di viti che sia valido per l'intero progetto, in funzione del tipo di progetto (per esempio con l'indicazione di almeno 3 viti autoforanti a filetto continuo con $d = 8 \text{ mm}$, $e \leq 33 \text{ cm}$ e l'indicazione di una profondità minima di penetrazione in funzione dello spessore del pannello XLAM).

9.4 Viti autoforanti

Si presuppone l'impiego di viti con una resistenza minima $f_{u,k} = 800 \text{ N/mm}^2$ per il caso di sollecitazione prevalentemente statica. In caso di sollecitazioni dinamiche e ripetute sono necessarie riflessioni particolari.

9.4.1 Estrazione di viti autoforanti

La resistenza assiale dei collegamenti con viti autoforanti dipende dalla resistenza all'estrazione delle viti, dalla resistenza della sezione del nocciolo della vite a trazione e, in caso di viti a filetto parziale, dalla resistenza all'attraversamento del legno da parte della testa della vite.

La resistenza all'estrazione delle viti autoforanti a filetto parziale o totale può essere calcolata secondo Blaß und Uibel (2009) nel modo seguente:

$$F_{ax,k} = \frac{31 \cdot d^{0,8} \cdot l_{ef}^{0,9}}{1,5 \cdot \cos^2 \varepsilon + \sin^2 \varepsilon} \quad (9.1)$$

- $F_{ax,k}$ Resistenza all'estrazione (valore caratteristico) in [N]
 d Diametro nominale della vite in [mm] (diametro esterno)
 l_{ef} Lunghezza di ancoraggio effettiva in [mm] comprensiva della punta della vite
 $l_{ef,min} = 4 \cdot d$
 ε Angolo di avvvitamento rispetto alla fibratura

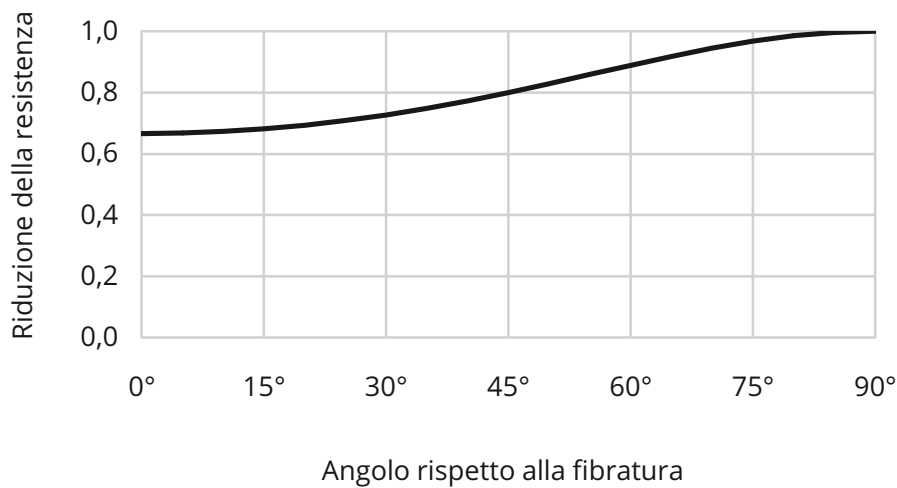


Figura 9-10: Riduzione della resistenza in funzione dell'angolo rispetto alla fibratura

La resistenza a trazione della vite nella sezione del nocciolo può essere calcolata con la formula seguente per le viti con $f_{u,k} = 800 \text{ N/mm}^2$ della classe di resistenza 3 secondo DIN 1052. Secondo i documenti di omologazione delle diverse viti, possono essere raggiunti valori della resistenza maggiori.

$$F_{ax,k} = f_{u,k} \cdot \frac{d_1^2 \cdot \pi}{4} = f_{u,k} \cdot \frac{(0,6 \cdot d)^2 \cdot \pi}{4} = 800 \cdot \frac{(0,6 \cdot d)^2 \cdot \pi}{4} \quad (9.2)$$

In un collegamento con un gruppo di viti, il numero efficace di viti deve essere stabilito con¹:

$$n_{ef} = n^{0,9} \quad (9.3)$$

¹ EN 1995-1-1, paragrafo 8.7.2 (8).

9.4.2 Estrazione delle viti dalla superficie di testa

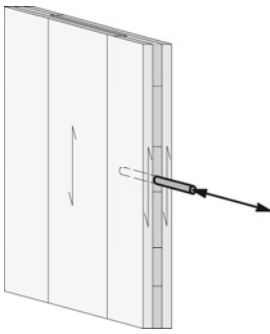


Figura 9-11: Mezzi di collegamento nella superficie di testa (anche detta superficie stretta) sollecitati all'estrazione)

Premesse:

- Diametro delle viti: $d \geq 8 \text{ mm}$
- Diametro del nocciolo: $d_1 \geq 0,6 \cdot d$
- Spessore minimo del legno strato singolo: $t_1 \geq 3 \cdot d$ [mm]
pannello XLAM: $t_{BSP} \geq 10 \cdot d$ [mm]
- Profondità di penetrazione minima $\ell_{ef} \geq 10 \cdot d$
- Almeno due viti per ogni fila di viti
- In caso di avvvitamento parallelo alla fibratura si applica la densità di riferimento dello strato di tavole ($\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$).

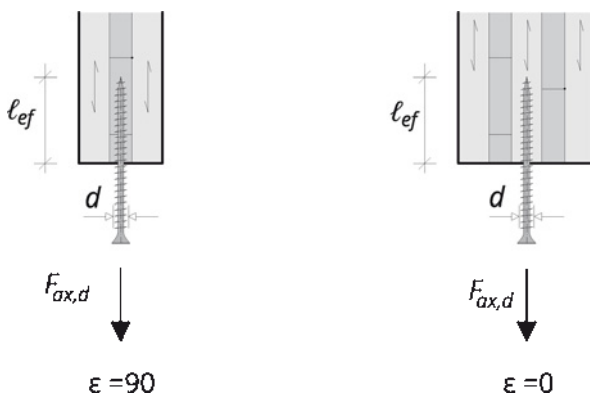


Figura 9-12: Sollecitazione delle viti all'estrazione nella testa del legno

In caso di collegamenti a trazione nella testa del pannello XLAM non è di regola possibile garantire che la vite sia avvitata in uno strato trasversale. Perciò si ammette in modo conservativo che la vite sia ancorata parallelamente alla fibratura ($\varepsilon = 0$ nell'equazione (9.1)).

$$F_{ax,k} = \frac{31 \cdot d^{0,8} \cdot \ell_{ef}^{0,9}}{1,5} \text{ [N]} \quad (9.4)$$

Sul comportamento a lungo termine delle viti con asse parallelo alla direzione della fibratura, si dispone di poche informazioni. Al momento sono in fase di svolgimento prove di laboratorio all'Università di Karlsruhe, che indicano una resistenza ridotta in caso di viti con asse parallelo alla fibratura. Per evitare la fessurazione per trazione trasversale alla fibratura, è consigliabile applicare misure di rinforzo adeguate.

Si consiglia perciò fino a quando non saranno disponibili informazioni sicure, di rinunciare alle viti con asse parallelo alla fibratura.

Gli autori consigliano, in caso di introduzione di forze nei piani del pannello, di utilizzare una inclinazione minima delle viti di 30° rispetto alla direzione della fibratura, come indicato in figura 9-13 e 9-14. La resistenza all'estrazione delle viti dovrebbe essere ridotta del 50% a causa dei citati effetti a lungo termine.

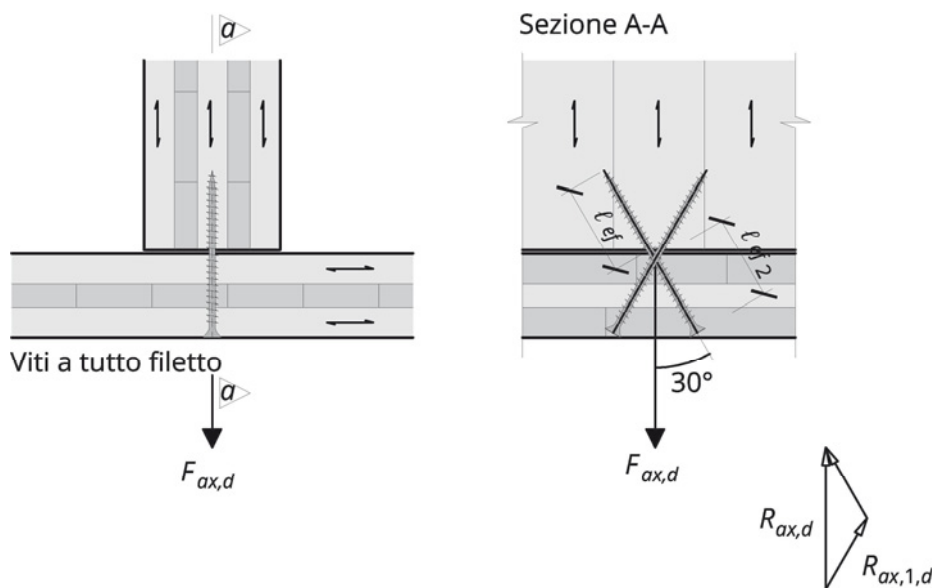


Figura 9-13: Sospensione tramite viti a tutto filetto parallele al piano della parete

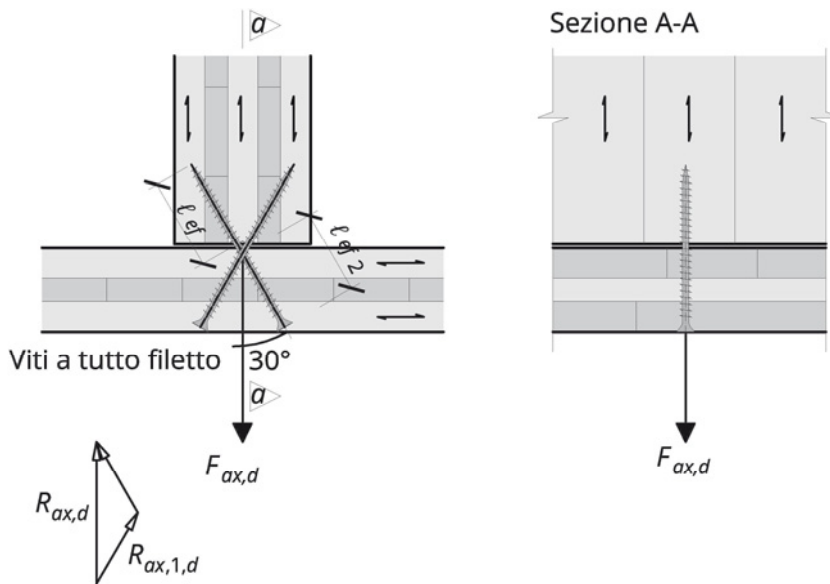


Figura 9-14: Sospensione tramite viti a tutto filetto inclinate rispetto al piano della parete

Tabella 9-3 Valori di resistenza all'estrazione per coppia di viti

		Resistenza all'estrazione $R_{ax,d}$ in [kN]	
		per coppia di viti (30°) Estrazione 50 %	
d [mm]		8	10
Lunghezza del filetto L_{ef} (lato della punta della vite)	60		
	65	2,21	
	70	2,36	
	75	2,51	
	80	2,66	3,18
	85	2,81	3,36
	90	2,96	3,53
	95	3,10	3,71
	100	3,25	3,89
	105	3,40	4,06
	110	3,54	4,23
	115	3,69	4,41
	120	3,83	4,58
	125	3,97	4,75
	130	4,12	4,92
135	4,26	5,09	
140	4,40	5,26	

I valori della resistenza all'estrazione in Tabella 9-3 sono validi fino a 4 coppie di viti che agiscono contemporaneamente e per una durata del carico media ($k_{mod} = 0,80$, classe di servizio 1 e 2). La lunghezza del filetto l_{ef} è indicata in Figura 9-13. Per un numero diverso di coppie di viti i valori di calcolo devono essere corretti con i fattori seguenti:

Tabella 9-4 Valori di conversione per un numero diverso di coppie di viti

Numero di coppie di viti	1	2	4	8	12	16
Fattore di conversione	1,15	1,07	1,00	0,93	0,90	0,87

Per i collegamenti fra due pannelli in XLAM deve essere rispettata la lunghezza minima di penetrazione $l_{ef,2}$ nell'elemento trasversale, con $l_{ef,2} \geq 0,8 \cdot l_{ef}$ come indicato in figura 9-13 e 9-14.

Distanze e dimensioni minime

Le distanze minime sono contenute nelle omologazioni delle viti. Come limitazione delle distanze si indicano i valori seguenti: distanza fra le viti $a_1 = a_2 = 5 \cdot d$. Spessore minimo dell'elemento costruttivo $10 \cdot d$, larghezza minima dell'elemento $8 \cdot d$.

9.4.3 Estrazione delle viti dalla superficie dei pannelli XLAM

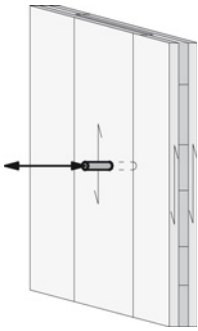


Figura 9-15: Mezzi di collegamento nella superficie (anche quella laterale stretta) sollecitati all'estrazione

Presupposti:

- Diametro delle viti: $d \geq 6$ mm
- Diametro del nocciolo: $d_1 \geq 0,6 \cdot d$
- Minimo due viti per ogni collegamento, rispettivamente per ogni fila
- Lunghezza di penetrazione pari almeno a tre tavole, e $l_{ef} \geq 8 \cdot d$
- Per viti sulla superficie si applica la densità della sezione globale ($\rho_k = 400 \text{ kg/m}^3$)

Per l'avvitatura sulla superficie vale $\varepsilon = 90$ nell'equazione (9.1):

$$R_{ax,k} = 31 \cdot d^{0,8} \cdot l_{ef}^{0,9} \text{ [N]} \quad (9.5)$$

Tabella 9-5 Resistenza all'estrazione delle viti

		Resistenza all'estrazione dalla superficie del pannello $R_{ax,d}$ in [kN]	
		per ogni vite	
d [mm]		8	10
Lunghezza del filetto L_{ef} (lato della punta della vite)	60		
	65	3,75	
	70	4,01	
	75	4,27	
	80	4,52	5,41
	85	4,78	5,71
	90	5,03	6,01
	95	5,28	6,31
	100	5,53	6,61
	105	5,78	6,91
	110	6,03	7,20
	115	6,27	7,50
	120	6,52	7,79
	125	6,76	8,08
	130	7,00	8,37
135	7,25	8,66	
140	7,49	8,95	

I valori della resistenza all'estrazione valgono fino a 4 viti agenti contemporaneamente e per una durata di carico media ($k_{mod} = 0,80$, classe di servizio 1 e 2). Per un numero diverso di coppie di viti i valori di calcolo devono essere corretti con i fattori seguenti:

Tabella 9-6 Fattore di conversione per il numero di viti

Numero di coppie di viti	2	4	8	12	16
Fattore di conversione	1,07	1,00	0,93	0,90	0,87

Distanze e dimensioni minime

Le distanze minime sono contenute nelle omologazioni delle viti. Come limitazione delle distanze si indicano i seguenti valori: distanza fra le viti parallelamente e perpendicolarmente alla direzione dello strato esterno $a_1 = a_2 = 5 \cdot d$. Spessore minimo dell'elemento costruttivo $10 \cdot d$, larghezza minima dell'elemento $8 \cdot d$.

9.4.4 Viti sollecitate a taglio

9.4.5 Viti sollecitate a taglio nella sezione di testa del pannello

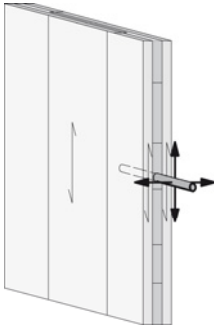


Figura 9-16: mezzi di collegamento sollecitati a taglio nella sezione di testa del pannello

Premesse:

- Diametro minimo delle viti: $d \geq 8 \text{ mm}$
- Profondità minima di penetrazione: $\ell_{ef} \geq 10 d$

Per le viti autoforanti il valore caratteristico della resistenza alla pressione laterale può essere calcolato, secondo Blaß und Uibel (2007) nel modo seguente:

$$f_{h,k} = \frac{20}{\sqrt{d}} \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (9.6)$$

dDiametro nominale della vite in [mm]

Le viti possono essere avvitate in tutte le direzioni. Eventuali spazi fra le tavole possono essere trascurati se non superano i 6 mm (si veda anche il capitolo 2.1.1).

Resistenza alla pressione laterale sul lato stretto del pannello

per $d = 8 \text{ mm}$: $f_{h,k} = 7,07 \text{ N/mm}^2$

per $d = 10 \text{ mm}$: $f_{h,k} = 6,33 \text{ N/mm}^2$

La resistenza dei mezzi di collegamento deve essere determinata secondo la teoria di Johansen e le formule contenute nell'Eurocodice EN 1995-1-1, paragrafo 8.2.2.

In caso di collegamento formato da più viti il numero efficace di viti su una fila vale¹:

$$n_{ef} = n^{0,85} \quad (9.7)$$

Questo valore è applicabile per una distanza fra le viti $a_1 \geq 10 \cdot d$; a partire da $a_1 \geq 14 \cdot d$ la riduzione non è necessaria².

¹ EN 1995-1-1, paragrafo 8.7.2 (8)

² Si veda anche EN 1995-1-1, Tabella 8.1, che è anche ripreso in modo opportuno in alcune omologazioni di viti a tutto filetto.

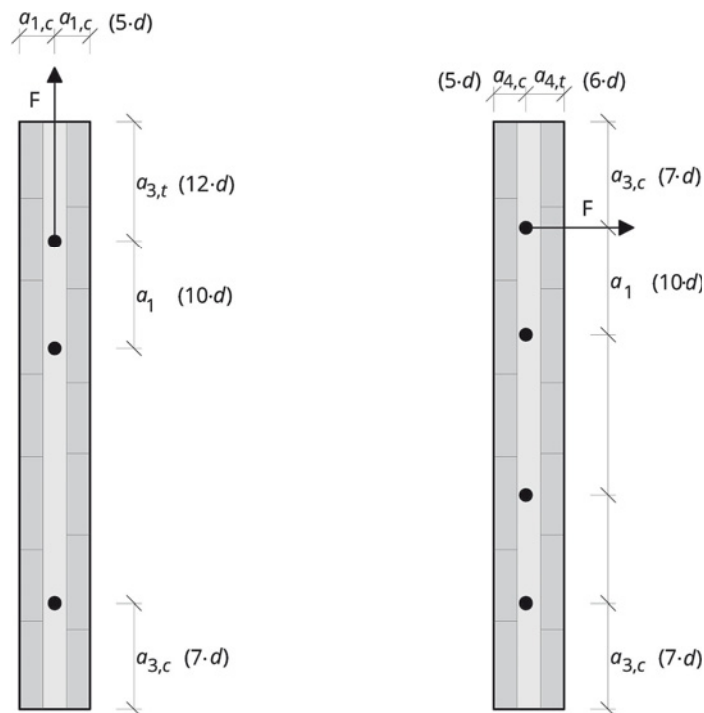
Distanze minime

Figura 9-17: Distanze minime delle viti autoforanti nella superficie stretta

Tabella 9-7 Distanze minime delle viti autoforanti nella superficie stretta

Distanza	nella direzione dello spigolo dell'elemento	a_1	$10 \cdot d$
	perpendicolarmente alla superficie dell'elemento	a_2	$3 \cdot d$
Distanza dal bordo	bordo sollecitato	$a_{3,t}$	$12 \cdot d$
	bordo non sollecitato dello strato esterno	$a_{3,c}$	$7 \cdot d$
	bordo sollecitato verso la superficie dell'elemento	$a_{4,t}$	$6 \cdot d$
	bordo non sollecitato verso la superficie dell'elemento	$a_{4,c}$	$5 \cdot d$

9.4.6 Viti sollecitate a taglio nella superficie del pannello

L'orientamento migliore delle viti a filetto continuo è quello con il proprio asse parallelo alla direzione della forza, poiché la capacità portante a trazione è un multiplo di quella a taglio e in questo modo si ottimizzano anche i costi.

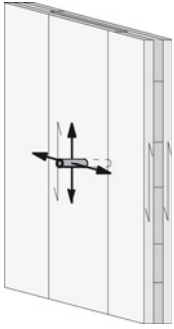


Figura 9-18: 9.4.6 mezzi di collegamento sollecitati a taglio nella superficie del pannello

Premesse:

- Diametro minimo delle viti: $d \geq 6$ mm
- XLAM con strati di spessore minimo $t_i \geq 10$ mm
- Profondità di penetrazione delle viti di almeno 3 tavole

Per le viti autoforanti **a tutto filetto** la resistenza alla pressione laterale può essere calcolata secondo Blaß und Uibel (2007) nel modo seguente:

$$f_{h,k} = 0,019 \cdot \rho_{B,k}^{1,24} \cdot d^{-0,3} \text{ N/mm}^2 \quad (9.8)$$

d diametro nominale delle viti in [mm]

$\rho_{B,k}$ densità caratteristica del materiale in kg/m^3
 (consigliato: per C24 $\rho_{B,k} = 350 \text{ kg/m}^3$)

Resistenza alla pressione laterale per le viti a tutto filetto nella superficie del pannello

per $d = 6$ mm: $f_{h,k} = 15,84 \text{ N/mm}^2$

per $d = 8$ mm: $f_{h,k} = 14,54 \text{ N/mm}^2$

per $d = 10$ mm: $f_{h,k} = 13,60 \text{ N/mm}^2$

La resistenza dei mezzi di collegamento deve essere determinata secondo la teoria di Johansen e le formule contenute nell'Eurocodice EN 1995-1-1, paragrafo 8.2.2.

In caso di collegamenti con più viti sulla superficie del pannello non è necessario ridurre il numero efficace dei sistemi di collegamento. La stratigrafia del pannello permette di ammettere l'esistenza di un rinforzo contro il rischio di fessurazione; una rottura fragile dovuta alla formazione di fessure non è possibile.

$$n_{ef} = n \quad (9.9)$$

Nota: A dipendenza del produttore dei mezzi di collegamento possono essere necessarie delle riduzioni se i sistemi di collegamento sono allineati nella direzione della fibratura.

Qui di seguito sono analizzati diversi casi di applicazione secondo questa teoria, applicando la resistenza alla pressione laterale secondo Blaß und Uibel (2007):

Distanze minime

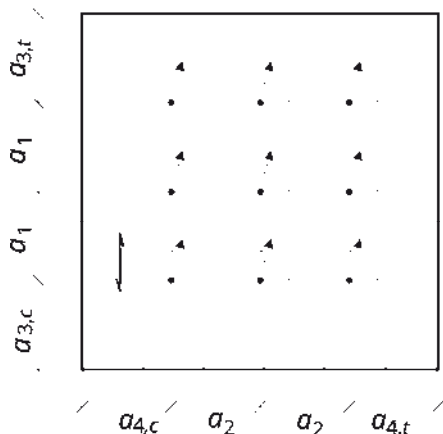


Figura 9-19: Definizione delle distanze minime per i mezzi di collegamento sulla superficie del pannello

Le distanze minime sono definite nelle omologazioni delle viti. Le distanze sono come descritte nella figura Figura 9-19. Di regola devono essere rispettate le distanze minime della tabella Tabella 9-8¹, ma in alcune omologazioni sono contenute indicazioni più restrittive.

Tabella 9-8 Distanze minime per i mezzi di collegamento sulla superficie del pannello

		Sollecitazione in	Angolo α rispetto a	Sollecitazione perpendicolare a	
		direzione della fibratura dello strato esterno			
Distanza	nella direzione della fibratura dello strato esterno	a_1	$4 \cdot d$	$(4 + \cos \alpha) d$	$5 \cdot d$
	perpendicolarmente alla direzione della fibratura dello strato esterno	a_2	$2,5 \cdot d$	$(2,5 + 1,5 \sin \alpha) d$	$4 \cdot d$
Distanza dal bordo	bordo sollecitato dello strato esterno	$a_{3,t}$	$6 \cdot d$	$(7 - \cos \alpha) d$	$7 \cdot d$
	bordo non sollecitato dello strato esterno	$a_{3,c}$	$6 \cdot d$		
	bordo sollecitato dello strato trasversale	$a_{4,t}$	$6 \cdot d$	$(6 + \sin \alpha) d$	$7 \cdot d$
	bordo non sollecitato dello strato trasversale	$a_{4,c}$	$2,5 \cdot d$		

¹ Corrispondente alle distanze minime per i chiodi secondo ÖNORM prB 1995-1-1:2013.

Le distanze minime per le viti sono rappresentate nella maschera in figura Figura 9-20. La maschera deve essere usata in modo che la direzione della fibratura dello strato esterno corrisponda alla direzione indicata e che la forza agente sulla vite si trovi nella zona tratteggiata. Le distanze dal bordo in funzione dell'angolo α possono essere lette dalle curve della figura.

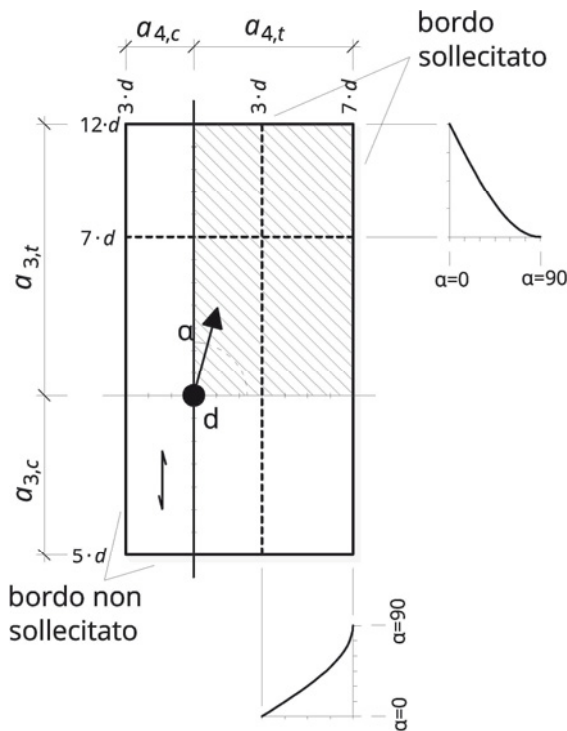


Figura 9-20: Maschera per la definizione delle distanze minime dal bordo per le viti sollecitate a taglio nel piano del pannello

Le distanze minime fra le viti sono rappresentate nella maschera della figura Figura 9-20. La maschera deve essere applicata in modo che la direzione della fibratura e la forza che agisce sulla vite si trovino nella zona tratteggiata. Le distanze dai bordi sollecitati in funzione dell'angolo α possono essere lette dalle curve corrispondenti.

Distances of screws among one another

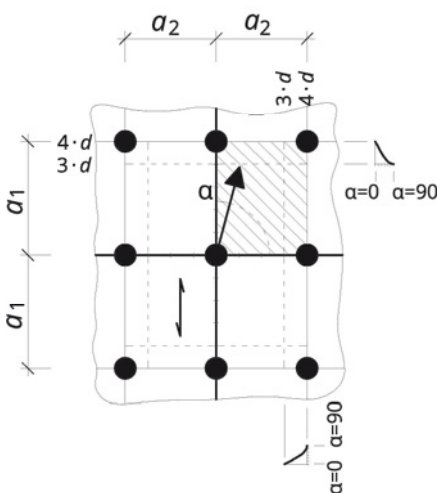


Figura 9-21: Maschera per la definizione delle distanze minime fra le viti, per le viti sollecitate a taglio nel piano del pannello

Tabelle di predimensionamento per le viti autoforanti sollecitate a taglio

Valori di calcolo per il collegamento di una piastra in XLAM ad una trave di legno lamellare o di legno massiccio. Ipotesi: $k_{mod} = 0,8$, $\gamma_m = 1,3$, effetto fune considerato: $R_{V,d} = F_{V,d} + 0,25 \cdot F_{ax,d}$.

Tabella 9-9 Resistenza a taglio - Viti a filetto parziale

	$R_{V,d}$ [kN/pz.]	
	Per viti a filetto parziale con testa svasata ¹	
	$d = 8 \text{ mm}$	$d = 10 \text{ mm}$
Spessore del legno esterno $t_1 = 60-200 \text{ mm}$ Profondità di penetrazione $\ell_{ef} \geq 80 \text{ mm}$	1,50	2,20

legno massiccio, legno lamellare incollato

Figura 9-22: Viti autoforanti sollecitate a taglio

Tabella 9-10 Resistenza a taglio - viti a tutto filetto $d = 8 \text{ mm}$

	$R_{V,d}$ [kN/pz.]		
	Per viti a tutto filetto con $d = 8 \text{ mm}$		
Spessore del legno esterno t_1 [mm]	60	80	100 - 200
Profondità di penetrazione $\ell_{ef} \geq 80 \text{ mm}$	2,63	2,63	2,63
Profondità di penetrazione $\ell_{ef} = 100 \text{ mm}$	2,79	2,85	2,85
Profondità di penetrazione $\ell_{ef} \geq 120 \text{ mm}$	2,79	3,06	3,06

Tabella 9-11 Resistenza a taglio - viti a tutto filetto $d = 10 \text{ mm}$

	$R_{V,d}$ [kN/pz.]		
	Per viti a tutto filetto con $d = 10 \text{ mm}$		
Spessore del legno esterno t_1 [mm]	60	80	100-220
Profondità di penetrazione $\ell_{ef} \geq 80 \text{ mm}$	3,53	4,02	4,02
Profondità di penetrazione $\ell_{ef} = 100 \text{ mm}$	3,53	4,25	4,28
Profondità di penetrazione $\ell_{ef} \geq 120 \text{ mm}$	3,53	4,25	4,54

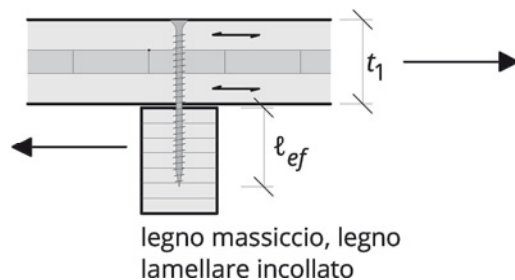


Figura 9-23: Viti autoforanti sollecitate a taglio

¹ Diametro della testa della vite ammesso: $d_k = 1,8 \cdot d$.

Tabelle di predimensionamento per viti autoforanti sollecitate a taglio

Valori di calcolo per il collegamento di una piastra in XLAM ad una parete in XLAM. Ipotesi:

$$k_{mod} = 0,8, \quad \gamma_m = 1,3, \quad \text{effetto fune considerato: } R_{V,d} = F_{V,d} + 0,25 \cdot F_{ax,d}$$

Tabella 9-12 Resistenza a taglio delle viti a filetto parziale, collegamento XLAM - XLAM

Diametro della vite d	$R_{V,d}$ [kN/pz.]	
	Per viti a filetto parziale con testa svasata ¹	
	$d = 8 \text{ mm}$	$d = 10 \text{ mm}$
Spessore del legno esterno $t_1 = 60-200 \text{ mm}$ Profondità di penetrazione $\ell_{ef} \geq 100 \text{ mm}$	1,24	1,80

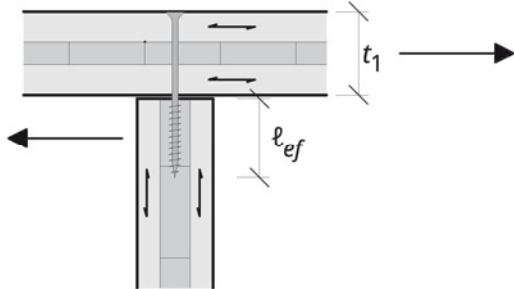


Figura 9-24: Resistenza a taglio delle viti a filetto parziale

Tabelle 9-13 Resistenza a taglio - viti tutto filetto con $d = 8 \text{ mm}$, collegamento XLAM - XLAM

Spessore del legno esterno t_1 [mm]	$R_{V,d}$ [kN/pz.]		
	Per viti a tutto filetto con $d = 8 \text{ mm}$		
	60	80	100 - 200
Profondità di penetrazione $\ell_{ef} \geq 80 \text{ mm}$	2,18	2,18	2,18
Profondità di penetrazione $\ell_{ef} = 100 \text{ mm}$	2,43	2,49	2,49
Profondità di penetrazione $\ell_{ef} \geq 120 \text{ mm}$	2,43	2,68	2,68

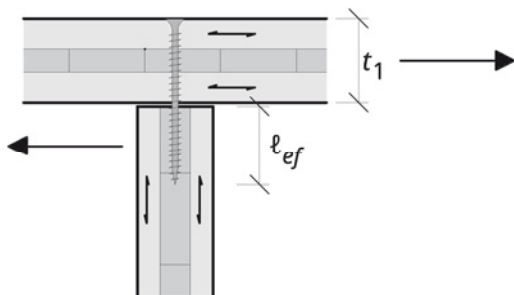


Figura 9-25: Resistenza a taglio delle viti a tutto filetto

¹ Diametro della testa della vite ammesso con $d_k = 1,8 \cdot d$

Tabella 9-14 Resistenza a taglio - viti tutto filetto con $d = 10$ mm, collegamento XLAM - XLAM

	$R_{v,d}$ [kN/pz.]		
	Per viti a tutto filetto con $d = 10$ mm		
Spessore del legno esterno t_1	60	80	100-220
Profondità di penetrazione $\ell_{ef} \geq 100$ mm	2,98	3,12	3,12
Profondità di penetrazione $\ell_{ef} = 120$ mm	3,08	3,52	3,52
Profondità di penetrazione $\ell_{ef} \geq 140$ mm	3,08	3,59	3,75

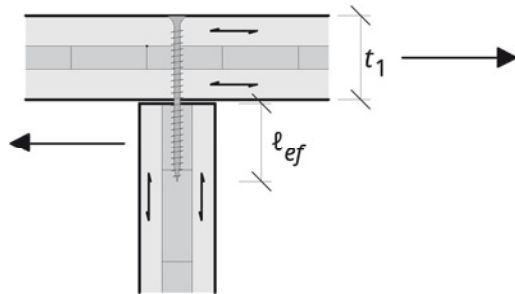


Figura 9-26: Resistenza a taglio delle viti a tutto filetto con $d = 10$ mm

10 Irrigidimento dell'edificio

In questo capitolo si trattano gli aspetti essenziali dell'irrigidimento della struttura dell'edificio. Dopo la descrizione delle azioni si analizzano la stabilità globale e il flusso delle forze. Per le pareti e per le solette si indicheranno le forze agenti su ciascun elemento. Le esigenze ai giunti fra i diversi elementi e le relative verifiche concludono i capitoli dedicati agli elementi strutturali.

10.1 Azioni e situazioni di calcolo

10.1.1 Vento

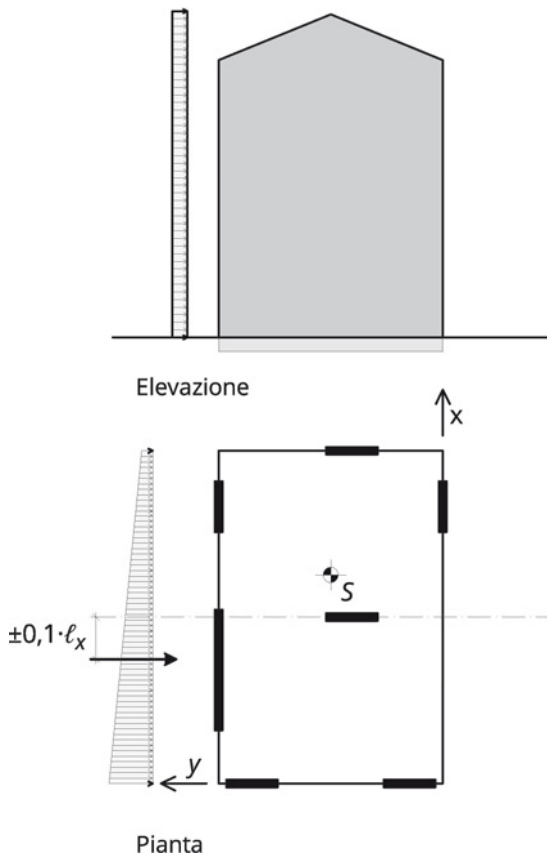


Figura 10-1: Forza del vento e eccentricità

La forza del vento che agisce su edifici di altezza modesta è pressoché costante sull'altezza. Le azioni che agiscono su ogni piano si ottengono dalla somma delle azioni agenti sui piani superiori.

Le irregolarità delle turbolenze sono considerate tramite l'eccentricità della linea d'azione della forza vento rispetto all'asse verticale dell'edificio. L'eccentricità è considerata pari al 10% della lunghezza della parte di edificio esposta al vento¹.

¹ Secondo la ÖNORM B 1991-1-4:2011, capitolo 4.5.1., e secondo la DIN 1055-4:2005, capitolo 9.1. Negli Eurocodici EN 1991-1-4:2005-11 si usano definizioni più generiche.

10.1.2 Sisma

Gli edifici devono essere progettati, calcolati e costruiti in modo che siano sicuri contro il sisma. Le regole di riferimento si trovano nell'Eurocodice 8.

I terremoti sono principalmente delle oscillazioni verticali e orizzontali del terreno. L'analisi di terremoti caratteristici permette di definire gli spettri delle azioni sismiche con le relative indicazioni delle ampiezze, delle frequenze e delle ampiezze delle accelerazioni che si manifestano durante un sisma.

Gli edifici sono ipotizzati come sistemi oscillatori, che sono esposti tramite il terremoto all'eccitazione da parte di una oscillazione forzata. A partire dallo spettro di risposta e tramite le frequenze proprie dell'edificio possono essere definite le accelerazioni cui è sottoposto l'edificio. A partire da queste indicazioni e moltiplicando le masse dell'edificio con le accelerazioni, è possibile definire le forze orizzontali e verticali generate dal sisma sull'edificio.

I terremoti rappresentano situazioni di carico eccezionali, per le quali il livello di sicurezza può essere conseguentemente ridotto. In caso di regolarità in pianta della struttura dell'edificio le forze verticali derivanti dal sisma possono essere considerate come quasi statiche e di regola possono essere riprese dalla struttura senza misure particolari aggiuntive. Le forze orizzontali risultanti dall'azione del sisma e dovute all'inerzia delle masse del sistema, possono essere anche più grandi delle forze risultanti dall'azione del vento. Queste devono essere verificate e considerate nella progettazione della costruzione.

Il tema complesso della sismica può essere trattato soltanto in modo semplificato e fortemente abbreviato in questa guida. Per un'analisi completa si rimanda quindi alla bibliografia¹.

Progettazione sismica

La progettazione e il posizionamento delle pareti di irrigidimento nella pianta e la geometria in elevazione dell'edificio hanno un effetto importante sul comportamento sismico dello stesso. Sono da considerare come sfavorevoli la concentrazione di masse ad altezza elevata e le elevazioni sul piano terreno privo - o povero - di pareti verticali. Favorevole è invece la disposizione regolare in pianta delle pareti di irrigidimento, che siano continue su tutti i piani. In questo modo il baricentro delle masse e il centro di rigidezza sono vicini e la torsione dell'intero edificio può essere ridotta al minimo. Il comportamento sismico dell'edificio è influenzato anche dalla progettazione costruttiva degli elementi non portanti.

Nell'Eurocodice 8 sono contenute le regole di progettazione sismica. Gli aspetti della semplicità, della regolarità, della simmetria e della ridondanza, della similitudine nelle due direzioni in pianta, della corretta progettazione degli orizzontamenti e delle fondamenta sono essenziali per una corretta progettazione sismica. Aggetti e rientranze ai singoli piani non sono ammessi in caso verifiche sismiche semplificate.

¹ BDZ (2011), Brunner et al. (2003), Giardini et al. (2012), Lignum (2010), Ringhofer und Schickhofer (2011), Sandhaas (2006), Walter und Fritzen (2008) e Walther und Wiesenköpfer (2011).

La realizzazione di una struttura ridondante è importante in caso di collasso di singole parti della stessa struttura e permette di disporre di riserve strutturali anche in casi estremi. Il collasso di un elemento della struttura non deve comportare il collasso di ulteriori componenti, evitando così il propagarsi del collasso progressivo ad altre parti della costruzione o addirittura alla sua totalità.

Calcolo strutturale

L'Eurocodice 8 descrive come calcolo semplificato il *metodo semplificato degli spettri di risposta*.¹ Il terremoto è ammesso come un carico statico orizzontale. L'accelerazione orizzontale è definita a partire dallo spettro di risposta per la prima frequenza propria. Le frequenze di ordine superiore sono trascurate.

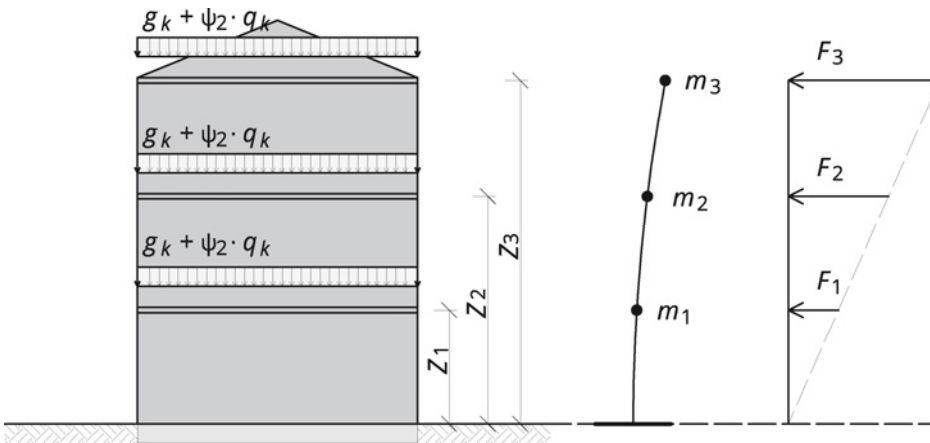


Figura 10-2: Asta sostitutiva con la distribuzione delle forze sostitutive sull'altezza dell'edificio

10.1.3 Procedura di calcolo

La procedura di calcolo è descritta di seguito in modo grossolano. Un'analisi più approfondita in accordo alle disposizioni dell'Eurocodice 8 è indispensabile.

1. Località per la determinazione dell'accelerazione al suolo

L'**accelerazione di base al suolo** è descritta nel documento applicativo nazionale: a_g

2. Caratteristiche del terreno per lo spettro di risposta

In funzione della classe del terreno² l'Eurocodice 8 indica i **parametri** da applicare per la descrizione dello **spettro di risposta**, nella forma S, TB, TC, TD³.

¹ EN 1998-1, capitolo 4.3.3.2.

² EN 1998-1, tabella 3.1.

³ EN 1998-1, capitolo 3.2.2.5.

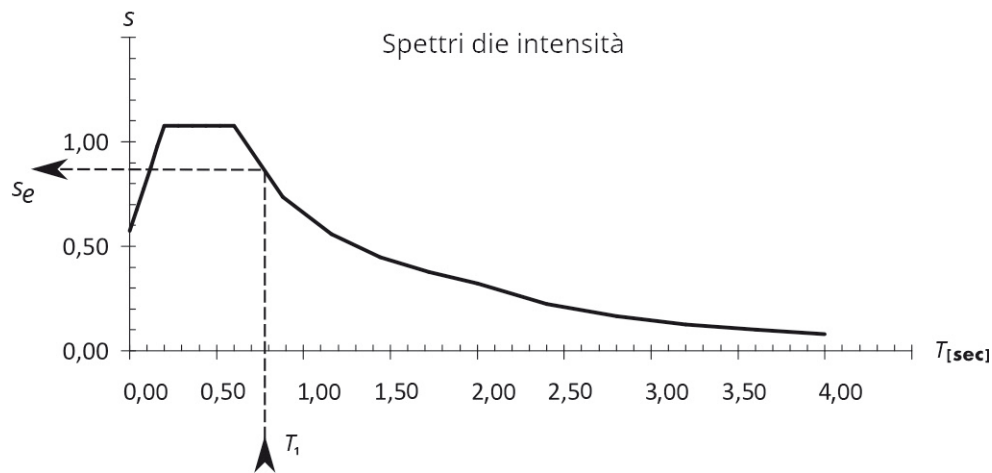


Figura 10-3: Esempio per gli spettri di intensità (secondo EN 1998)

3. Categorie di importanza e coefficienti di importanza

In funzione della categoria di importanza dell'edificio si definiscono i coefficienti di importanza γ .

Tabella 10-1 Categorie di importanza degli edifici e coefficienti

Categoria	Edificio	γ
I	Edifici agricoli (importanza ridotta per la sicurezza pubblica)	$\leq 1,00$ (spesso 0,80)
II	Abitazioni, uffici e altri "oggetti normali"	1,00
III	Scuole, raggruppamento di persone, infrastrutture culturali (resistenza sismica importante)	$> 1,00$ (circa 1,20)
IV	Ospedali, centrali di vigili del fuoco, centrali energetiche, ecc. (edifici di grande importanza in caso di sisma)	$> 1,00$ (circa 1,40)

4. Definizione delle masse per ogni piano

Si considera la combinazione di carichi quasi permanente.

$$m = g_k + \psi_2 \cdot n_k \quad (10.1)$$

Le masse agiscono alla quota delle solette.

5. Oscillazione fondamentale

L'oscillazione fondamentale T_1 è un parametro chiave per il calcolo sismico, poiché da esse dipende l'accelerazione orizzontale, e quindi le azioni, agenti sull'edificio.

L'oscillazione fondamentale può essere definita in modo approssimativo con la relazione seguente, basata sulla formula di Rayleigh:

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{u} \quad (10.2)$$

u Spostamento orizzontale dello spigolo superiore dell'edificio dovuta ai carichi verticali quasi permanenti, applicati orizzontalmente $q = g_k + \psi_2 \cdot n_k$.

6. Premesse per la procedura semplificata

Le esigenze di regolarità strutturale in pianta e in elevazione sono le premesse per l'applicazione della procedura semplificata secondo l'Eurocodice EN 1998-1¹.

Inoltre deve essere rispettato un valore minimo dell'oscillazione fondamentale:

$$T_1 \leq \begin{cases} 2 \text{ sec} \\ 4 \cdot T_C \end{cases} \quad (10.3)$$

T_C parametro dello spettro di risposta. A dipendenza della classe del terreno vale $T_C = 0,4 \div 0,8 \text{ sec.}$

7. Classe di duttilità

In funzione della classe di duttilità si definisce **fattore di comportamento** q secondo la tabella Tabella 10-2. Per edifici in XLAM si consigliano valori $q = 1,50$ - in caso di sufficiente duttilità $q = 2,00$. Prove di laboratorio su strutture in XLAM hanno in alcuni casi dato risultati numerici con valori anche fino $q = 3,00$ e oltre.

Tabella 10-2 Classi di duttilità e valori massimi del fattore di comportamento²

Bassa capacità dissipativa	DCL	$q = 1,50$	Strutture a sbalzo, travi, sistemi isostatici, tralicci isostatici,[...]
Media capacità dissipativa	DCM	$q = 2,00$	Lastre dei diaframmi incollate con lastre sollecitate a taglio ad essi collegate con chiodi o viti [...]
		$q = 2,50$	Telai iperstatici con collegamenti con mezzi di collegamento a gambo cilindrico

¹ Capitolo 4.2.3.2. per la regolarità in pianta e capitolo 4.2.3.3. in elevazione.

² Versione ridotta della tabella 8.1. in EN 1998-1.

8. Accelerazione orizzontale

L'accelerazione orizzontale per T_1 può essere letta dallo spettro di risposta e vale

$$a_{hor} = \frac{S_e(T)}{q} \quad (10.4)$$

In modo conservativo può essere ammesso il valore massimo dello spettro di risposta.

$$a_{hor} = 2,5 \cdot a_g \cdot \frac{S}{q} \quad (10.5)$$

9. Forze sismiche su ogni piano

Le forze sismiche sono distribuite linearmente sull'altezza dell'edificio.

$$F_{d,i} = \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_i \cdot m_i} \cdot F_d \quad (10.6)$$

$$F_d = \sum m_i \cdot a_{hor} \quad (10.7)$$

Un effetto di torsione casuale del 5 % della dimensione del piano b deve essere considerato.

$$M_d = 0,05 \cdot b \cdot F_d \quad (10.8)$$

10.1.4 Inclinazione

L'inclinazione dell'edificio rispetto alla verticale è ammessa di regola con

$$\varphi = \frac{1}{200} \quad (10.9)$$

La forza orizzontale dovuta all'inclinazione vale quindi:

$$H = \varphi \cdot V \quad (10.10)$$

10.2 Stabilità globale

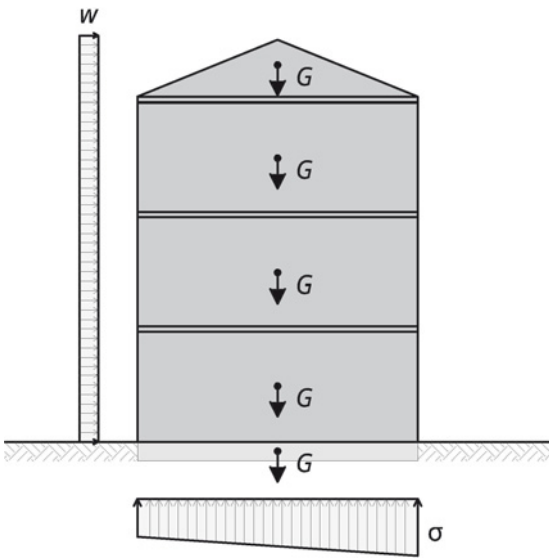


Figura 10-4: Azioni e distribuzioni delle pressioni al suolo

Le ulteriori verifiche della stabilità globale sono la verifica della stabilità della costruzione nel caso di torri oppure ancora la situazione di instabilità del terreno.

10.3 Discesa dei carichi

In caso di sisma si richiede che le pareti siano disposte in modo regolare sulla pianta dell'edificio e che siano continue in elevazione. Altrimenti vale per la discesa dei carichi orizzontali che i carichi si sovrappongono da un piano all'altro (figura 10-5) e ogni piano può essere considerato in modo indipendente. Si presuppone che sono presenti lastre orizzontali e pareti almeno su tre assi - meglio se quattro - rigide. Le pareti irrigidenti non possono avere punti in comune e non possono essere parallele fra loro. Come pareti irrigidenti possono fungere sia le pareti esterne che quelle interne.

¹ In EN 1995-1-1, capitolo 5.4.4., si propone questa deviazione dalla posizione teorica per l'analisi di telai e archi con la teoria del secondo ordine.

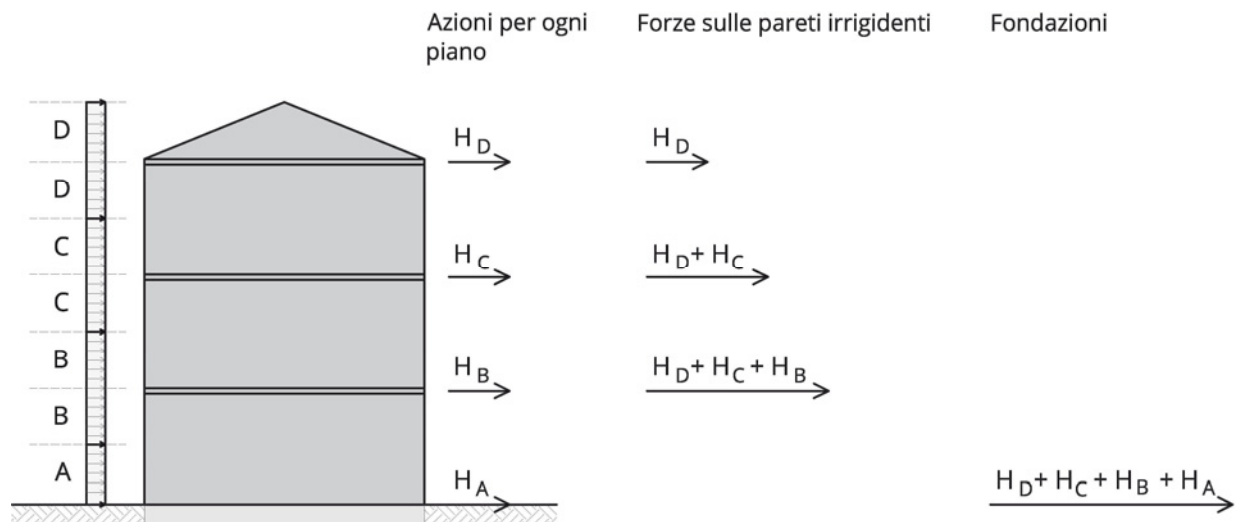


Figura 10-5: Forze risultanti dall'azione del vento, per ogni piano con la sollecitazione delle pareti irrigidenti in ogni piano

Le azioni si sommano dall'alto verso il basso. La forza è determinata per ogni piano e per il piano della copertura è data dalla pressione del vento sul tetto e sulla metà superiore dell'ultimo piano (lettera D in figura 10-5); per i piani inferiori la si ottiene dalla metà dei piano superiore e inferiore (lettere A fino C in figura 10-5).

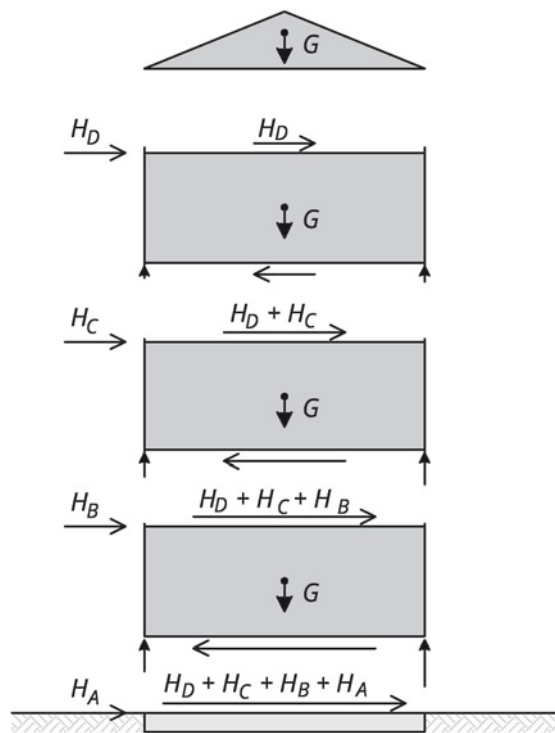


Figura 10-6: Andamento delle forze per ogni piano, incluse le forze verticali

Le forze in ogni piano sono indicate in figura Figura 10-6.

Le azioni orizzontali a livello delle solette comportano forze di trazione e compressione agli appoggi delle pareti al suolo. Le forze di compressione sono di regola piccole rispetto a quelle risultanti dai carichi permanenti. Le forze di compressione sono di regola piccole rispetto a quelle che si creano al piede delle singole pareti. La flessione sull'insieme dell'edificio risultante da queste forze è di regola trascurabile. Ciò non è valido per edifici di tipo torre o di snellezza elevata, dove queste forze devono essere considerate in modo accurato.

10.4 Diaframmi orizzontali

Secondo 10.3. I diaframmi orizzontali sono un presupposto per la stabilità dell'edificio. I diaframmi orizzontali si ottengono tramite la giunzione degli elementi di soletta adiacenti, come indicato in figura 11-5. La continuità strutturale del diaframma formata dalla soletta è quindi necessaria, per distribuire correttamente le forze orizzontali sulle pareti e sui piani sottostanti.

Le aperture nelle solette sono spesso poco problematiche e richiedono soluzioni costruttive semplici.

Diaframma orizzontale con le pareti irrigidenti e azione del vento

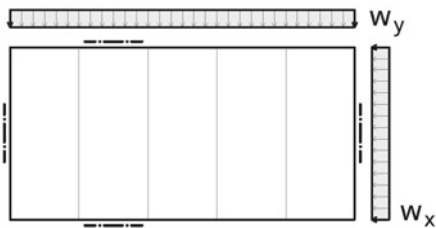
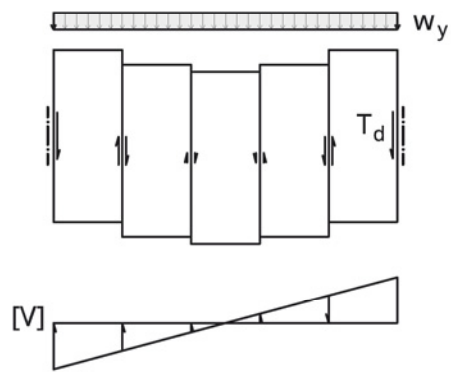


Figura 10-7: Piante di una soletta, pareti irrigidenti e azione del vento

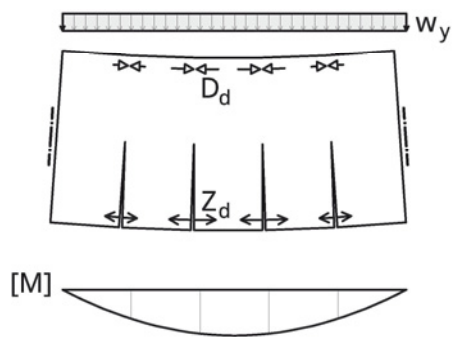
I possibili meccanismi di rottura delle lastre delle solette sono indicati nella figura Figura 10-8. Le azioni nella direzione dei giunti longitudinali comportano a) forze di taglio e b) forze di trazione e compressione. Le forze di taglio devono essere trasmesse da appositi mezzi di collegamento secondo figure 9-7 a) e b). Poiché le forze orizzontali di regola agiscono in entrambe le direzioni, anche le forze di trazione e compressione devono essere considerate anche con i segni opposti. Si manifestano come coppie di forze alle estremità dei giunti. Le forze di trazione possono essere trasmesse agli elementi sottostanti tramite avvitatura. In caso di mancanza di questi elementi, o quando essi non sono continui, devono essere previsti appositi sistemi di collegamento come nelle figure 9-7 c) e d).

Le azioni perpendicolari ai giunti comportano la flessione degli elementi di XLAM che agiscono come travi orizzontali. Queste sollecitazioni non sono di regola rilevanti. I collegamenti con le pareti devono essere assicurati da appositi collegamenti.

a) Taglio lungo il giunto



b) Forza di trazione o compressione al bordo dell'elemento



c) Sollecitazione quale trave orizzontale

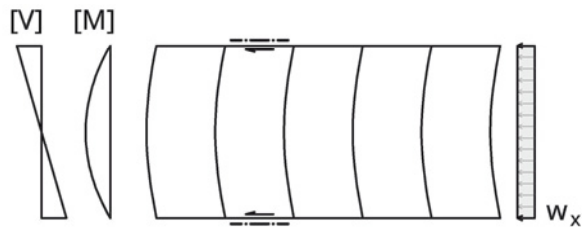


Figura 10-8: Modi di rotture dei diaframmi delle solette

10.5 Pareti di irrigidimento

10.5.1 Disposizione delle pareti di irrigidimento

Nel capitolo 10.3. sono state descritte le esigenze fondamentali per le pareti di irrigidimento. La figura Figura 10-9 mostra le possibili disposizioni delle pareti di irrigidimento. È favorevole posizionare il centro delle pareti di irrigidimento possibilmente al centro della pianta, poiché in questo modo si limita la rotazione dell'edificio sul proprio asse. La figura Figura 10-10 mostra alcune disposizioni eccentriche non adeguate, la figura 10-11 due situazioni non stabili.

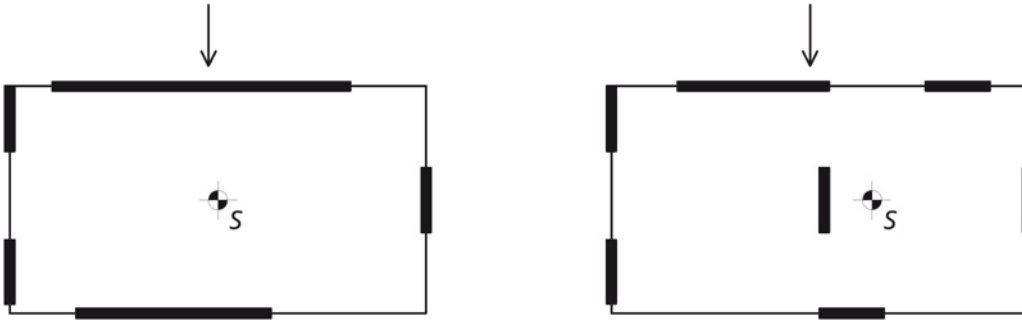


Figura 10-9: Disposizione adeguata delle pareti irrigidenti

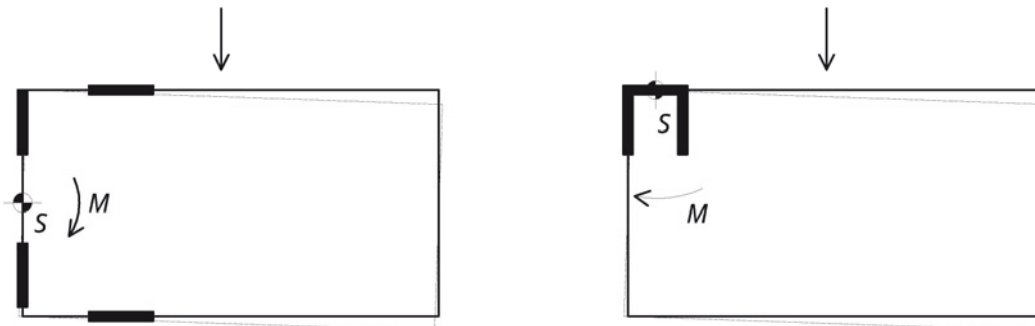


Figura 10-10: Disposizione inadeguata delle pareti irrigidenti

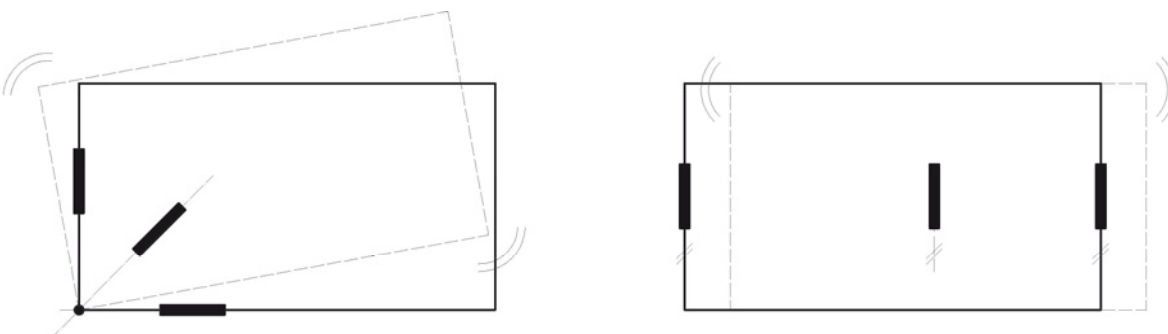


Figura 10-11: Disposizione instabile delle pareti irrigidenti

10.5.2 Distribuzione delle forze sulle diverse pareti

La verifica delle pareti e la disposizione di adeguati sistemi di collegamento sulle singole pareti richiede la scomposizione dell'azione orizzontale H sulle singole pareti.

Se i diaframmi orizzontali sono sufficientemente rigidi, la forza può essere suddivisa sulle singole pareti secondo la loro rispettiva rigidezza. Se i diaframmi orizzontali non sono sufficientemente rigidi, la rigidezza delle pareti assume un'importanza minore, poiché le forze non possono essere trasportate fino alle pareti più rigide.

La rigidezza B delle pareti irrigidenti può essere generalmente determinata secondo 10.5.3 in funzione del tipo di collegamento utilizzato. Calcoli comparativi con ancoraggi a trazione e profili angolari per la trasmissione delle forze di taglio indicano una relazione approssimativa $B \sim \ell^{1,5}$, per giunto con collegamenti continui fino a $B \sim \ell^2$. In prima approssimazione la rigidezza delle pareti è ammessa come proporzionale alla rispettiva lunghezza. Con questa ipotesi si ottengono rigidezze troppo grandi per le pareti più corte e quindi forze più importanti, per pareti più lunghe si ottengono forze leggermente più piccole.

In questa guida si consiglia per le pareti in XLAM $B \sim \ell^{1,5}$.

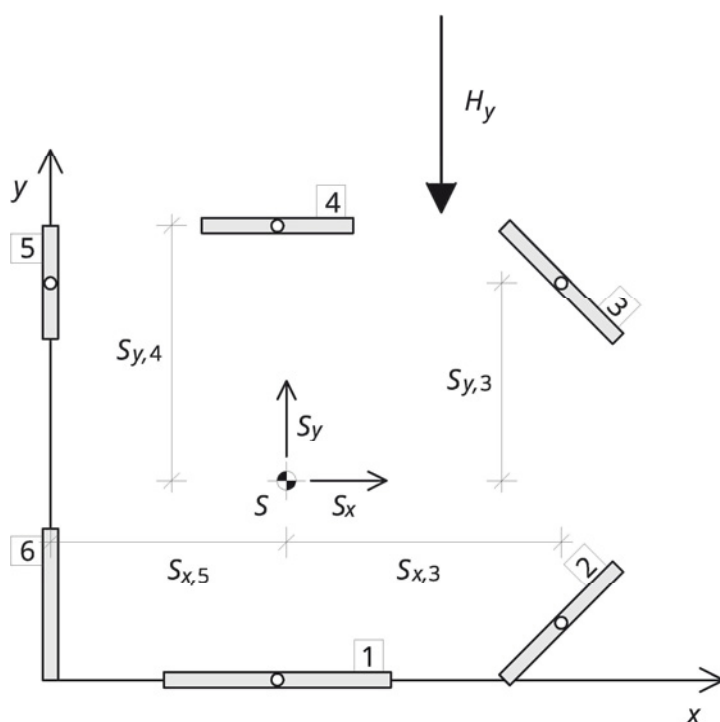


Figura 10-12: Definizioni e dimensioni per la pianta di un edificio

La definizione delle forze nelle pareti irrigidenti può avvenire secondo lo schema seguente:

1. Descrizione della geometria e della rigidezza delle singole pareti

Rigidezza della parete:

Ipotesi $B \sim \ell^{1,5}$:

$$B_{x,i} = \ell^{1,5} = |x_E - x_A|^{1,5} \quad (10.11)$$

$$B_{y,i} = \ell^{1,5} = |y_E - y_A|^{1,5} \quad (10.12)$$

Centro della parete:

$$x_i = \frac{x_A + x_E}{2} \quad (10.13)$$

$$y_i = \frac{y_A + y_E}{2} \quad (10.14)$$

2. Calcolo del baricentro

$$x_S = \frac{\sum B_{y,i} \cdot x_i}{\sum B_{y,i}} \quad (10.15)$$

$$y_S = \frac{\sum B_{x,i} \cdot y_i}{\sum B_{x,i}} \quad (10.16)$$

3. Momento dovuto all'eccentricità delle forze agenti rispetto al baricentro

$$M = H_x \cdot (y_H - y_S) + H_y \cdot (x_H - x_S) \quad (10.17)$$

4. Distribuzione delle forze sulle singole pareti

$$I_p = \sum B_{x,i} \cdot s_y^2 + \sum B_{y,i} \cdot s_x^2 \quad (10.18)$$

$$F_{x,i} = H_x \cdot \frac{B_{x,i}}{\sum B_{x,i}} + M \cdot \frac{s_y \cdot B_{x,i}}{I_p} \quad (10.19)$$

$$F_{y,i} = H_y \cdot \frac{B_{y,i}}{\sum B_{y,i}} + M \cdot \frac{s_x \cdot B_{y,i}}{I_p} \quad (10.20)$$

La figura Figura 10-13 mostra un esempio delle reazioni a seguito di un forza H_y che agisce una volta nel baricentro e una volta è eccentrica rispetto al baricentro.

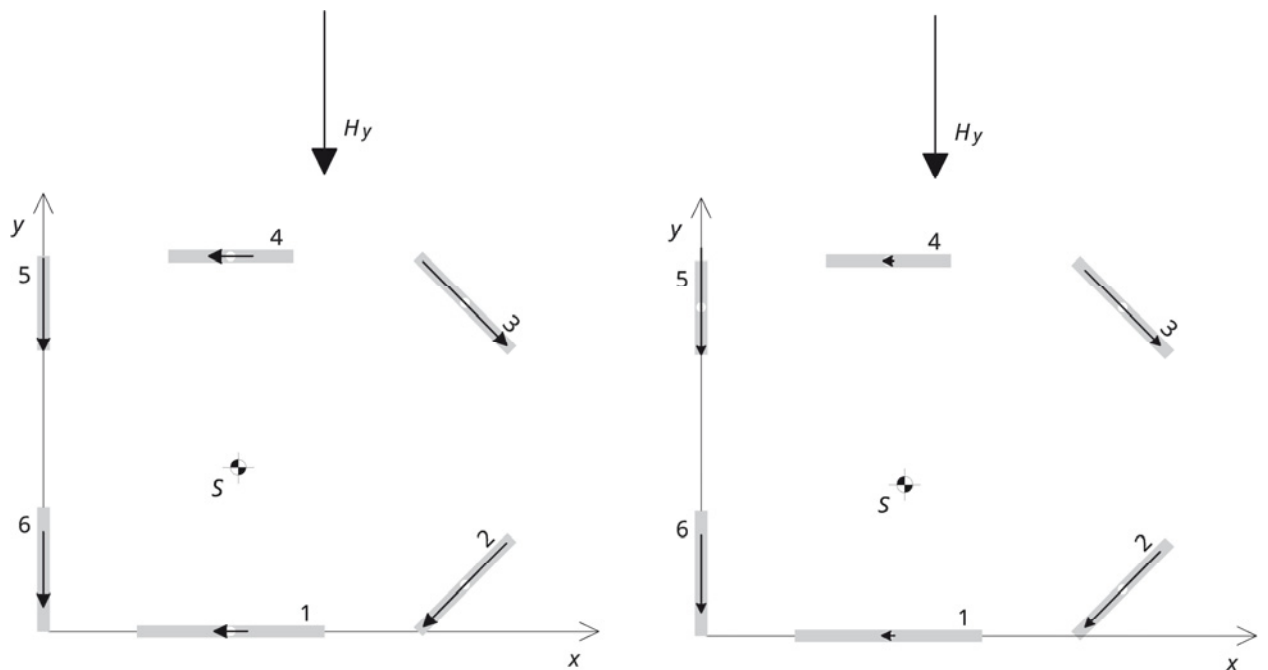


Figura 10-13: Forze di reazione nelle pareti

10.5.3 Deformazione e rigidità

Le deformazione delle pareti deve essere limitata perlomeno a $1/300$ dell'altezza di un piano¹ - consigliata è la limitazione a $1/500$ dell'altezza. Di seguito sono determinate le singole componenti delle deformazione. A causa della grande rigidità delle lastre in XLAM è prevalente l'apporto di deformazioni dovuto ai mezzi di collegamento.

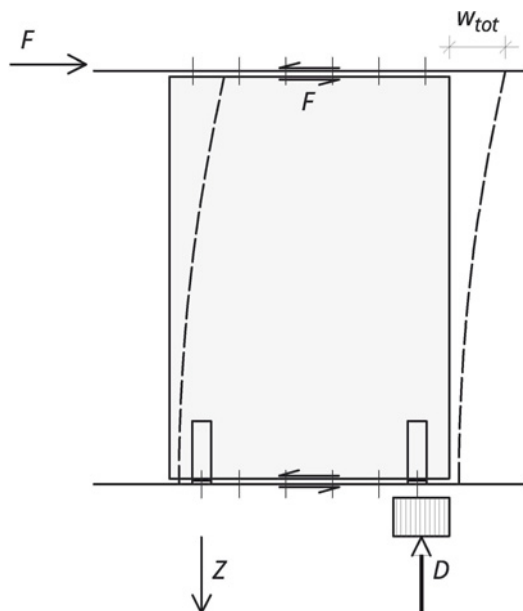


Figura 10-14: Parete di irrigidimento con collegamento alla soletta e al suolo

¹ ÖNORM B 1990-1, capitolo 4.2.2.

Deformazione flessionale della parete [mm]

$$w_M = \frac{F_k \cdot h^3}{3 \cdot EI} \cdot 10^{-4} \quad (10.21)$$

Deformazione a taglio della parete [mm]

$$w_V = \frac{F_k \cdot h}{GA_s} \quad (10.22)$$

Allungamento dell'ancoraggio a trazione [mm]

$$w_Z = \frac{F_k \cdot h^2}{b^2 \cdot c_Z} \quad (10.23)$$

Traslazione in uno dei giunti fra parete e soletta [mm]

$$w_F = \frac{F_k}{c_F} \quad (10.24)$$

h Altezza della parete [m]

b Lunghezza della parete [m]

EI Rigidezza flessionale [kNm²]

$$E = E_{0,mean}$$

$$I = \frac{d_{0,net} \cdot b^3}{12}$$

GA_s Rigidezza a taglio [kN]

$$G \approx 0,75 \cdot G_{0,mean}$$

$$A = d_{brutto} \cdot b$$

F_k Forza agente sul lato superiore della parete [kN]

c_F Rigidezza del collegamento parete-soletta [kN/mm]

c_Z Rigidezza del mezzo di collegamento per l'ancoraggio a trazione [kN/mm]

La deformazione totale, ammettendo all'incirca la medesima rigidezza dei giunti inferiore e superiore, si ottiene con

$$w_{hor} = w_M + w_V + w_Z + 2 \cdot w_F \quad (10.25)$$

10.5.4 Verifiche

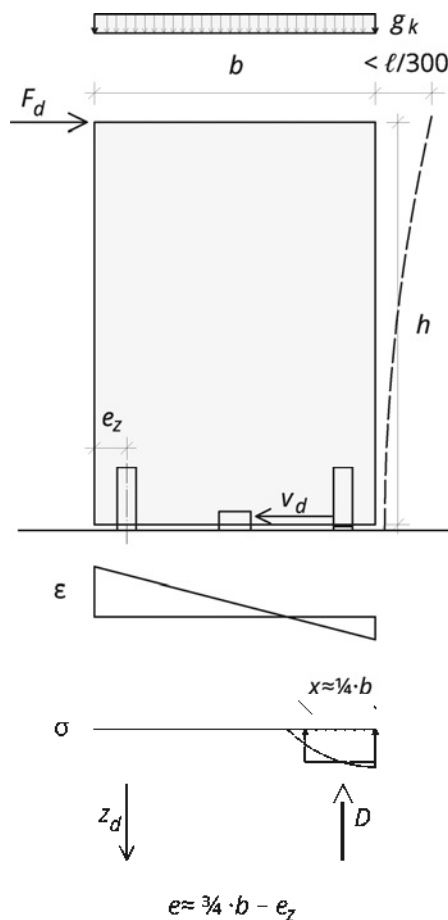


Figura 10-15: Dimensioni di una parete irrigidente

Sollecitazione a taglio della lastra

Per principio devono essere eseguite le verifiche indicate al capitolo 5.8, anche se sono determinanti solo per pareti molto snelle.

Ancoraggio a trazione

Deve essere verificato che la resistenza dei mezzi di collegamento scelti è maggiore delle azioni.

$$Z_d \leq F_{R,1,d} \quad (10.26)$$

La forza di trazione si ottiene con:

$$Z_d = \frac{F_d \cdot h}{e} - 0,9 \cdot G_{Z,k} \quad \text{Forza di trazione} \quad (10.27)$$

e Braccio di leva interno

$G_{Z,k}$ Eventuale parte di carico favorevole dovuta ai carichi permanenti

Si ammette una distribuzione costante della pressione nelle superfici di contatto. In analogia alla costruzione metallica si applica un modello con una larghezza della zona compressa con $x = \frac{1}{4} \cdot b$. Il braccio di leva interno vale quindi:

$$e = \frac{3}{4} \cdot b - e_z \quad (10.28)$$

La determinazione delle forze di ancoraggio a trazione avviene di regola trascurando le forze dovute alla flessione dell'intero edificio. Solo in caso di edifici molto snelli o a forma di torre devono essere considerate.

La forza di ancoraggio a trazione è ridotta dalle forze dovute ai carichi permanenti. Questi possono essere considerati nella misura del 90%.

Nel caso di edifici multipiano è possibile ottenere una migliore distribuzione delle forze, disponendo le solette dei diversi piani con l'orientamento strutturale diverso.

La disposizione degli ancoraggi a trazione deve considerare la variazione delle forze del vento e gli ancoraggi devono essere disposti su entrambi i lati della parete di irrigidimento.

Ancoraggio a taglio

$$V_d \leq F_{R,2,d} \quad (10.29)$$

$$V_d = F_d - 0,9 \cdot \mu \cdot G_{V,k} \quad \text{Forza di taglio nel giunto} \quad (10.30)$$

$\mu \cdot G_{V,k}$ Parte favorevole dovuta all'attrito provocato dalle forze permanenti. L'attrito può essere considerato se il giunto è provvisto di una membrana; ciò non è possibile quando le membrane sono due e sovrapposte.

$\mu \approx 0,2 \div 0,4 \div 0,5$ Attrito di scorrimento legno-legno¹

$\mu \approx 0,4$ Attrito di scorrimento legno-calcestruzzo

Attitudine al servizio

La situazione di calcolo prevede la limitazione dello spostamento orizzontale della parete nel modo seguente (valore consigliato nel capitolo 10.5.3):

$$w_{hor} \leq \frac{h}{500} \quad (10.31)$$

¹ VDI 2700:2002.

11 Esempi di applicazione

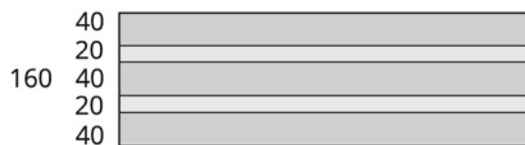
Gli autori prevedono di inserire la discussione dei diversi casi di applicazione sul sito www.xlam.info e di aggiungere sul medesimo sito ulteriori esempi e indicazioni sul tema dell'XLAM.

11.1 Basi

11.1.1 Sezione XLAM con 5 strati

Dato: Elemento XLAM BSP 160 L5s
Stratigrafia: 40l – 20w – 40l – 20w – 40l

BSP 160 L5s



Classe di resistenza di tutti gli strati: C24

Proprietà del materiale:

Modulo elastico $E_{0,mean} = 11.000 \text{ N/mm}^2$

Modulo di taglio trasversale $G_{R,mean} = 50 \text{ N/mm}^2$

Lunghezza di riferimento per il calcolo secondo il metodo Gamma:

$l_{ref} = 4,5 \text{ m}$

Cercato: Valori sezionali per la resistenza e l'attitudine al servizio.

Valori sezionali per la resistenza

Baricentro

Sezione simmetrica

$$z_s = \frac{h}{2}$$

$$\underline{z_s} = \frac{160}{2} = \underline{80 \text{ mm}}$$

Superficie

$$A_{0,net} = \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i$$

Formula (4.3)

Il modulo elastico è identico per tutti gli strati $\Rightarrow \frac{E_i}{E_n} = 1$

$$\underline{A_{0,net}} = 100 \cdot (4 + 4 + 4) = \underline{1.200 \text{ cm}^2}$$

Inerzia (Valore netto - rigido)

$$I_{0,net} = \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot \frac{b \cdot d_i^3}{12} + \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot a_i^2$$

Formula (4.5)

Distanze

$$a_1 = \left(\frac{d_1}{2} + d_{1,2} + \frac{d_2}{2} \right) - a_2$$

$$a_1 = \frac{40}{2} + 20 + \frac{40}{2} = 60 \text{ mm}$$

Sezione simmetrica

$$a_2 = 0 \text{ mm}$$

$$a_3 = a_1 = 60 \text{ mm}$$

$$I_{0,net} = 3 \cdot \left(\frac{100 \cdot 4^3}{12} \right) + 2 \cdot (100 \cdot 4 \cdot 6^2)$$

$$I_{0,net} = 1.600 + 28.800 = \underline{30.400 \text{ cm}^4}$$

Momento resistente

$$W_{net} = \frac{I_{net}}{\max\{z_o; z_u\}}$$

$$z_o = z_u = z_s = 80 \text{ mm}$$

$$W_{net} = \frac{30.400}{8} = \underline{3.800 \text{ cm}^3}$$

Formula (4.4)

Momento statico (taglio trasversale)

$$S_{R,net} = \sum_{i=1}^R \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot a_i$$

$$S_{R,net} = 100 \cdot 4 \cdot 6 = \underline{2.400 \text{ cm}^3}$$

Formula (4.7)

Valori sezionali per l'attitudine al servizio**Inerzia (Valore effettivo - scorrimento)**

$$I_{0,ref} = \sum_{i=1}^n \frac{b \cdot d_i^3}{12} + \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot a_i^2$$

Formula (4.25)

Distanze

Sezione simmetrica:

$$a_2 = 0$$

$$a_1 = \left(\frac{d_1}{2} + d_{1,2} + \frac{d_2}{2} \right) - a_2$$

$$a_1 = \left(\frac{40}{2} + 20 + \frac{40}{2} \right) - 0 = 60 \text{ mm}$$

$$a_3 = a_1 = 60 \text{ mm}$$

Fattori Gamma

$$\gamma_1 = \frac{1}{\left(1 + \frac{\pi^2 \cdot E_1 \cdot b \cdot d_1}{l_{ref}^2} \cdot \frac{d_{1,2}}{b \cdot G_{R,1,2}} \right)}$$

Formula (4.20)

$$Y_1 = \frac{1}{\left(1 + \frac{\pi^2 \cdot 11.000 \cdot 1.000 \cdot 40}{4.500^2} \cdot \frac{20}{1.000 \cdot 50}\right)} = 0,921$$

Sezione simmetrica:

$$Y_3 = Y_1 = 0,92$$

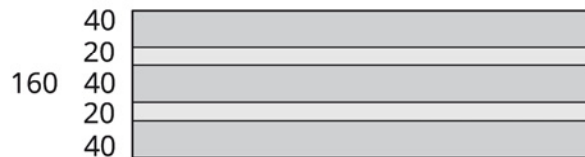
$$I_{0,ef} = 3 \cdot \left(\frac{100 \cdot 4^3}{12}\right) + 2 \cdot (0,921 \cdot 100 \cdot 4 \cdot 6^2)$$

$$I_{0,ef} = 1.600 + 26.525 = \underline{28.125 \text{ cm}^4}$$

11.1.2 Sezione XLAM con 5 strati - direzione trasversale

Dato: Elemento XLAM BSP 160 L5s
Stratigrafia: 40l - 20w - 40l - 20w - 40l

BSP 160 L5s



Classe di resistenza di tutti gli strati: C24

Proprietà del materiale:

Modulo elastico $E_{0,mean} = 11.000 \text{ N/mm}^2$

Modulo di taglio trasversale $G_{R,mean} = 50 \text{ N/mm}^2$

Lunghezza di riferimento per il calcolo secondo il metodo Gamma $\ell_{ref} = 4,5 \text{ m}$

Cercato: Valori sezionali per la resistenza e l'attitudine al servizio per la flessione nella **direzione secondaria** (perpendicolarmente alla direzione portante principale)

Valori sezionali per la resistenza

Posizione del baricentro

Sezione simmetrica

$$z_s = \frac{h}{2}$$

$$z_s = \frac{160}{2} = \underline{80 \text{ mm}}$$

Area

$$A_{90,net} = \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i$$

Il modulo elastico è identico per tutti gli strati $\Rightarrow \frac{E_i}{E_c} = 1$

$$A_{90,net} = 100 \cdot (2 + 2) = \underline{400 \text{ cm}^2}$$

Formula (4.3)

Direzione
secondaria

Inerzia (Valore netto - rigido)

$$I_{90,net} = \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot \frac{b \cdot d_i^3}{12} + \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot a_i^2$$

Formula (4.5)

Direzione
secondaria

Distanze

Sezione simmetrica

$$a_1 = 30 \text{ mm}; a_2 = 30 \text{ mm}$$

$$I_{90,net} = 2 \cdot \left(\frac{100 \cdot 2^3}{12} \right) + 2 \cdot (100 \cdot 2 \cdot 3^2)$$

$$I_{90,net} = 133,33 + 3.600 = \underline{3.733 \text{ cm}^4}$$

Momento resistente

$$W_{90,net} = \frac{I_{90,net}}{\max\{z_o; z_u\}}$$

$$z_o = z_u = z_s = 40 \text{ mm}$$

$$W_{90,net} = \frac{3.733}{4} = \underline{933 \text{ cm}^3}$$

Formula (4.4)

Direzione
secondaria

Momento statico (Taglio trasversale)

$$S_{90,R,net} = \sum_{i=1}^R \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot a_i$$

$$S_{90,R,net} = 100 \cdot 2 \cdot 3 = \underline{600 \text{ cm}^3}$$

Formula (4.7)

Direzione
secondaria

Valori sezionali per l'attitudine al servizio

Inerzia (Valore effettivo - scorrimento)

$$I_{90,ef} = \sum_{i=1}^n \frac{b \cdot d_i^3}{12} + \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot a_i^2$$

Formula (4.25)

Direzione
secondaria

Distanze

Sezione simmetrica:

$$a_1 = \frac{d_1}{2} + \frac{d_{1,2}}{2}$$

$$a_1 = \frac{20}{2} + \frac{40}{2} = 30 \text{ mm}$$

$$a_3 = a_1 = 30 \text{ mm}$$

Fattori Gamma

$$\gamma_1 = \frac{1}{\left(1 + \frac{\pi^2 \cdot E_1 \cdot b \cdot d_1 \cdot d_{1,2}}{l_{ref}^2 \cdot b \cdot G_{R,12}} \right)}$$

$$\gamma_1 = \frac{1}{\left(1 + \frac{\pi^2 \cdot 11.000 \cdot 1.000 \cdot 40 \cdot 20}{4.500^2 \cdot 1.000 \cdot 50} \right)} = 0,921$$

Sezione simmetrica:

$$Y_2 = Y_1 = 0,92$$

$$I_{90,ef} = 2 \cdot \left(\frac{100 \cdot 2^3}{12} \right) + 2 \cdot (0,921 \cdot 100 \cdot 2 \cdot 3^2)$$

$$I_{90,ef} = 133,33 + 3.315,6 = \underline{\underline{3.449 \text{ cm}^4}}$$

11.1.3 Sezione XLAM con materiale a base di legno su un lato

Dato: Elemento XLAM BSP 160 L5s con uno strato portante incollato su un lato stratificato di piallacci (FSH) 27 mm

BSP 160 L5s + FSH 27



Stratigrafia: 40l – 20w – 40l – 20w – 40l – FSH27l

Classe di resistenza di tutti gli strati: C24

Proprietà dei materiali:

Modulo elastico $E_{0,mean} = 11.000 \text{ N/mm}^2$

Modulo di taglio trasversale $G_{R,mean} = 50 \text{ N/mm}^2$

Proprietà dello strato di materiale di stratificato di piallacci

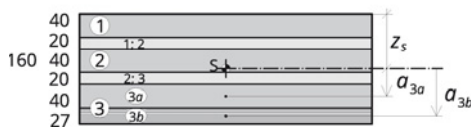
Modulo elastico $E_{0,mean} = 10.500 \text{ N/mm}^2$

Lunghezza di riferimento per il calcolo secondo il metodo Gamma $\ell_{ref} = 4,5 \text{ m}$

Cercato: Valori sezionali per la resistenza e l'attitudine al servizio

Valori sezionali per la resistenza

BSP 160 L5s + FSH 27



Posizione del baricentro

$$Z_s = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot A_i \cdot o_i}{\sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot A_i} \quad \text{Formula (4.1)}$$

Tabella di calcolo:

<i>i</i>	<i>b</i>	$\frac{E_i}{E_c}$	<i>d_i</i>	$\frac{E_i}{E_c} \cdot A_i$	<i>o_i</i>	$\frac{E_i}{E_c} \cdot A_i \cdot o_i$	
				$= b \cdot d_i$			
		[cm]	[-]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ³]
1	100	1,000	4,0	400,00	2,00	800	
2	100	1,000	4,0	400,00	8,00	3.200	
3a	100	1,000	4,0	400,00	14,00	5.600	
3b	100	0,955	2,7	257,85	17,35	4.474	
Somma				1.457,85		14.074	

$$\underline{Z_s} = \frac{14.074}{1.457,85} = \underline{9,66 \text{ cm}}$$

Inerzia (Valore netto - rigido)

$$I_{net} = \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot \frac{b \cdot d_i^3}{12} + \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot a_i^2 \quad \text{Formula (4.5)}$$

Tabella di calcolo:

<i>i</i>	$\frac{E_i}{E_c} \cdot A_i$	<i>a_i</i>	<i>I_{propria}</i>	$\frac{E_i}{E_c} \cdot A_i \cdot a_i^2$	
		$= o_i - z_s$	$= \frac{b \cdot d_i^3}{12}$		
		[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
1	400,00	- 7,65	533,33	23.409	
2	400,00	- 1,65	533,33	1.089	
3a	400,00	4,35	533,33	7.569	
3b	257,85	7,70	157,64	15.288	
Somma	1.457,85		1.757	47.355	

$$\underline{I_{net}} = 1.757 + 47.355 = \underline{49.112 \text{ cm}^4}$$

Momenti resistenti

$$W_{net,i} = \frac{I_{net}}{z_i} \quad \text{Formula (4.4)}$$

Bordo superiore dell'XLAM

$$z_{bsp,o} = a_1 - \frac{d_1}{2} = -7,65 - \frac{4}{2} = -9,65 \text{ cm}$$

$$\underline{W_{net,bsp,o}} = \frac{49.112}{-9,65} = \underline{-5.089 \text{ cm}^3}$$

Bordo inferiore dell'XLAM

$$z_{bsp,u} = a_{3a} + \frac{d_{3a}}{2} = 4,35 + \frac{4}{2} = 6,35 \text{ cm}$$

$$W_{net,bsp,u} = \frac{49.112}{6,35} = 7.734 \text{ cm}^3$$

Bordo inferiore del pannello di stratificato

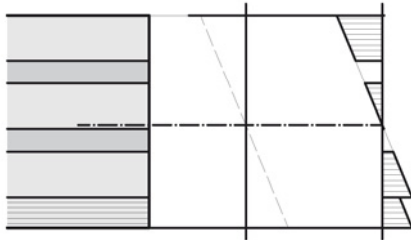
$$z_{fsh,u} = a_{3b} + \frac{d_{3b}}{2} = 7,7 + \frac{2,7}{2} = 9,05 \text{ cm}$$

$$W_{net,fsh,u} = \frac{49.112}{9,05} = 5.682 \text{ cm}^3$$

Determinazione delle tensioni per il pannello di stratificato considerando il modulo elastico:

$$\sigma_{fsh,u} = \frac{E_i}{E_c} \cdot \frac{M}{W_{net,fsh,u}}$$

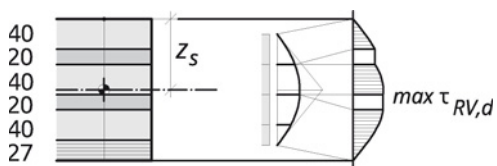
σ

**Momento statico (Taglio trasversale)**

$$S_{R,net} = \sum_{i=1}^R \frac{E_i}{E_c} \cdot A_i \cdot |a_i|$$

$$S_{R,net} = A_1 \cdot |a_1| + A_2 \cdot |a_2|$$

$$S_{R,net} = 400 \cdot 7,65 + 400 \cdot 1,65 = 3.722 \text{ cm}^3$$

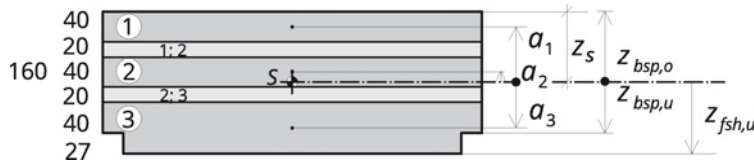


Formula (4.7)

Valori sezionali per lo stato di servizio**Inerzia (Valore effettivo - scorrimento)**

$$I_{ef} = \sum_{i=1}^n I_{propria,i} + \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot A_i \cdot a_i^2$$

Formula (4.25)

Direzione
secondaria**BSP 160 L5s + FSH 27****Parte3: Gli strati adiacenti con medesimo orientamento****3a e 3b considerati come uno strato unico.**

Superficie parziale 3

$$A_3 = \frac{E_{3a}}{E_c} \cdot A_{3a} + \frac{E_{3b}}{E_c} \cdot A_{3b}$$

$$A_3 = 1 \cdot 400 + \frac{10.500}{11.000} \cdot 270 = 657,73 \text{ cm}^2$$

Distanza parte 3

$$a_3 = \frac{\frac{E_{3a}}{E_c} \cdot A_{3a} \cdot a_{3a} + \frac{E_{3b}}{E_c} \cdot A_{3b} \cdot a_{3b}}{A_3}$$

$$a_3 = \frac{1 \cdot 400 \cdot 4,35 + \frac{10.500}{11.000} \cdot 270 \cdot 7,7}{657,73} = 5,66 \text{ cm}$$

Inerzia propria parte 3

$$I_{propria,3} = \frac{E_{3a}}{E_c} \cdot \left[\frac{b \cdot d_{3a}^3}{12} + A_{3a} \cdot (a_{3a} - a_3)^2 \right] + \frac{E_{3b}}{E_c} \cdot \left[\frac{b \cdot d_{3b}^3}{12} + A_{3b} \cdot (a_{3b} - a_3)^2 \right]$$

$$I_{propria,3} = 1 \cdot \left[\frac{100 \cdot 4^3}{12} + 400 \cdot (4,35 - 5,66)^2 \right] + \frac{10.500}{11.000} \cdot \left[\frac{100 \cdot 2,7^3}{12} + 270 \cdot (7,70 - 5,66)^2 \right]$$

$$I_{propria,3} = 533,33 + 686,44 + 0,955 \cdot [164,03 + 1.123,6] = 1.219,8 + 1.229,7 = 2.449 \text{ cm}^4$$

Fattori Gamma

$$\gamma_1 = \frac{1}{\left(1 + \frac{\pi^2 \cdot E_1 \cdot b \cdot d_1}{\ell_{ref}^2} \cdot \frac{d_{1,2}}{b \cdot G_{R,12}} \right)}$$

$$\gamma_1 = \frac{1}{\left(1 + \frac{\pi^2 \cdot 11.000 \cdot 1.000 \cdot 40}{4.500^2} \cdot \frac{20}{1.000 \cdot 50} \right)} = 0,921$$

$$\gamma_2 = 1$$

$$\gamma_3 = \frac{1}{\left(1 + \frac{\pi^2 \cdot E_n \cdot A_3}{\ell_{ref}^2} \cdot \frac{d_{2,3}}{b \cdot G_R} \right)}$$

Formula (4.20)

$$Y_3 = \frac{1}{\left(1 + \frac{\pi^2 \cdot 11.000 \cdot (400 + 257,73)}{4.500^2} \cdot \frac{20}{1.000 \cdot 50}\right)} = 0,876$$

$$I_{ef} = \sum_{i=1}^n I_{eigen,i} + \sum_{i=1}^n Y_i \cdot A_i \cdot \alpha_i^2$$

$$I_{ef} = 533,33 + 533,33 + 2.449,5 + 0,921 \cdot 400 \cdot 7,65^2 + 1 \cdot 400 \cdot 1,65^2 + 0,876 \cdot 657,85 \cdot 5,66^2$$

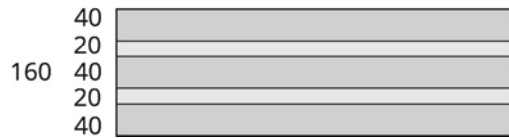
$$\underline{I_{ef}} = 3.516,2 + 21.559,7 + 1.089 + 18.461,4 = \underline{44.626 \text{ cm}^4}$$

Formula (4.25)

11.1.4 Sezione dopo incendio

Dato: Elemento XLAM 160 L5s
Stratigrafia: 40l – 20w – 40l – 20w – 40l

BSP 160 L5s



Classe di resistenza di tutti gli strati: C24

Proprietà del materiale:

Modulo elastico $E_{0,mean} = 11.000 \text{ N/mm}^2$

Modulo di taglio trasversale $G_{R,mean} = 50 \text{ N/mm}^2$

Comportamento al fuoco ammesso: velocità di carbonizzazione identica per tutti gli strati.

Velocità di carbonizzazione $\beta_0 = 0,65 \text{ mm/min}$

Resistenza incendio richiesta R30 (su un lato, dal basso)

Cercato: Valori sezionali per la verifica allo stato limite ultimo in caso d'incendio

Sezione residua

Profondità di carbonizzazione effettiva

$$d_{ef} = d_{char} + k_0 d_0$$

Carbonizzazione

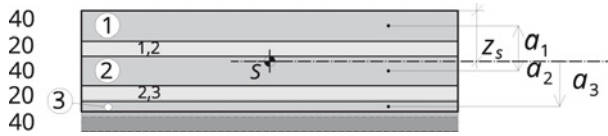
$$d_{char} = \beta_0 \cdot d_0$$

$$d_{char} = 0,65 \cdot 30 = 19,5 \text{ mm}$$

Zona di pirolisi

$$k_0 d_0 = 7 \text{ mm}$$

$$\underline{d_{ef}} = 19,5 + 7 = \underline{26,5 \text{ mm}}$$

Valori sezionali per la verifica allo stato limite ultimo in caso d'incendio**Posizione del baricentro**

$$z_s = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot A_i \cdot o_i}{\sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot A_i}$$

Formula (4.1)

Tabella di calcolo:

i	b	$\frac{E_i}{E_c}$	d_i	$\frac{E_i}{E_c} \cdot A_i$	o_i	$\frac{E_i}{E_c} \cdot A_i \cdot o_i$	
				$= b \cdot d_i$			
		[cm]	[-]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ³]
1	100	1,000	4,00	400,00	2,000	800,0	
2	100	1,000	4,00	400,00	8,000	3.200,0	
3	100	1,000	1,35	135,00	12,675	1.711,1	
Somma				935,00		5.711,1	

$$\underline{z_s} = \frac{5.711,1}{935} = \underline{6,108 \text{ cm}}$$

Inerzia (Valore netto - rigido)

$$I_{net} = \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot \frac{b \cdot d_i^3}{12} + \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot o_i^2$$

Formula (4.5)

Tabella di calcolo:

i	$\frac{E_i}{E_c} \cdot A_i$	a_i	I_{eigen}	$\frac{E_i}{E_c} \cdot A_i \cdot o_i^2$	
		$= o_i - z_s$	$= \frac{b \cdot d_i^3}{12}$		
		[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
1	400,00	-4,108	533,33	6.750	
2	400,00	1,892	533,33	1.432	
3	135,00	6,567	20,50	5.822	
Somma		1.457,85	1.027,16	14.004	

$$\underline{I_{net}} = 1.027,16 + 14.004 = \underline{15.091 \text{ cm}^4}$$

Momenti resistenti

$$W_{net,i} = \frac{I_{net}}{z_i}$$

Bordo superiore dell'XLAM

$$z_o = -z_s = -6,108 \text{ cm}$$

$$\underline{W_{net,o}} = \frac{15.091}{-6,108} = \underline{-2.471 \text{ cm}^3}$$

Bordo inferiore dell'XLAM

$$z_u = d_{fi} - z_s = (d - d_{ef}) - z_s = (16 - 2,65) - 6,108 = 7,242 \text{ cm}$$

$$W_{net,u} = \frac{15,091}{7,242} = \underline{2,084 \text{ cm}^3}$$

Momento statico (Taglio trasversale)

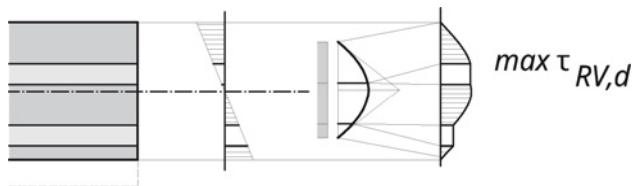
$$S_{R,net} = \sum_{i=1}^R \frac{E_i}{E_c} \cdot A_i \cdot |a_i|$$

$$S_{R,net} = A_1 \cdot |a_1|$$

$$S_{R,net} = 400 \cdot 4,108 = \underline{1,643 \text{ cm}^3}$$

Formula (4.7)

Distribuzione delle tensioni

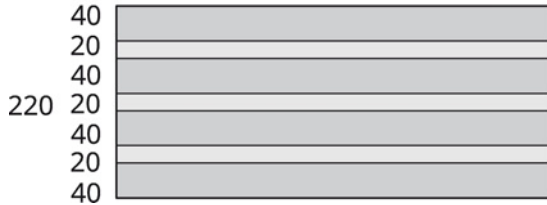


L'inerzia effettiva I_{ef} è necessaria soltanto per le verifiche allo stato di servizio e quindi non è determinata per la sezione in caso di incendio.

11.1.5 Sezione XLAM con 7 strati

Dato: Elemento XLAM 220 L7s
Stratigrafia: 40l – 20w – 40l – 20w – 40l – 20w – 40l

BSP 220 L7s



Classe di resistenza di tutti gli strati: C24

Proprietà dei materiali:

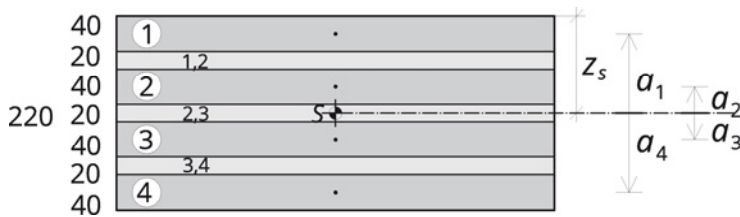
Modulo elastico $E_{0,mean} = 11.000 \text{ N/mm}^2$

Modulo di taglio trasversale $G_{R,mean} = 50 \text{ N/mm}^2$

Lunghezza di riferimento per il calcolo secondo il metodo Gamma $\ell_{ref} = 5,5 \text{ m}$

Cercato: Valori sezionali per la resistenza e l'attitudine al servizio.

Valori sezionali per la resistenza



Posizione del baricentro

$$z_s = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot o_i}{\sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i}$$

Tabella di calcolo:

i	b	$\frac{E_i}{E_c}$	d_i	$\frac{E_i}{E_c} \cdot A_i$	o_i	$\frac{E_i}{E_c} \cdot A_i \cdot o_i$	
				$= b \cdot d_i$			
		[cm]	[-]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ³]
1	100	1,000	4,00	400,00	2,00	800	
2	100	1,000	4,00	400,00	8,00	3.200	
3	100	1,000	4,00	400,00	14,00	5.600	
4	100	1,000	4,00	400,00	20,00	8.000	
Somma				1.600,00		17.600	

$$z_s = \frac{17.600}{1.600} = 110 \text{ mm}$$

Sezione simmetrica

$$z_s = \frac{h}{2}$$

$$z_s = \frac{220}{2} = \underline{110 \text{ mm}}$$

Inerzia (Valore netto - rigido)

$$I_{net} = \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot \frac{b \cdot d_i^3}{12} + \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot a_i^2$$

Tabella di calcolo:

i	$\frac{E_i}{E_c} \cdot A_i$	a_i	$I_{propria}$	$\frac{E_i}{E_c} \cdot A_i \cdot a_i^2$
		$= o_i - z_s$	$= \frac{b \cdot d_i^3}{12}$	
	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
1	400,00	- 9	533,33	32.400
2	400,00	- 3	533,33	3.600
3	400,00	3	533,33	3.600
4	400,00	9	533,33	32.400
Somma	1.600,00		2.133,33	72.000

$$I_{net} = 2.133,33 + 72.000 = \underline{74.133 \text{ cm}^4}$$

Momento resistente

$$W_{net} = \frac{I_{net}}{\max\{z_o; z_u\}}$$

$$z_o = z_u = z_s = 11 \text{ mm}$$

$$W_{net} = \frac{74.133}{11} = \underline{6.739 \text{ cm}^3}$$

Momento statico (Taglio trasversale)

$$S_{R,net} = \sum_{i=1}^R \frac{E_i}{E_n} \cdot A_i \cdot |a_i|$$

$$S_{R,net} = A_1 \cdot |a_1| + A_2 \cdot |a_2|$$

$$S_{R,net} = 400 \cdot 9 + 400 \cdot 3 = \underline{4.800 \text{ cm}^3}$$

Valori sezionali per lo stato di servizio

Il metodo Gamma allargato

Per le sezioni con oltre 4 strati deve essere usato il metodo Gamma allargato secondo Schelling. I valori γ non sono più ottenibili tramite un sistema di equazioni lineari risolvibile in una formula, come indicato nell'appendice A.1.

$$[V] \cdot \gamma = s$$

Matrice

Matrice dei coefficienti				
[V]				
	1	2	3	4
1	$\left[C_{1,2} + \frac{\pi^2 EA_1}{\ell^2} \right] \cdot a_1$	$-C_{1,2} \cdot a_2$	0	0
2	$-C_{1,2} \cdot a_1$	$\left[C_{1,2} + C_{2,3} + \frac{\pi^2 EA_2}{\ell^2} \right] \cdot a_2$	$-C_{2,3} \cdot a_3$	0
3	0	$-C_{2,3} \cdot a_2$	$\left[C_{2,3} + C_{3,4} + \frac{\pi^2 EA_3}{\ell^2} \right] \cdot a_3$	$-C_{3,4} \cdot a_3$
4	0	0	$-C_{3,4} \cdot a_3$	$\left[C_{3,4} + \frac{\pi^2 EA_4}{\ell^2} \right] \cdot a_4$

Parte destra	
s	
	1
1	$-C_{1,2} \cdot a_{1,2}$
2	$-C_{2,3} \cdot a_{2,3} + C_{1,2} \cdot a_{1,2}$
3	$-C_{3,4} \cdot a_{3,4} + C_{2,3} \cdot a_{2,3}$
4	$C_{3,4} \cdot a_{3,4}$

Tabella di calcolo:

<i>i</i>	<i>j</i>	<i>b</i>	$\frac{E_i}{E_c}$	d_{ij}	$\frac{E_i}{E_c} \cdot A_i$	a_i	$G_{j,k}$	$C_{j,k}$	$\Delta a_{j,k}$	$\frac{\pi^2 E \cdot A_i}{\ell^2}$
							$= \frac{b \cdot G_{j,k}}{d_{j,k}}$			
		[mm]	[-]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[N/mm]	[N/mm ²]	[mm]	[N/mm ²]
1		1000	1,00	40	40.000	-90				143,56
	1,2	1000	0,00	20			50	2.500	60	
2		1000	1,00	40	40.000	-30				153,56
	2,3	1000	0,00	20			50	2.500	60	
3		1000	1,00	40	40.000	30				143,56
	3,4	1000	0,00	20			50	2.500	60	
4		1000	1,00	40	40.000	90				143,56

Matrice con i valori numerico:

Matrice dei coefficienti [V]				
	1	2	3	4
1	-237.920	75.000	0	0
2	225.000	-154.307	75.000	0
3	0	75.000	154.307	-225.000
4	0	0	-75.000	237.920

Parte destra s	
1	-150.000
2	0
3	0
4	150.000

Soluzione del sistema di equazioni

$$[V] \cdot y = s$$

$$y = [V]^{-1} \cdot s$$

	y
Y ₁	0,9128
Y ₂	0,8957
Y ₃	0,8957
Y ₄	0,9128

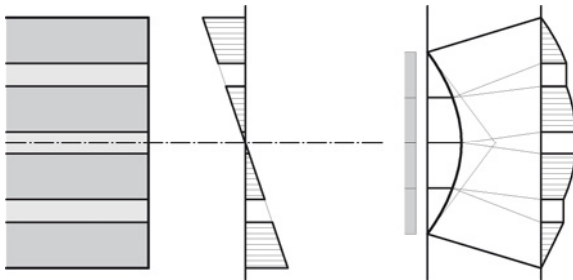
Inerzia

$$I_{ef} = \sum_{i=1}^n \frac{b \cdot d_i^3}{12} + \sum_{i=1}^n y_i \cdot \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot a_i^2$$

$$I_{ef} = 4 \cdot 533,33 + 2 \cdot (0,9128 \cdot 32.400 + 0,8957 \cdot 3.600)$$

$$I_{ef} = 2.133,33 + 65.598,48 = \underline{67.732 \text{ cm}^4}$$

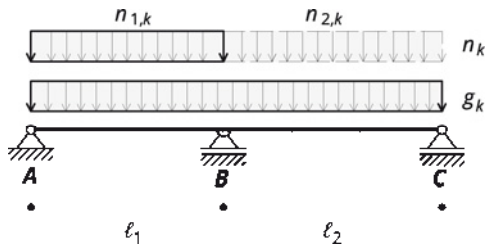
Distribuzione delle tensioni



11.2 Solette

11.2.1 Soletta su due campate

Dato:



Soletta di abitazione, $l_1 = 4,5 \text{ m}$; $l_2 = 5,2 \text{ m}$

Classe di servizio 1

Esigenza incendio: R60 da un lato

Azioni:

Carico accidentale: $n_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$, Categoria A

Carichi permanenti: $g_{2,k} = 2,0 \text{ kN/m}^2$

Larghezza della soletta: $b = 7,0 \text{ m}$

Cercato: Dimensionamento per la resistenza e per lo stato di servizio

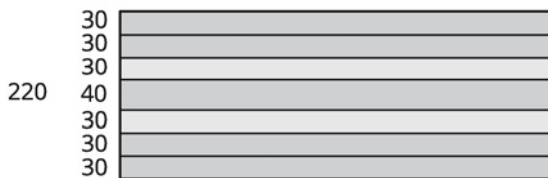
Calcolo

Predimensionamento

$$\frac{d}{\ell} = \frac{1}{30} + \frac{1}{20} \rightarrow d = 173 + 260 \text{ mm con } \ell = \ell_2$$

Sezione scelta: XLAM 220 L7s2 (30I – 30I – 30w – 40I – 30w – 30I – 30I)

BSP 220 L7s2



Azioni e coefficienti

		kN/m^2	γ	durata	k_{mod}	ψ_0	ψ_1	ψ_2
$g_{1,k}$	G	1,21	1,35	permanente	0,60	-	-	-
$g_{2,k}$		2,00						
n_k	NA	2,50	1,50	media	0,80	0,70	0,50	0,20

Peso proprio

$$g_{1,k} \approx \rho_{mean} \cdot A_{brutto} = 550 \text{ kg/m}^3 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 22 \text{ cm} \cdot 10^{-6} = 1,21 \text{ kN/m}^2$$

Somma dei carichi permanenti

$$g_k = g_{1,k} + g_{2,k} = 1,21 + 2,00 = 3,21 \text{ kN/m}^2$$

Valori sezionali**Resistenza**

Momento resistente $W_{net} = 7.358 \text{ cm}^3$

Area equivalente per la verifica a taglio: $A_{t,R,net} = \frac{1,5 \cdot I_{0,net} \cdot b}{S_{0,R,net}} = 2.529 \text{ cm}^2$

Attitudine al servizio

A causa delle campate non uguali si ottengono delle inerzie effettive diverse. Con un rapporto di lunghezze $\ell_{max}/\ell_{min} \leq 1,25$ si può ammettere a favore di sicurezza I_{ef} per ℓ_{ref} .

$$\ell_{ref} = 0,8 \cdot 4,5 = 3,6 \text{ m} \quad \underline{I_{ef} = 62.586 \text{ cm}^4}$$

Per iterazione nella tabella di calcolo:

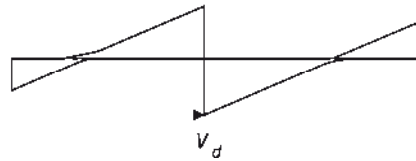
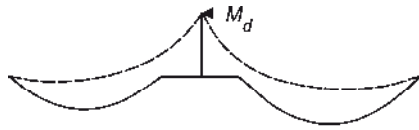
$$\ell_{ref} = 3,0 \text{ m} \quad I_{ef} = 57.680 \text{ cm}^4$$

$$\ell_{ref} = 4,0 \text{ m} \quad I_{ef} = 65.856 \text{ cm}^4$$

$$E_{0,mean} = 11.000 \text{ N/mm}^2$$

La sezione sostitutiva per il calcolo con un programma di calcolo di travi:

$$b_{ef} / h = 71/22 \text{ cm}, \text{ con } b_{ef} = \frac{I_{ef}}{I_{net}}$$

Sforzi interni**Momento**

Momento massimo sull'appoggio B:

$$M_{g,k} = -9,59 \text{ kNm}$$

$$M_{n1,k} = -2,94 \text{ kNm}$$

$$M_{n2,k} = -4,53 \text{ kNm}$$

Combinazione determinate per la situazione rara:

$$M_d = \gamma_G \cdot M_{g,k} + \gamma_Q (M_{n1,k} + M_{n2,k})$$

$$M_d = 1,35 \cdot (-9,59) + 1,5 \cdot (-2,94 - 4,53)$$

$$\underline{M_d = -12,94 - 11,20 = -24,14 \text{ kNm}} \quad (k_{mod} = 0,8)$$

Forza di taglio

Forza di taglio massima sull'appoggio B:

$$V_{g,k} = 10,19 \text{ kN}$$

$$V_{n1,k} = 0,56 \text{ kN}$$

$$V_{n2,k} = 7,37 \text{ kN}$$

Tabella delle
sezioni

Combinazione determinante per la situazione rara:

$$V_d = \gamma_G \cdot V_{g,k} + \gamma_Q (V_{n1,k} + V_{n2,k})$$

$$V_d = 1,35 \cdot 10,19 + 1,5 \cdot (0,56 + 7,37)$$

$$\underline{V_d} = 13,76 + 11,90 = \underline{25,66 \text{ kN}} \quad (k_{mod} = 0,8)$$

Reazioni agli appoggi

$$B_{g,k} = 19,54 \text{ kN}$$

$$B_{n1,k} = 6,84 \text{ kN}$$

$$B_{n2,k} = 8,38 \text{ kN}$$

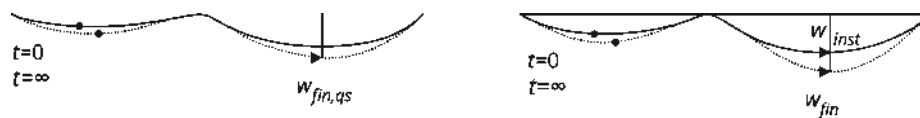
Combinazione determinante per la situazione rara:

$$B_d = \gamma_G \cdot B_{g,k} + \gamma_Q (B_{n1,k} + B_{n2,k})$$

$$B_d = 1,35 \cdot 19,54 + 1,5 \cdot (6,84 + 8,38)$$

$$\underline{B_d} = 26,38 + 22,83 = \underline{49,21 \text{ kN}} \quad (k_{mod} = 0,8)$$

Deformazioni



Deformazione massima nella campata 2, a distanza $x = 3,5$ m dall'appoggio B

$$w_{g,k} = w_{g1,k} + w_{g2,k} = 0,799 + 1,321 = 2,120 \text{ mm}$$

$$w_{n1,k} = -0,733 \text{ mm} \quad (\text{non considerato, poich\u00e9 favorevole})$$

$$w_{n2,k} = 2,336 \text{ mm}$$

Situazione quasi permanente

$$w_{fin,qs} = w_{inst,qs} + w_{creep}$$

$$w_{creep} = k_{def} \cdot w_{inst,qs}$$

$$w_{inst,qs} = w_{g,k} + \psi_2 \cdot w_{n2,k}$$

$$w_{inst,qs} = 2,120 + 0,30 \cdot 2,336 = 2,821 \text{ mm}$$

$$w_{creep} = 0,8 \cdot 2,821 = 2,260 \text{ mm}$$

$$\underline{w_{fin,qs}} = 2,821 + 2,260 = \underline{5,1 \text{ mm}}$$

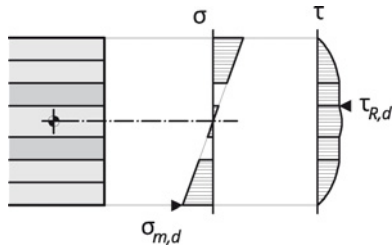
Situazione di calcolo

$$w_{fin} = w_{inst} + w_{creep}$$

$$w_{inst} = w_{g,k} + w_{n2,k}$$

$$\underline{w_{inst}} = 2,120 + 2,336 = \underline{4,5 \text{ mm}}$$

$$\underline{w_{fin}} = 4,456 + 2,260 = \underline{6,7 \text{ mm}}$$

Procedura di verifica**Stati limite ultimi****Verifica a flessione**

$$\sigma_{m,d} \leq f_{m,d}$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W_{net}} = \frac{-24,14}{7.358} \cdot 1000 = -3,28 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_m} = 0,8 \cdot \frac{24}{1,25} = 15,36 \text{ N/mm}^2$$

$$3,28 \text{ N/mm}^2 \leq 15,36 \text{ N/mm}^2 \checkmark \text{ riuscita (22 \%)}$$

Verifica a taglio

$$\tau_{R,d} \leq f_{VR,d}$$

$$\tau_{R,d} = \frac{V_d \cdot S_{0,net}}{I_{0,net} \cdot b} = 1,5 \cdot \frac{V_d}{A_{\tau,R,net}} = 1,5 \cdot \frac{25,66}{2.529} \cdot 10 = 0,15 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{VR,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{VR,k}}{\gamma_m} = 0,8 \cdot \frac{1,1}{1,25} = 0,70 \text{ N/mm}^2$$

$$0,15 \text{ N/mm}^2 \leq 0,70 \text{ N/mm}^2 \checkmark \text{ riuscita (22 \%)}$$

Stati di servizio**Deformazioni****Verifica della situazione quasi permanente (aspetto)****Deformazione finale**

$$w_{fin,q_s} \leq \frac{\ell}{250}$$

$$w_{fin,q_s} = 5,1 \text{ mm}$$

$$\frac{\ell}{250} = \frac{5.200}{250} = 20,8 \text{ mm}$$

$$5,1 \text{ mm} \leq 20,8 \text{ mm} \checkmark \text{ riuscita (25 \%)}$$

Verifica della situazione caratteristica (prevenzione dei danni)**Deformazione iniziale**

$$w_{inst} \leq \frac{\ell}{300}$$

$$w_{inst} = 4,5 \text{ mm}$$

$$\frac{\ell}{300} = \frac{5.200}{300} = 17,3 \text{ mm}$$

$$4,5 \text{ mm} \leq 17,3 \text{ mm} \checkmark \text{ riuscita (26 \%)}$$

Deformazione finale

$$w_{fin} \leq \ell/200$$

$$w_{fin} = 6,7 \text{ mm}$$

$$\ell/200 = \frac{5 \cdot 200}{200} = 26,0 \text{ mm}$$

$$6,7 \text{ mm} \leq 26,0 \text{ mm} \checkmark \text{ riuscita (26 \%)}$$

La deformazione finale è da considerare come valore massimo della deformazione possibile e vale come riferimento per gli eventuali spazi di gioco da assicurare.

Vibrazioni**Rigidezze:**

nella direzione portante principale:

$$(E \cdot I)_e = E \cdot I_{0,ef} = 11.000 \cdot 62.586 \cdot 10^{-5} = 6.884 \text{ kNm}^2/\text{m}$$

nella direzione portante secondaria:

6 cm massetto di cemento, $E = 26.000 \text{ N/mm}^2$

$$(E \cdot I)_b = E \cdot I = 26.000 \cdot \frac{100 \cdot 6^3}{12} \cdot 10^{-5} = 468 \text{ kNm}^2/\text{m}$$

Criterio della frequenza

Effetto della distribuzione trasversale

$$k_{quer} = \sqrt{1 + \left[\left(\frac{\ell}{b} \right)^2 + \left(\frac{\ell}{b} \right)^4 \right] \cdot \frac{(E \cdot I)_b}{(E \cdot I)_e}}$$

$$k_{quer} = \sqrt{1 + \left[\left(\frac{5,2}{7,0} \right)^2 + \left(\frac{5,2}{7,0} \right)^4 \right] \cdot \frac{468}{6.884}} = 1,029$$

Effetto del sistema statico

Da Tabella 6-2 per $\ell_{min}/\ell_{max} = 4,5/5,2 = 0,865$ si ottiene $k_e = 1,113$.

$$f_1 = \frac{\pi}{2 \cdot \ell^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_0}{m}} \cdot k_{quer} \cdot k_e$$

$$m = g_{1,k} + g_{2,k} = \frac{3.210 \text{ N/m}}{9,81 \text{ m/s}^2} \approx 327 \text{ kg/m}^2$$

$$f_1 = \frac{\pi}{2 \cdot 5,2^2} \cdot \sqrt{\frac{11.000 \cdot 62.586 \cdot 10^{-2}}{327}} \cdot 1,029 \cdot 1,113 = 9,65 \text{ Hz}$$

$$f_1 = 9,65 \text{ Hz} \geq 8 \text{ Hz} \checkmark \text{ riuscito (Classe I)}$$

Criterio di rigidezza

Deformazione dovuta ad un carico unitario $F = 1 \text{ kN}$ nella posizione più sfavorevole per una striscia di un metro (senza distribuzione del carico):

$$w_{stat} = \frac{F \cdot \ell^3}{48 \cdot (E \cdot I)_\ell \cdot b_F}$$

La distribuzione trasversale può essere determinata con:

$$b_F = \min \left\{ \frac{\ell}{1,1} \cdot \sqrt[4]{\frac{(E \cdot I)_b}{(E \cdot I)_\ell}}; b \right\}$$

Con l'ipotesi del rapporto delle rigidezze $\frac{(E \cdot I)_b}{(E \cdot I)_\ell} = \frac{468}{6.884} = \frac{1}{14,71}$ si ha

$$b_F = \min \left\{ \frac{\ell}{1,1} \cdot \sqrt[4]{\frac{(E \cdot I)_b}{(E \cdot I)_\ell}}; b \right\} = \min \{2,41; 7,0\} = 2,41 \text{ m}$$

La deformazione, inclusa la distribuzione trasversale, vale:

$$w_{stat} = \frac{F \cdot \ell^3}{48 \cdot (E \cdot I)_\ell \cdot b_F} = \frac{1000 \cdot 5,2^3}{48 \cdot 6.884 \cdot 2,41} = 0,18 \text{ mm}$$

La soletta corrisponde alla classe I

$$w_{stat} = 0,18 \text{ mm} \leq 0,25 \text{ mm} \checkmark \text{ riuscito (classe I)}$$

Accelerazione delle vibrazioni

Per le solette deve essere rispettato in ogni caso il criterio della frequenza minima di $f_{1,min} = 4,5 \text{ Hz}$. Per le solette che non rispettano questo criterio è possibile

($f_{1,min} \leq f_1 \leq f_{gr}$), rispettando il criterio della rigidezza, procedere alla verifica tramite l'accelerazione della vibrazione.

Per completezza si determina anche l'accelerazione, anche se in questo caso non è necessaria. Per solette in XLAM con massetto flottante e pavimento pesante si ha secondo la tabella 6-6 un grado di smorzamento

$$D = 0,04$$

La massa modale vale

$$M^* = m \cdot \frac{\ell}{2 \cdot k_{quer}} \cdot b = 327 \cdot \frac{5,2}{2 \cdot 1,029^2} \cdot 7 = 5.621 \text{ kg}$$

$$a_{rms} = \frac{0,4 \cdot \alpha \cdot F_0}{2 \cdot D \cdot M^*}$$

Il peso di una persona che cammina vale

$$F_0 = 700 \text{ N}$$

Coefficiente per considerare l'effetto della frequenza propria

$$\alpha = e^{-0,47 \cdot f_1} = e^{-0,479,65} = 0,011$$

$$a_{rms} = \frac{0,4 \cdot 0,011 \cdot 700}{2 \cdot 0,04 \cdot 5.621} = 0,0068 \text{ m/s}^2$$

$$a_{gr} = 0,05 \text{ m/s}^2 \checkmark \text{ riuscito (Classe I)}$$

Stato limite ultimo in caso di incendio

Sezione residua

$$30l - 30l - 30w - 40l - 30w - 5l$$

Valori sezionali

$$W_{net,fi} = 2.291 \text{ cm}^3$$

$$A_{\tau,R,fi} = 1.020 \text{ cm}^2$$

Sforzi interni

Momento

Combinazione determinante per la situazione incendio:

$$M_{fi,d} = M_{g,k} + \psi_1 \cdot (M_{n1,k} + M_{n2,k})$$

$$M_{fi,d} = -9,59 + 0,5 \cdot (-2,94 - 4,53)$$

$$\underline{M_{fi,d} = -9,59 - 3,73 = -13,32 \text{ kNm}}$$

Forza di taglio

Combinazione determinante per la situazione incendio:

$$V_{fi,d} = V_{g,k} + \psi_1 \cdot (V_{n1,k} + V_{n2,k})$$

$$V_{fi,d} = 10,19 + 0,5 \cdot (0,56 + 7,37)$$

$$\underline{V_{fi,d} = 10,19 + 3,96 = 14,16 \text{ kN}}$$

Tabella dei
valori

Verifica flessionale per il caso incendio

$$\sigma_{m,fi,d} \leq f_{m,fi,d}$$

$$\sigma_{m,fi,d} = \frac{M_{fi,d}}{W_{net,fi}} = \frac{-13,32}{2.291} \cdot 1000 = -5,81 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m,fi,d} = k_{fi} \cdot k_{mod,fi} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_{m,fi}} = 1,15 \cdot 1,0 \cdot \frac{24}{1,0} = 27,6 \text{ N/mm}^2$$

$$5,81 \text{ N/mm}^2 \leq 27,6 \text{ N/mm}^2 \quad \checkmark \text{ riuscita (21 \%)}$$

Verifica a tagli per il caso incendio

$$\tau_{R,fi,d} \leq f_{R,fi,d}$$

$$\tau_{R,fi,d} = \frac{V_{fi,d}}{A_{t,R,net,fi}} = \frac{14,16}{1.020} \cdot 10 = 0,14 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{R,fi,d} = k_{fi} \cdot k_{mod,fi} \cdot \frac{f_{VR,k}}{\gamma_{m,fi}} = 1,15 \cdot 1,0 \cdot \frac{1,1}{1,0} = 1,26 \text{ N/mm}^2$$

$$0,14 \text{ N/mm}^2 \leq 1,26 \text{ N/mm}^2 \quad \checkmark \text{ riuscita (11 \%)}$$

11.2.2 Costruzione

La configurazione dei giunti è trattata al capitolo 9.1.

11.2.3 Ipotesi di modello

Distribuzione dei carichi

Per la distribuzione dei carichi delle pareti parallele alla direzione portante principale (secondo la figura 11-1) o dei pilastri (secondo figura 11-2) si ammette una distribuzione con un angolo fra 35° e 45° rispetto alla verticale. Poiché il dimensionamento si riferisce di solito a un striscia b_m di un metro, le azioni devono essere descritte per una striscia di riferimento di un metro.

$$q = q_w \cdot \frac{1\text{m}}{b_m} \quad (11.1)$$

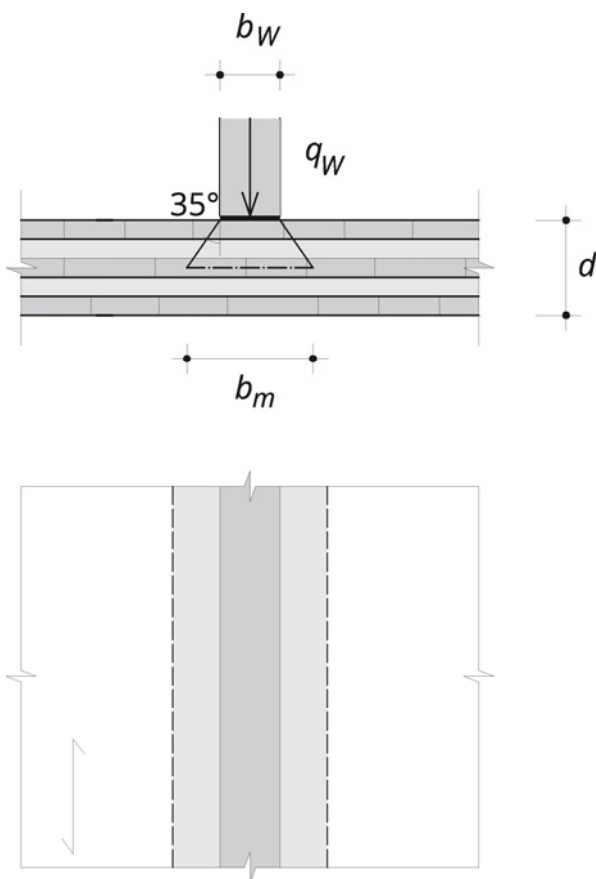


Figura 11-1: Distribuzione dei carichi della parete nella direzione portante principale

$$Q = Q_{ST} \cdot \frac{1m}{b_m} \tag{11.2}$$

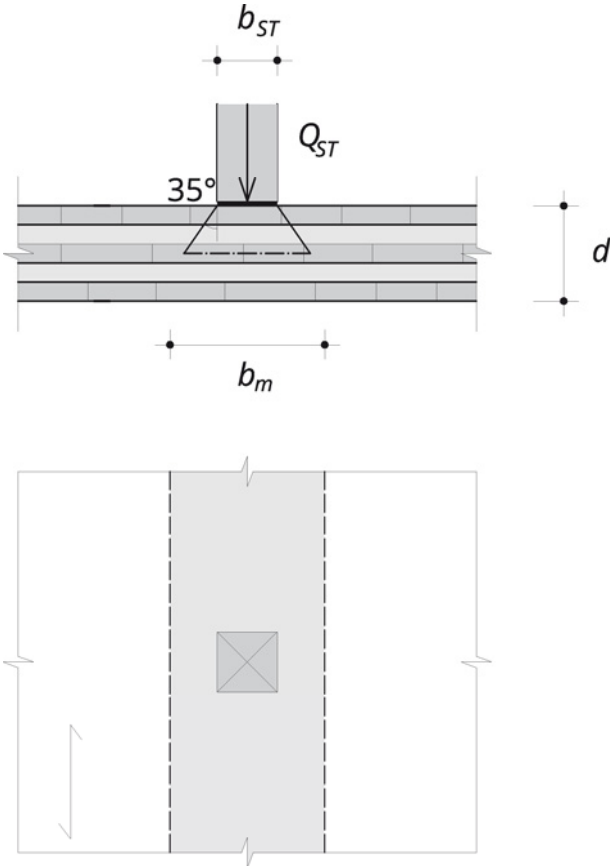
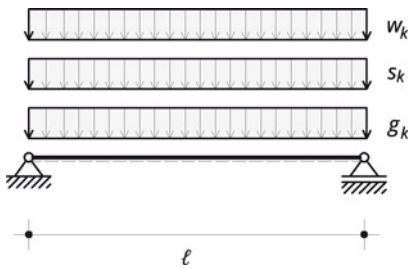


Figura 11-2: Distribuzione di carichi concentrati

11.3 Tetti

11.3.1 Tetto piano come trave semplice



Dato: Trave semplice $l = 4,5$ m
 Classe di servizio 1
 Azioni:
 carichi permanenti $g_{2,k} = 0,6$ kN/m²
 Neve $s_k = 1,5$ kN/m²
 Vento $w_k = 0,2$ kN/m²

Cercato: Dimensionamento per la resistenza e lo stato di servizio.
 Classe di vibrazioni III (nessuna esigenza)

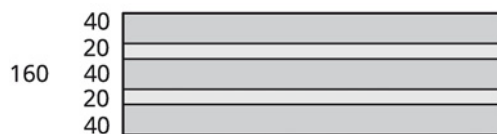
Calcolo

Predimensionamento

$$\frac{d}{l} = \frac{1}{30} \rightarrow d = \frac{4,500}{30} = 150 \text{ mm}$$

Sezione scelta: XLAM 160 L5s (40l - 20w - 40l - 20w - 40l)

BSP 160 L5s



Azioni

		kN/m ²	γ	durata	k_{mod}	ψ_0	ψ_1	ψ_2
$g_{1,k}$	G	0,88	1,35	permanente	0,60	-	-	-
$g_{2,k}$		0,60						
s_k	S2	1,50	1,50	breve	0,90	0,50	0,20	0,00
w_k	W	0,20	1,50	breve	0,90	0,60	0,20	0,00

Peso proprio

$$g_{1,k} \approx \rho_{mean} \cdot A_{brutto} = 550 \text{ kg/m}^3 \cdot 100 \cdot 6 \cdot 10^{-4} = 0,88 \text{ kN/m}^2$$

$$g_k = g_{1,k} + g_{2,k} = 0,88 + 0,06 = 1,48 \text{ kN/m}^2$$

Valori sezionali**Resistenza**

$$W_{0,net} = 3.800 \text{ cm}^3$$

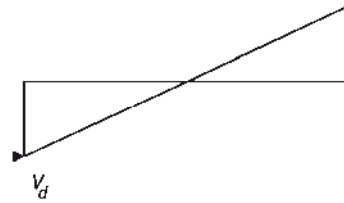
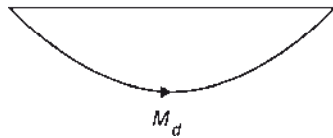
$$S_{R,net} = 2.400 \text{ cm}^3$$

$$I_{0,net} = 30.400 \text{ cm}^4$$

Stato di servizio

$$l_{ref} = 4,5 \text{ m}$$

$$I_{0,ef} = 28.124 \text{ cm}^4$$

Sforzi interni**Momenti**

$$M_{i,k} = \frac{q \cdot l^2}{8}$$

$$M_{g,k} = \frac{1,48 \cdot 4,5^2}{8} = 3,75 \text{ kNm}$$

$$M_{s,k} = \frac{1,5 \cdot 4,5^2}{8} = 3,80 \text{ kNm}$$

$$M_{w,k} = \frac{0,2 \cdot 4,5^2}{8} = 0,51 \text{ kNm}$$

Nella combinazione determinante

$$M_d = \gamma_G \cdot M_{g,k} + \gamma_Q \cdot M_{s,k} + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot M_{w,k}$$

$$M_d = 1,35 \cdot 3,75 + 1,5 \cdot 3,8 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot 0,51$$

$$\underline{M_d} = 5,06 + 5,7 + 0,46 = \underline{11,22 \text{ kNm}} \quad (k_{mod} = 0,9)$$

Forza di taglio

$$V_i = \frac{q \cdot l}{2}$$

$$V_{g,k} = \frac{1,48 \cdot 4,5}{2} = 3,33 \text{ kN}$$

$$V_{s,k} = \frac{1,5 \cdot 4,5}{2} = 3,38 \text{ kN}$$

$$V_{w,k} = \frac{0,2 \cdot 4,5}{2} = 0,45 \text{ kN}$$

Nella combinazione determinante

$$V_d = \gamma_G \cdot V_{g,k} + \gamma_Q \cdot V_{s,k} + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot V_{w,k}$$

$$V_d = 1,35 \cdot 3,33 + 1,5 \cdot 3,38 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot 0,45$$

$$\underline{V_d} = 4,50 + 5,07 + 0,41 = \underline{9,98 \text{ kNm}} \quad (k_{mod} = 0,9)$$

Deformazioni

$$w_{i,k} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E I_{ef}}$$

$$E I_{ef} = 1.100 \cdot 28.124 \cdot 10^{-4} = 3.094 \text{ kNm}^2$$

$$w_{g,k} = \frac{5 \cdot 1,48 \cdot 4,5^4}{384 \cdot 3.094} \cdot 1.000 = 2,554 \text{ mm}$$

$$w_{s,k} = \frac{5 \cdot 1,5 \cdot 4,5^4}{384 \cdot 3.094} \cdot 1.000 = 2,589 \text{ mm}$$

$$w_{w,k} = \frac{5 \cdot 0,2 \cdot 4,5^4}{384 \cdot 3.094} \cdot 1.000 = 0,345 \text{ mm}$$

Situazione quasi permanente

$$w_{fin,qs} = w_{inst,qs} + w_{creep}$$

$$w_{creep} = k_{def} \cdot w_{inst,qs}$$

$$w_{inst,qs} = w_{g,k} + \psi_2 \cdot w_{s,k} + \psi_2 \cdot w_{w,k}$$

$$w_{inst,qs} = 2,554 + 0,00 \cdot 2,589 + 0,00 \cdot 0,345 = 2,554 \text{ mm}$$

$$w_{creep} = 0,8 \cdot 2,554 = 2,043 \text{ mm}$$

$$w_{fin,qs} = 2,554 + 2,043 = \underline{4,597 \text{ mm}}$$

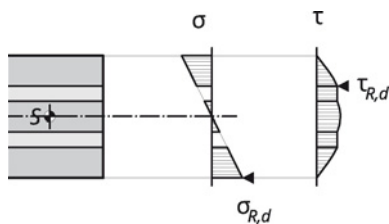
Situazione rara

$$w_{fin} = w_{inst} + w_{creep}$$

$$w_{inst} = w_{g,k} + w_{s,k} + \psi_0 \cdot w_{w,k}$$

$$w_{inst} = 2,554 + 2,589 + 0,6 \cdot 0,345 = \underline{5,350 \text{ mm}}$$

$$w_{fin} = 5,350 + 2,043 = \underline{7,393 \text{ mm}}$$

Verifiche**Stato limite ultimo****Verifica a flessione**

$$\sigma_{m,d} \leq f_{m,d}$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W_{net}} = \frac{11,20 \cdot 100}{3.800} \cdot 10 = 2,95 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_m} = 0,9 \cdot \frac{24}{1,25} = 17,28 \text{ N/mm}^2$$

$$2,95 \text{ N/mm}^2 \leq 17,28 \text{ N/mm}^2 \quad \checkmark \text{ riuscita (17 \%)}$$

Verifica a taglio

$$\tau_{R,d} \leq f_{VR,d}$$

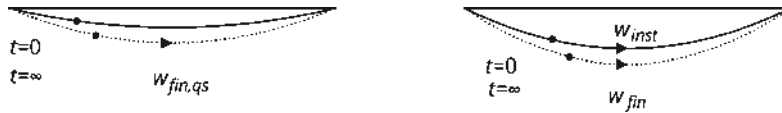
$$\tau_{R,d} = \frac{V_d \cdot S_{net}}{I_{net} \cdot b} = \frac{9,98 \cdot 2.400 \cdot 10}{30.400 \cdot 100} = 0,079 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{VR,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{VR,k}}{Y_m} = 0,9 \cdot \frac{1,1}{1,25} = 0,792 \text{ N/mm}^2$$

$0,079 \text{ N/mm}^2 \leq 0,792 \text{ N/mm}^2$ ✓ **riuscita (10 %)**

Stato di servizio

Deformazioni



Verifica della situazione quasi permanente (aspetto)

Deformazione finale

$$W_{fin,qs} \leq \ell/250$$

$$W_{fin,qs} = 4,60 \text{ mm}$$

$$\ell/250 = \frac{4.500}{250} = 18 \text{ mm}$$

$4,60 \text{ mm} \leq 18 \text{ mm}$ ✓ **riuscita (26 %)**

Verifica della situazione rara (evitare i danni)

Deformazione iniziale

$$W_{inst} \leq \ell/300$$

$$W_{inst} = 5,35 \text{ mm}$$

$$\ell/300 = \frac{4.500}{300} = 15 \text{ mm}$$

$5,35 \text{ mm} \leq 15 \text{ mm}$ ✓ **riuscita (36 %)**

Deformazioni finali

$$W_{fin} \leq \ell/200$$

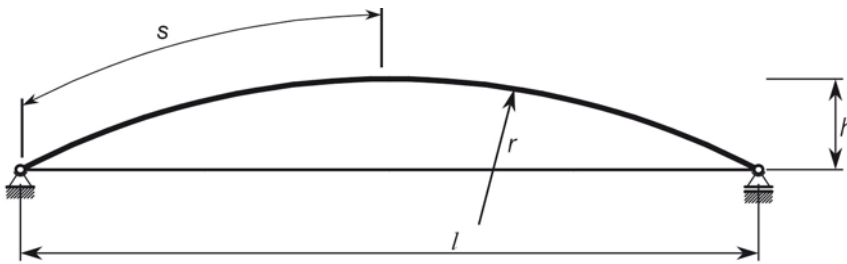
$$W_{fin} = 7,39 \text{ mm}$$

$$\ell/200 = \frac{4.500}{200} = 22,5 \text{ mm}$$

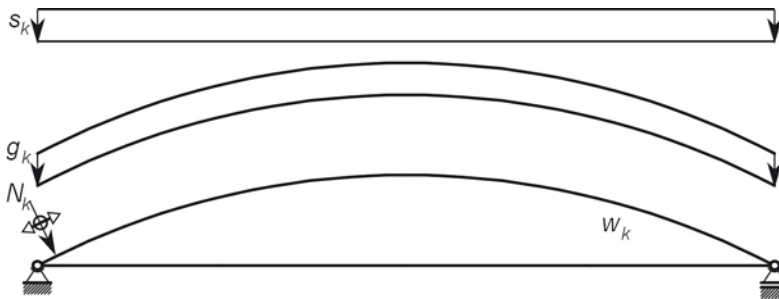
$7,39 \text{ mm} \leq 22,5 \text{ mm}$ ✓ **riuscita (33 %)**

La deformazione finale è da considerare come valore massimo della deformazione possibile e vale come riferimento per gli eventuali spazi di gioco da assicurare.

11.4 Tetti con volta a botte



Dato: Tetto con volta a botte: $\ell = 7,0 \text{ m}$, $h = 0,85 \text{ m}$, arco di cerchio con tirante
Classe di servizio 1



Azioni:

Carichi permanenti $g_{2,k} = 0,5 \text{ kN/m}^2$

Neve $s_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$

Vento $w_A = 0,1 \text{ kN/m}^2$, $w_B = -0,4 \text{ kN/m}^2$, $w_C = -0,08 \text{ kN/m}^2$

(Definizione secondo EN 1991-1-4)

Elementi copertura XLAM 130 C5s (30l - 20w - 30l - 20w - 30l) curvi

Tiranti: $\varnothing 20 \text{ mm}$ ogni metro, S235

Cercato: Dimensionamento per la resistenza e lo stato di servizio

Calcolo

Elementi curvi

Dalla geometria si ricava il raggio di curvatura:

$$r = \frac{\left(\frac{\ell}{2}\right)^2 + h^2}{2 \cdot h} = 7,631 \text{ m}$$

Lo spessore massimo delle tavole è quindi di:

$$d_{\text{max,vorh.}} \leq d_{\text{grenz}}$$

$$d_{\text{grenz}} = \frac{r}{250} = \frac{7.631}{250} = 30,5 \text{ mm}$$

$$d_{\text{max,vorh.}} = 30 \text{ mm}$$

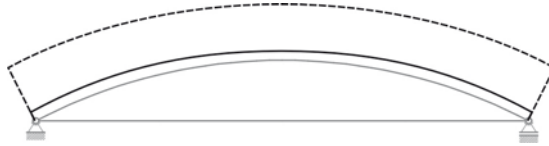
$$30 \text{ mm} \leq 30,5 \text{ mm} \checkmark \text{ riuscito}$$

Calcolo strutturale con programma informatico

Rigidezze: Arco: $I_{net} = 15.675 \text{ cm}^4$; $A_{net} = 900 \text{ cm}^2$; $E = 11.000 \text{ N/mm}^2$

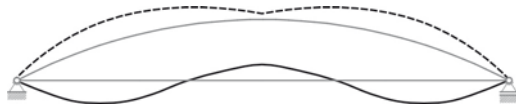
Tirante: $A_{net} = 3,145 \text{ cm}^2$; $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$

[N]



$$\min N_d = -28,71 \text{ kN} \quad \max N_d = -4,10 \text{ kN}$$

[M]



$$\min M_d = -1,96 \text{ kNm} \quad \max M_d = 5,45 \text{ kNm}$$

Procedura di verifica

Arco – Stati limite ultimi

Sbandamento: Compressione e flessione in modo conservativo con gli sforzi interni massimi per $\min N_d$ e $\max M_d$. Più precisamente si lavora con gli sforzi interni maggiori corrispondenti.

La lunghezza di libera inflessione dell'arco è ammessa come $\ell_k = 1,25 \cdot s$.

$$\text{Angolo di apertura dell'arco: } \alpha = 2 \cdot \arctan \left(\frac{b}{\left(\frac{\ell}{2} \right)^2 + h^2 - h} \right) = 54,60^\circ$$

$$\text{Lunghezza effettiva della metà dell'arco: } s = \frac{r \cdot \alpha}{2} = 3,63 \text{ m}$$

$$\text{Lunghezza di libera inflessione: } \ell_k = 1,25 \cdot s = \underline{\underline{4,64 \text{ m}}}$$

Tirante - Resistenza

La verifica allo stato limite ultimo deve essere eseguita con la sezione netta per $\max N_d = 26,20 \text{ kN}$.

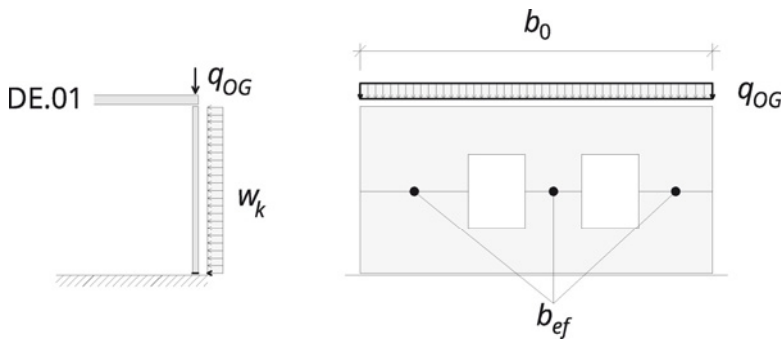
Stato di servizio

Controllo della deformazione verticale del colmo e dello spostamento orizzontale all'appoggio.

11.5 Pareti

Con "parete" si intendono elementi XLAM verticali, vincolati da appoggi lineari sullo spigolo inferiore.

11.5.1 Parete caricata verticalmente

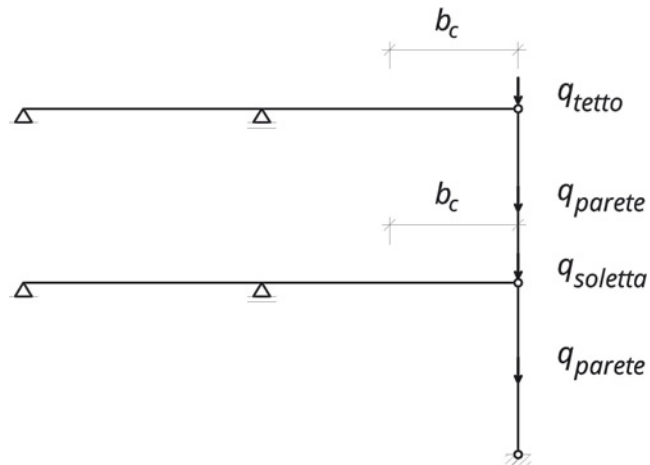


Dato: Parete esterna $\ell_k = 2,95$ m; $b_0 = 4,54$ m; $b_{ef} = 2,40$ m

Classe di servizio 1

Azioni:

Carichi provenienti dai singoli piani:



Carico totale per la parete: $q_d = 30$ kN/m (calore di calcolo)

Pressione del vento perpendicolare alla parete $w_k = 0,8$ kN/m²

Pannello: XLAM 90 C3s (30l – 30w – 30l)

Cercato: Dimensionamento a resistenza

Calcolo



Valori sezionali per una striscia di un metro

$$i_{ef} = 2,97 \text{ cm} , \lambda = 99$$

$$A_{net} = 600 \text{ cm}^2 , W_{net} = 1.300 \text{ cm}^3$$

In caso d'incendio (R30 da un lato):

$$i_{ef,fi} = 1,63 \text{ cm} , \lambda = 181$$

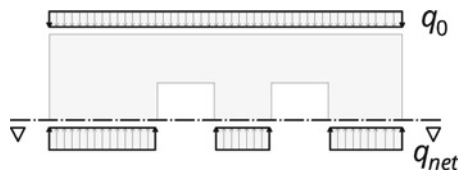
$$A_{net,fi} = 335 \text{ cm}^2 , W_{net,fi} = 209 \text{ cm}^3$$

Posizione del baricentro: $z_{fi} = 19,89 \text{ mm}$

Eccentricità dovuta alla combustione: $e_{fi} = z_{kalt} - z_{fi} = 45,00 - 19,89 \text{ mm} = 25,1 \text{ mm}$

Considerazione delle aperture nelle pareti

Nel caso di carichi verticali le aperture nelle pareti comportano forze maggiori nella sezione della parete. In generale si può ammettere una distribuzione approssimativamente uniforme delle forze.



Sulla striscia di un metro si ottiene

$$f_b = \frac{b_0}{b_{eff}} = \frac{4,54}{2,40} = 1,89$$

$$N_d = f_b \cdot q_d = 1,89 \cdot 30 = 57 \text{ kN}$$

$$M_d = \frac{Y_Q \cdot w_d \cdot \ell^2}{8} = \frac{1,5 \cdot 0,8 \cdot 2,95^2}{8} = 1,31 \text{ kNm}$$

Procedura di verifica

Stati limite ultimi

Verifica allo sbandamento

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

Coefficiente di sbandamento per la snellezza $\lambda = 99$

$$k_{c,y} = 0,403$$

$$f_{c,0,d} = 13,4 \text{ N/mm}^2, \quad f_{m,d} = 15,3 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{N_d}{A_{net}} + \frac{M_d}{W_{net}} \leq 1$$

$$\frac{57}{600} \cdot 10 + \frac{1,31 \cdot 100}{1.300} \cdot 10 \leq 1$$

$$\frac{0,95}{5,40} + \frac{1,008}{15,3} \leq 1$$

$$0,176 + 0,066 \leq 1$$

$$0,242 \leq 1 \quad \checkmark \text{ riuscita (24 \%)}$$

Tensioni di taglio

Si rinuncia qui alla verifica a causa delle sollecitazioni ridotte.

Stati limite ultimi per il caso incendio

Gli sforzi interni di calcolo per il caso incendio possono essere determinati in modo semplificato secondo EN 1995-1-2 a partire dagli sforzi interni per il calcolo a freddo:

$$N_{fi,d} \approx \eta_{fi} \cdot N_d = 0,6 \cdot 57 = 34,2 \text{ kN}$$

Il momento di calcolo si ottiene con l'eccentricità in caso di incendio con:

$$M_{fi,d} = N_{fi,d} \cdot e_{fi} = 34,2 \cdot \frac{25,11}{1.000} = 0,86 \text{ kNm}$$

Verifica allo sbandamento

$$\frac{N_{fi,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,fi,d}} + \frac{M_{fi,d}}{f_{m,fi,d}} \leq 1$$

Coefficiente di sbandamento per la snellezza $\lambda = 181$

(snellezza limite consigliata in caso di incendio $\lambda_{fi,grenz} = 200$ rispettata)

$$k_{c,y} = 0,127$$

Tabella 5-2

Tabella 3-3

Tabella 5-2

$$f_{c,0,f_{i,d}} = 24,1 \text{ N/mm}^2, \quad f_{m,d} = 27,6 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\frac{34,2}{335}}{0,127 \cdot 24,1} + \frac{\frac{0,86 \cdot 100}{209}}{27,6} \leq 1$$

$$\frac{\frac{34,2}{335} \cdot 10}{0,127 \cdot 24,1} + \frac{\frac{0,86 \cdot 100}{209} \cdot 10}{27,6} \leq 1$$

$$\frac{1,021}{3,06} + \frac{4,12}{27,6} \leq 1$$

$$0,334 + 0,149 \leq 1$$

$$0,484 \leq 1 \quad \checkmark \text{ riuscita (48 \%)}$$

Tensioni di taglio

Si rinuncia qui alla verifica a causa delle sollecitazioni ridotte.

Tabella 7-1

11.5.2 Costruzione

11.5.3 Ipotesi di modello - Architrave

Varianti esecutive

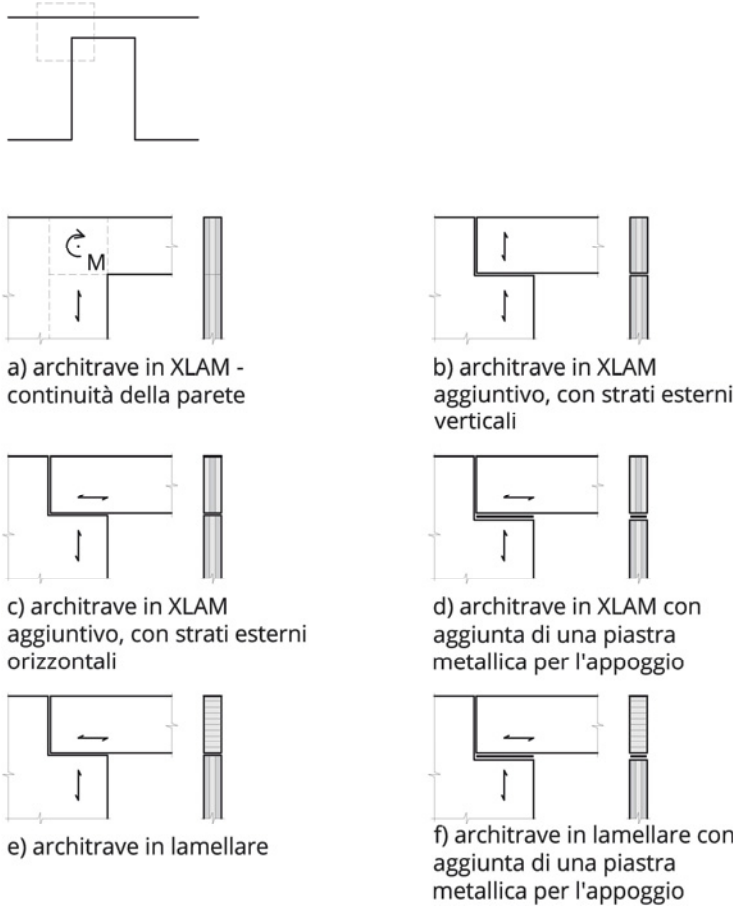


Figura 11-3: possibili varianti di architrave in una parete XLAM

La figura Figura 11-3 mostra le possibili varianti esecutive per l'architrave in una parete XLAM. Il grado di incastro della variante con l'apertura ritagliata nella parete può essere ottenuto tramite la considerazione del telaio formato dalla parete; per esempio considerando una striscia di parete verticale si può ottenere un grado di incastro nei casi più frequenti del 60 fino al 70 %. Le altre varianti sono sistemi a trave semplice con un elemento in XLAM verticale o di legno lamellare. In figura c) la reazione di appoggio dell'architrave è trasmessa per pressione di contatto. Tramite l'aggiunta di una piastra di metallo come illustrato nella figura d) la pressione può essere trasmessa sugli strati paralleli alla fibratura.

11.6 Travi parete

Le travi parete vengono utilizzate come balaustre di protezione, travi formate dall'intera parete, travi inflesse di capannoni e altro. Possono essere usate per la sospensione di solette sul loro lato inferiore o per creare intere parti di edificio a sbalzo.

Rispetto alle travi di legno lamellare incollato, con le travi in XLAM, grazie alla struttura multistrato incrociata, si ottiene una resistenza a taglio maggiore. La sezione disponibile per la resistenza a flessione è data dalla somma degli spessori degli strati orizzontali, cioè nella direzione portante principale.

Per le travi parete con un rapporto fra campata e altezza a partire da circa $h : \ell \geq 1 : 4$ occorre tenere presente che la distribuzione delle sollecitazioni non è più lineare. La distribuzione delle tensioni per questo tipo di travi è indicata in figura 11-4. Mentre nel caso della trave inflessa la distribuzione delle tensioni è lineare, in questo caso si ottengono distribuzioni tensionali curve. Con la riduzione del rapporto ℓ/h la zona tesa si riduce e quella compressa si ingrandisce. La tensione al bordo teso della trave parete non segue la curva dei momenti, ma mantiene il proprio valore su un tratto di lunghezza della parete.

Le tensioni determinate secondo la teoria della lastra portante dipendono dalla posizione delle forze che agiscono sulla stessa e dal rapporto ℓ/h . Nel caso più generico sono più piccole del triplo di quanto non si otterrebbe con il calcolo secondo la teoria usale della trave inflessa. Con un rapporto $h : \ell = 1 : 2$ assumono un valore di circa 1,5 volte maggiore. Anche la curva delle tensioni di taglio è diversa, con un valore massimo più piccolo rispetto alla trave semplice. La tensione di taglio massima, con un rapporto $h : \ell = 1 : 2$, rimane al di sotto di una volta e mezza il valore determinato secondo la teoria della trave inflessa classica.

Nel caso di sistemi multiappoggio l'effetto delle forze di taglio si manifesta sulla distribuzione degli sforzi. I momenti sugli appoggi diminuiscono e quelli in campata aumentano. È consigliabile determinare i momenti flettenti e le tensioni flessionali da essi risultanti, come pure le deformazioni, sulla trave semplice con la luce massima. Le forze di taglio possono essere determinate tenendo conto dell'effetto di continuità su più appoggi.

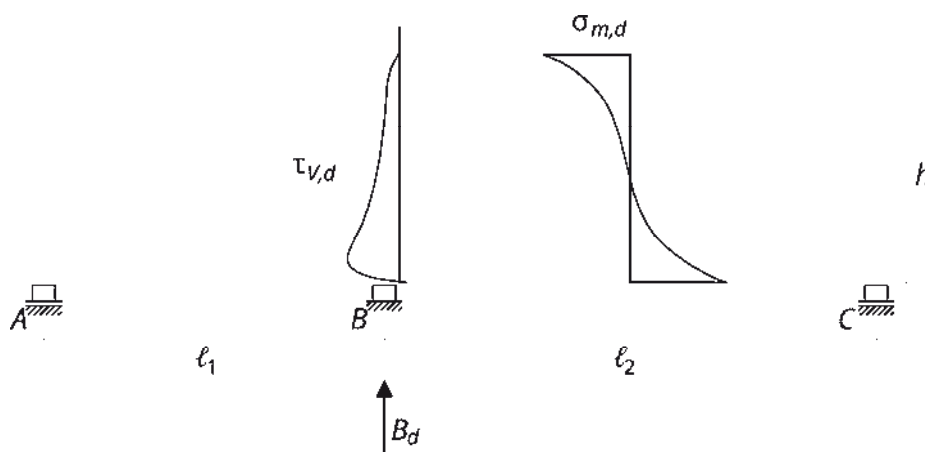
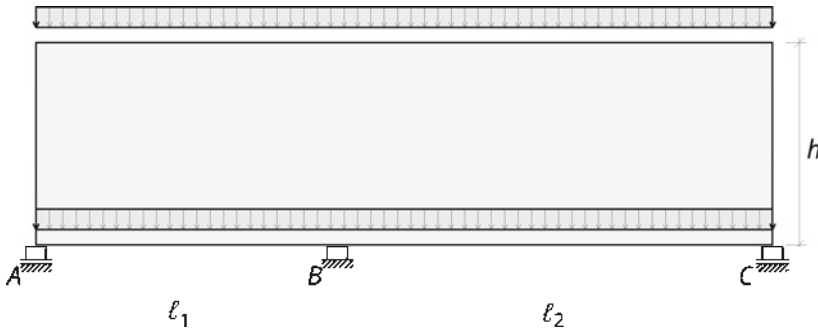


Figura 11-4: Distribuzione delle tensioni nelle travi parete

11.6.1 Travi parete



- Dato:** Trave a due campate $l_1 = 4,5\text{ m}$, $l_2 = 4,5\text{ m}$
 Classe di servizio 1
 Azioni:
 Carichi permanenti: sopra: $g_k = 4\text{ kN/m}$, sotto: $g_k = 7,72\text{ kN/m}$
 Carichi accidentali : sotto: $n_k = 6\text{ kN/m}$ (sfavorevole per la campata) (categoria A)
 Neve: sopra: $s_k = 3,5\text{ kN/m}^2$ (sotto 1.000 m altitudine - S2)
 Vento: sopra: $w_k = 0,5\text{ kN/m}^2$
 Sezione: XLAM 130 C5s (30l – 20w – 30l – 20w – 30l)

Cercato: Dimensionamento per la resistenza e lo stato di servizio

Calcolo

Azioni

		kN/m ²	$\gamma_G \cdot \gamma_Q$	durata	k_{mod}	ψ_0	ψ_1	ψ_2
g_k	G	11,72	1,35	permanente	0,60	-	-	-
$n_{1,k}$ e $n_{2,k}$	NA	6,00	1,50	media	0,80	0,70	0,50	0,30
s_k	S2	3,50	1,50	breve	0,90	0,50	0,20	0,00
w_k	W	0,50	1,50	breve	0,90	0,60	0,20	0,00

Valore di calcolo della combinazione determinante

$$q_d = \gamma_G \cdot g_k + \gamma_Q \cdot n_k = 1,35 \cdot 11,72 + 1,50 \cdot 6,00 = 24,9\text{ kN/m} \quad (k_{mod} = 0,8)$$

Appoggio

$$B_d \approx 1,25 \cdot q_d \cdot \frac{l_1 + l_2}{2} = 1,25 \cdot 24,9 \cdot \frac{4,5 + 6,5}{2} = 171,2\text{ kN} \quad (k_{mod} = 0,8)$$

Sforzi interni

Momento

Determinato per una campata finale con

$$l_2 = 6,5\text{ m}$$

$$M_d = \frac{q_d \cdot l_2^2}{8} = \frac{24,9 \cdot 6,5^2}{8} = 131,5\text{ kNm}$$

$$\sigma_d = \frac{M_d}{W_{z,90,net}} = \frac{131,5 \cdot 100 \cdot 10}{60.000} = 2,19\text{ N/mm}^2$$

Forza di taglio

$$V_d = 0,625 \cdot q_d \cdot \ell_2 = 0,625 \cdot 24,9 \cdot 6,5 = 101,2 \text{ kN}$$

$$\tau_{V,S,d} = 1,5 \cdot \frac{V_d}{A_{z,90,net}} = 1,5 \cdot \frac{101,2}{1.200} \cdot 10 = 1,27 \text{ N/mm}^2$$

Deformazioni

Valore caratteristico delle azioni

$$q_k = g_k + n_k + \psi_0 \cdot s_k + \psi_0 \cdot w_k = 11,72 + 6,0 + 0,50 \cdot 3,5 + 0,6 \cdot 0,5 = 19,8 \text{ kN/m}$$

$$w_{inst} = \frac{5 \cdot q_k \cdot \ell_2^4}{384 \cdot E \cdot I} + \frac{q_k \cdot \ell_2^2}{8 \cdot G \cdot A_s}$$

$$I_{z,90,net} = \frac{b_{z,90,net} \cdot h^3}{12} = \frac{4 \cdot 300^3}{12} = 9.000.000 \text{ cm}^4$$

$$E = 1.100 \text{ kN/cm}^2$$

$$E \cdot I = 1.100 \cdot 9.000.000 \cdot 10^{-4} = 990.000 \text{ kNm}^2$$

$$A_s = b_{brutto} \cdot h = 13 \cdot 300 = 3.900 \text{ cm}^2$$

$$G^* = 0,75 \cdot G = 0,75 \cdot 69 = 51,75 \text{ kN/cm}^2$$

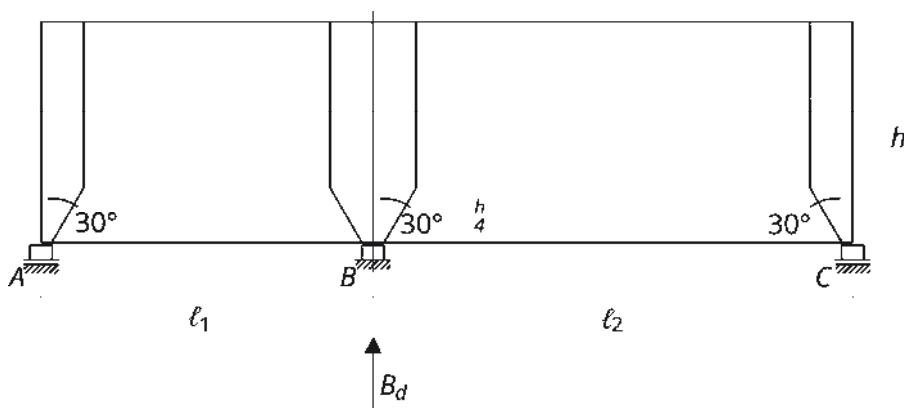
$$G^* A_s = 51,75 \cdot 3.900 = 201.825 \text{ kN}$$

$$w_{inst} = \left(\frac{5 \cdot 19,8 \cdot 6,5^4}{384 \cdot 990.000} + \frac{19,8 \cdot 6,5^2}{8 \cdot 201.825} \right) \cdot 10^3 = 0,465 + 0,518 = \underline{1 \text{ mm}}$$

Pressione di contatto all'appoggio

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{B_d}{A_{c,net}} = \frac{171,2}{20 \cdot 9} \cdot 10 = 9,51 \text{ N/mm}^2$$

Sbandamento della parte compressa sull'appoggio



Distribuzione delle forze con 30°

$$b_{st} = 2 \cdot \frac{h}{4} \cdot \tan(30^\circ) = 2 \cdot \frac{300}{4} \cdot 0,577 = 86 \text{ cm}$$

$$n_d = \frac{B_d}{b_{st}} = \frac{171,2}{0,86} = 199 \text{ kN/m}$$

Riferito alla striscia di un metro

$$n_{1,d} = n_d \cdot \frac{1}{b_{st}} = 199 \cdot \frac{1}{0,86} = 232 \text{ kN/m}$$

Sbandamento

$$\ell_k = h = 3,0 \text{ m}$$

$$i_{ef} = 3,91 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{\ell_k}{i_{ef}} = \frac{300}{3,91} = 77$$

$$k_{c,y} = 0,622$$

$$\sigma_{c,0,d} \leq k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A_{0,net}} = \frac{232}{900} = 2,58 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{0,net} = 9 \cdot 100 = 900 \text{ cm}^2$$

$$f_{c,0,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} = 0,8 \cdot \frac{21}{1,25} = 13,44 \text{ N/mm}^2$$

$$2,58 \text{ N/mm}^2 \leq 0,622 \cdot 13,44$$

$$2,58 \text{ N/mm}^2 \leq 8,36 \text{ N/mm}^2 \checkmark \text{ riuscita (31 \%)}$$

Tabella 5-2

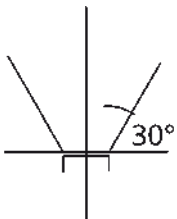


Figura 11-5: Distribuzione della forza sull'appoggio

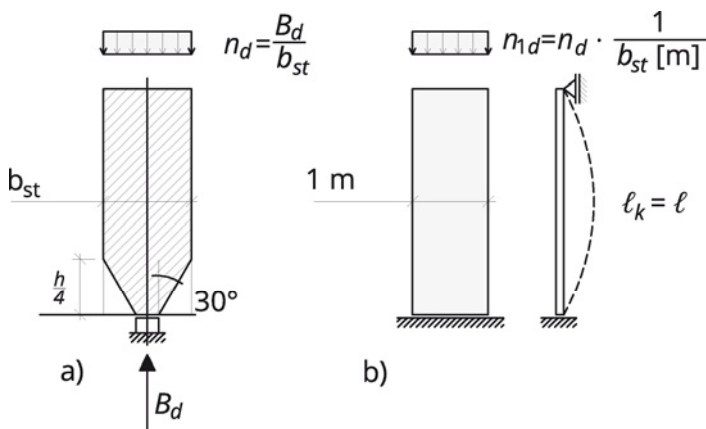


Figura 11-6: Striscia di parete e calcolo della forza

A Appendice metodo di calcolo

A.1 Il metodo Gamma ampliato

Il metodo Gamma contenuto nelle normative si limita alle sezioni con due e tre strati longitudinali, cioè a sezioni con 3 e 5 strati. Per sezioni di XLAM con 7 e oltre strati questa procedura di calcolo deve essere ampliata. I valori Gamma possono essere determinati in questo caso tramite un sistema di equazioni lineari.

A.1.1 Premesse e ipotesi:

Le parti di sezione collegate in modo scorrevole tra loro possono essere di sezione e rigidezza diverse (spessore e modulo elastico dei singoli strati), devono però essere costanti su tutta la lunghezza della trave. Anche la rigidezza dei collegamenti scorrevoli (cioè gli strati trasversali con i rispettivi spessori e moduli di taglio trasversale) restano costanti, grazie alla continuità delle incollature.

La rigidezza longitudinale degli strati trasversali è approssimata in modo semplificato ma sufficientemente preciso, a zero.

Il metodo Gamma si basa sull'ammissione di un carico sinusoidale e una deformazione corrispondente e sull'ipotesi che tutte le componenti sezionali restino lineari nelle sezioni considerate.

Sulla base delle condizioni di equilibrio, ammettendo una relazione fra la curvatura e il momento flettente e considerando lo spostamento relativo nelle superfici di contatto, è possibile definire un sistema di equazioni differenziali, che permette di determinare gli allungamenti e le curvature di tutte le parti della sezione. L'ammissione di un carico sinusoidale di cui si è appena parlato, permette di semplificare il sistema di equazioni differenziali in un sistema lineare, che può essere risolto sotto forma di coefficienti Gamma per ogni singolo strato.

A.1.2 Definizione del baricentro sezionale

$$z_s = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot o_i}{\sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i}$$

o_i Distanza del baricentro di ogni singolo strato dal bordo superiore

z_s Distanza del baricentro sezionale dal bordo superiore

$a_i = o_i - z_s$ Distanza del baricentro di ogni singolo strato longitudinale / dal baricentro sezionale

A.1.3 Composizione del sistema di equazioni

Con più di tre strati longitudinali la rigidezza della sezione non è più definita soltanto dallo scorrimento dello strato adiacente. Il collegamento scorrevole con gli strati più lontani deve essere considerato, come descritto in A.1.1.

Il sistema di equazioni assume la forma seguente:

$$[V] \cdot \gamma = s \quad (1)$$

$$\begin{bmatrix} v_{1,1} & v_{1,2} & 0 & 0 & 0 \\ v_{2,1} & v_{2,2} & v_{2,3} & 0 & 0 \\ 0 & v_{3,2} & v_{3,3} & v_{3,4} & 0 \\ 0 & 0 & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & 0 & v_{m,m-1} & v_{m,m} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \gamma_1 \\ \gamma_2 \\ \gamma_3 \\ \vdots \\ \gamma_m \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} s_1 \\ s_2 \\ s_3 \\ \vdots \\ s_m \end{bmatrix} \quad (2)$$

Parte sinistra

$$C_{j,k} = \frac{b \cdot G_{R,jk}}{d_{j,k}} \quad (3)$$

$$D_i = \frac{\pi^2 \cdot E_i \cdot b \cdot d_i}{\ell_{ref}^2} \quad (4)$$

$$v_{i,i-1} = -C_{i-1,i} \cdot a_{i-1} \quad (5)$$

$$v_{i,i} = (C_{i-1,i} + C_{i,i+1} + D_i) \cdot a_i \quad (6)$$

$$v_{i,i+1} = -C_{i,i+1} \cdot a_{i+1} \quad (7)$$

Parte destra

$$s_j = -C_{i,i+1} \cdot (a_{i+1} - a_i) + C_{i-1,i} \cdot (a_i - a_{i-1}) \quad (8)$$

Sistema di equazioni per 4 strati longitudinali:

$$\begin{bmatrix} v_{1,1} & v_{1,2} & 0 & 0 \\ v_{2,1} & v_{2,2} & v_{2,3} & 0 \\ 0 & v_{3,2} & v_{3,3} & v_{3,4} \\ 0 & 0 & v_{4,3} & v_{4,4} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \gamma_1 \\ \gamma_2 \\ \gamma_3 \\ \gamma_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} s_1 \\ s_2 \\ s_3 \\ s_4 \end{bmatrix}$$

Da cui si ottiene:

$$\begin{bmatrix} (C_{1,2} + D_1) \cdot a_1 & -C_{1,2} \cdot a_2 & 0 & 0 \\ -C_{1,2} \cdot a_1 & (C_{1,2} + C_{2,3} + D_2) \cdot a_2 & -C_{2,3} \cdot a_3 & 0 \\ 0 & -C_{2,3} \cdot a_2 & (C_{2,3} + C_{3,4} + D_3) \cdot a_3 & -C_{3,4} \cdot a_4 \\ 0 & 0 & -C_{3,4} \cdot a_3 & (C_{3,4} + D_4) \cdot a_4 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \gamma_1 \\ \gamma_2 \\ \gamma_3 \\ \gamma_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -C_{1,2} \cdot (a_2 - a_1) \\ -C_{2,3} \cdot (a_3 - a_2) + C_{1,2} \cdot (a_2 - a_1) \\ -C_{3,4} \cdot (a_4 - a_3) + C_{2,3} \cdot (a_3 - a_2) \\ C_{3,4} \cdot (a_4 - a_3) \end{bmatrix} \quad (9)$$

A.1.4 Soluzione

$$\gamma = [V]^{-1} \cdot s \quad (10)$$

La soluzione del sistema di equazioni lineari fornisce i coefficienti Gamma per i singoli strati.

A.1.5 Inerzia

Il momento d'inerzia si calcola sulla base dei coefficienti Gamma:

$$I_{ef} = \sum_{i=1}^3 \frac{E_i}{E_c} \cdot \frac{b \cdot d_i^3}{12} + \sum_{i=1}^3 \gamma_i \cdot \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot a_i^2 \quad (11)$$

A.1.6 Verifica delle tensioni

Le verifiche tensionali sono eseguite in questa guida con l'ipotesi delle sezioni composte rigide. Ciò corrisponde alla maggior parte delle omologazioni; alcune indicazioni bibliografiche sono indicate nel capitolo 4.

A.2 La trave multistrato con scorrimento a taglio

La trave di Timoshenko secondo Bogensperger, Moosbrugger¹ und Altenbach et al. (1996)

A.2.1 Definizione degli strati e distanze

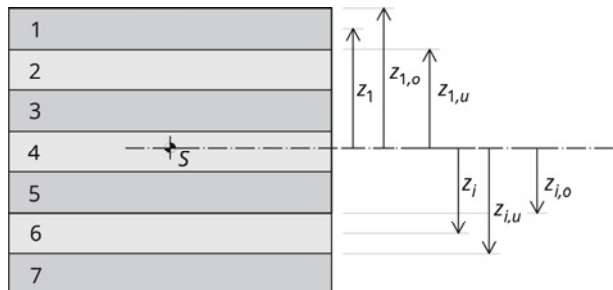


Figura 11-7: Definizioni per i singoli strati sull'esempio di una sezione XLAM a 7 strati

A.2.2 Sezione completa

Baricentro della sezione rigida

n Numero degli strati

$\bar{z}_i = \sum_{k=1}^{i-1} d_k + \frac{d_i}{2}$ Posizione del baricentro di ogni singolo strato (calcolato dal bordo superiore)

$\bar{z}_s = \frac{\sum_{i=1}^n E_i \cdot A_i \cdot \bar{z}_i}{\sum_{i=1}^n E_i \cdot A_i}$ Baricentro sezionale (calcolato dal bordo superiore)

$z_i = \bar{z}_i - \bar{z}_s$ Distanza del baricentro sezionale da ogni singolo strato

$z_{i,o} = z_i - \frac{d_i}{2}$ Distanza del baricentro sezionale dal bordo superiore

$z_{i,u} = z_i + \frac{d_i}{2}$ Distanza del baricentro sezionale dal bordo inferiore

m Indice dello strato contenente il baricentro

A.2.3 Inerzia

$$I_{net} = \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot \frac{b \cdot d^3}{12} + \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot z_i^2$$

¹ Schickhofer et al. (2010)

A.2.4 Sezione di taglio

$$G \cdot A_s = \frac{\sum G \cdot A}{\kappa_z} = \kappa \cdot \sum G \cdot A$$

Coefficiente di correzione a taglio

Modificato per considerare i diversi moduli di taglio E ed elastico G.

La correzione è indicata in bibliografia sia

- quale coefficiente di correzione a taglio κ_z (Kappa con indice z) $\kappa_z \geq 1,2$

sia

- quale fattore di correzione a taglio κ (Kappa senza indice), $\kappa = \frac{1}{\kappa_z}$ con $\kappa \leq 0,83$.

Coefficiente di correzione:

$$\kappa_z = \frac{\sum G \cdot A}{(E \cdot I_{y,net})^2} \cdot \int_h \frac{[E(z) \cdot S(z)]^2}{G(z) \cdot b} dz \quad (12)$$

$$\kappa_z = \frac{\sum G \cdot A}{(E \cdot I_{y,net})^2} \cdot \int_h \frac{[E(z) \cdot \int A \cdot z dz]^2}{G(z) \cdot b} dz \quad (13)$$

Fattore di correzione:

$$\kappa = \frac{1}{\kappa_z} \quad (14)$$

Per rettangoli: $\kappa = \frac{5}{6} = 0,83$

Valori di riferimento per XLAM con strati di tavole standard con spessori diversi (20, 30, 40 mm):

Tipo 3s: $0,15 \leq \kappa \leq 0,18$

Tipo 5s: $0,18 \leq \kappa \leq 0,20$

Tipo 7s: $0,25 \leq \kappa \leq 0,29$

Tipo 9s: $0,26 \leq \kappa \leq 0,29$

La rigidezza a taglio si ottiene con:

$$G \cdot A_s = \kappa \cdot G \cdot A_{net} \quad (15)$$

Tabella di calcolo per il fattore di correzione a taglio

L'integrale doppio $\int_h \frac{[E(z) \cdot S(z)]^2}{G(z) \cdot b} dz = \int_h \frac{[E(z) \cdot \int A \cdot z dz]^2}{G(z) \cdot b} dz$ può essere determinato per ogni strato e sommato. Per ottenere ciò si procede dapprima con la parte superiore della sezione $z = z_{1,o}$ fino al baricentro, e poi con la parte inferiore $z = z_{n,u}$ fino al baricentro con $z = 0$.

$$\int [E \cdot S]^2 dz = \underbrace{\sum_{i=1}^{m-1} \int_{z_{i,o}}^{z_{i,u}} [E \cdot S]^2}_{\text{parte superiore}} + \underbrace{\int_{z_{m,o}}^0 [E \cdot S]^2 + \sum_{i=n}^{m+1} \int_{z_{i,u}}^{z_{i,o}} [E \cdot S]^2 + \int_0^{z_{m,u}} [E \cdot S]^2}_{\text{parte inferiore}} \tag{16}$$

Per uno strato l'analisi fornisce il polinomio seguente:

$$\int_{z_{i,o}}^{z_{i,u}} [E \cdot S]^2 dz = \frac{E_i^2 \cdot b^2}{60} (3 \cdot z_{i,u}^5 - 10 \cdot z_{i,o}^2 \cdot z_{i,u}^3 + 15 \cdot z_{i,o}^4 \cdot z_{i,u} - 8 \cdot z_{i,o}^5) + [E \cdot S]_j \cdot \frac{b \cdot E_i}{60} (20 \cdot z_{i,u}^3 - 60 \cdot z_{i,o}^2 \cdot z_{i,u} + 40 \cdot z_{i,o}^3) + [E \cdot S]_j^2 (z_{i,u} - z_{i,o}) \tag{17}$$

Si ottiene il valore $[E \cdot S]_j$ sommando gli strati a partire dallo strato superiore, rispettivamente inferiore allo strato considerato i:

$$[E \cdot S]_j = \sum_{k=1}^{i-1} [E \cdot S]_{z_{k,o}}^{z_{k,u}} \tag{18}$$

L'apporto di ogni strato k è quindi:

$$[E \cdot S]_{z_{k,o}}^{z_{k,u}} = E_k \cdot b \cdot \left(\frac{z_{k,u}^2}{2} - \frac{z_{k,o}^2}{2} \right) \tag{19}$$

In questo modo è possibile definire il fattore di correzione tramite tabella con le somme parziali.

Calcolo approssimativo del fattore di correzione a taglio

Per stratigrafie simmetriche, con lo spessore degli strati costante e per un rapporto dei moduli di taglio $\frac{G_{90}}{G_0} = \frac{1}{10}$ Jöbstl indica i valori seguenti:

1 strato	3 strati	5 strati	7 strati	9 strati
Spessore uguale				
$\kappa = 0,83$	$\kappa = 0,21$	$\kappa = 0,24$	$\kappa = 0,26$	$\kappa = 0,27$

Calcolo delle deformazioni

La deformazione si ottiene con le componenti seguenti

$$w = \underbrace{\int \frac{M \cdot \bar{M}}{E \cdot I_{net}} dx}_{w_M} + \underbrace{\int \frac{V \cdot \bar{V}}{G \cdot A_s} dx}_{w_V} \quad (20)$$

Nel caso di una trave semplice sotto l'azione di un carico uniformemente distribuito si ottiene per la deformazione al centro della campata la nota formula:

$$w = \underbrace{\frac{5 \cdot q \cdot \ell^4}{384 \cdot E \cdot I_{net}}}_{w_M} + \underbrace{\frac{q \cdot \ell^2}{8 \cdot G \cdot A_s}}_{w_V} \quad (21)$$

Per una trave con una forza concentrata al centro della campata si ottiene per la deformazione al centro della campata la nota formula:

$$w = \underbrace{\frac{F \cdot \ell^3}{48 \cdot E \cdot I_{net}}}_{w_M} + \underbrace{\frac{F \cdot \ell}{4 \cdot G \cdot A_s}}_{w_V} \quad (22)$$

A.2.5 Verifiche tensionali

Le verifiche tensionali sono eseguite sulla base dell'ipotesi delle parti di sezione collegate rigidamente fra loro, come indicato al capitolo 4.

A.3 Bibliografia

Autore, anno	Indicazione bibliografica
Altenbach et al. (1996)	Altenbach, Holm, Johannes Altenbach und Rikards Rolands (1996): <i>Einführung in die Mechanik der Laminate- und Sandwichtragwerke</i> , Stuttgart: Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie.
Augustin (2012)	Augustin, Manfred (2012): <i>Personeninduzierte Schwingungen von Deckenkonstruktionen aus Holz</i> , Manuskript des Verfassers, erstellt für den Fachnormenausschuss FNA 012-02 des as-instituts, Graz.
BDZ (2011)	Holzbau Deutschland – Bund Deutscher Zimmermeister (Hrsg.) (2011): <i>Holzbauten in Deutschen Erdbebengebieten – Regelungen nach DIN 4149:2005-04</i> , September 2011.
Blaß und Uibel (2009)	Blaß, Hans Joachim, Thomas Uibel: „Bemessungsvorschläge für Verbindungsmittel in Brettsperrholz“, in: <i>Bauen mit Holz</i> , Nr. 2, 2009, S. 46-53. Download unter: www.rz.uni-karlsruhe.de/~gc20/IHB/PUBLIC/61.pdf (26.9.2012)
Blaß und Uibel (2007)	Blaß, Hans Joachim, und Thomas Uibel (2007): <i>Tragfähigkeit von stiftförmigen Verbindungsmitteln in Brettsperrholz</i> , <i>Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau</i> [Band 8], Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen (Hrsg.), Karlsruhe: Universität Karlsruhe (TH).
Blaß, Ehlbeck, Kreuzinger und Steck (2005)	Blaß, Hans Joachim, Jürgen Ehlbeck und Heinrich Kreuzinger, Günther Steck (2005): <i>Erläuterungen zu DIN 1052:2004-08, Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken</i> , Karlsruhe: Bruderverlag.
Bogensperger et al. (2011)	Bogensperger, Thomas, Manfred Augustin und Gerhard Schickhofer (2011): <i>Properties of CLT-Panels Exposed to Compression Perpendicular to their Plane</i> , CIB-W18, Meeting Forty-Four, Alghero, Italien.
Brunner et al. (2003)	Brunner, Roland, Pirmin Jung, René Steiger, Thomas Wenz und Niklaus Wirz (2003): <i>Erdbebengerechte mehrgeschossige Holzbauten</i> , Zürich: Lignum Verlag.
CEN (2012)	Report from the working group on Reinforcement of timber structures: Design of reinforcement to carry tensile stresses perpendicular to the grain, Document CEN/TC 250/SC 5: N 289.
DIN 1052	DIN 1052 Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken - Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau [2008-12, einschließlich Berichtigung 1:2010-05].
Ebner (2003)	Ebner, Hannes (Hrsg.) (2003): <i>Leitdetails für den Holzwohnbau</i> , Graz: Institut für Hochbau. Download unter: www.proholz-stmk.at/images/stories/Holzfachberatung/leitdetailkatalogformatpdf.pdf (7.12.12)
EN 1990	EN 1990/A1: Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung, Ausgabe: 2006-09-01.
EN 16351:2013	prEN 16351: Timber structures – Cross laminated timber – Requirements, Entwurfsfassung: 2011-07.
EN 1995-1-1	Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau (konsolidierte Fassung), Ausgabe: 2009-07-01.
EN 1995-1-2	EN 1995-1-2: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall (konsolidierte Fassung), Ausgabe: 2011-09-01.
EN 1998-1	Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, Ausgabe 2011-06-15.
Giardini et al. (2012)	Giardini, Domenico, Maria José Jiménez und Gottfried Grünthal (Hrsg.) (2003): <i>The Esc-Sesame Unified Seismic Hazard Model for the European-Mediterranean Region</i> . Abrufbar unter: www.ija.csic.es/gt/earthquakes (25.11.12)
Green (2012)	Green, Michael (2012): <i>Tall Wood, The case for Tall Wood Buildings - How Mass Timber Offers a Safe, Economical, and Environmentally Friendly Alternative for Tall Building Structures</i> , Canadian Wood Council, Ottawa. Download unter: http://wecbc.smallboxcms.com/database/rte/files/Tall%20Wood.pdf (18.1.13)
Hamm und Richter (2009)	Hamm, Patricia, und Antje Richter (2009): <i>Bemessungs- und Konstruktionsregeln zum Schwingungsnachweis von Holzdecken</i> , in: Landesbeirat Holz Baden-Württemberg e. V. (Hrsg.), <i>Tagungsband der Fachtagungen Holzbau 2009</i> , Leinfelden-Echterdingen, 26. November 2009, S. 15–29.
HFA (2003)	Österreichische Gesellschaft für Holzforschung: <i>dataholz.com – Katalog bauphysikalisch und ökologisch geprüfter Holzbauteile</i> , Online-Ressource: 2003-2012. Abrufbar unter: www.dataholz.at/de/index.html (7.12.12)
Hivoss (2008)	European Commission (2008): <i>Human-induced vibration of steel structures (Hivoss) – Schwingungsbemessung von Decken, Leitfaden</i> . Download unter: www.stb.rwth-aachen.de/projekte/2007/HIVOSS/download.php (27.8.12)
Jöbstl und Schickhofer (2007)	Jöbstl, Robert, und Gerhard Schickhofer: <i>Comparative examination of creep of GLT- and CLT-slabs in Bending</i> , in: Working Commission W18 - Timber Structures, 2007, S. 1-15.

Bibliografie

Kreuzinger und Mohr (1999)	Kreuzinger, Heinrich, und Bernhard Mohr (1999): <i>Gebrauchstauglichkeit von Wohnungsdecken aus Holz – Abschlußbericht</i> . Stuttgart: Fraunhofer IRB Verlag, 1999.
Leonhardt (1973)	Leonhardt, Fritz, und Eduard Mönning (1973): <i>Vorlesungen über Massivbau, Erster Teil: Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau</i> , Zweite Auflage, Heidelberg: Springer.
Leonhardt (1977)	Leonhardt, Fritz, und Eduard Mönning (1977): <i>Vorlesungen über Massivbau, Dritter Teil: Grundlagen zum Bewehren im Stahlbetonbau</i> , Dritte Auflage, Heidelberg: Springer.
Lignum (2010)	Lignum Holzwirtschaft Schweiz (Hrsg.) (2010): <i>Erdbebengerechte mehrgeschossige Holzbauten, Technische Dokumentation der Lignum</i> , Zürich.
Mestek et al. (2011)	Mestek, Peter, Heinrich Kreuzinger und Stefan Winter (2011): <i>Design Concept for CLT Reinforced with Selftapping Screws</i> , CIB-W18, Meeting Forty-Four, Alghero, Italien.
Müller (1978)	Müller, Fritz Peter (1978): <i>Baudynamik, Betonkalender</i> , Teil II. Berlin: Ernst und Sohn.
ÖNORM B 1990-1	ÖNORM B 1990-1: Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung - Teil 1: Hochbau - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1990, Anhang A1:2003.
Rabold und Hamm (2009)	Rabold, Andreas, und Patricia Hamm: <i>Schall- und schwingungsoptimierte Holzdecken</i> , in: <i>Bauen mit Holz</i> , Nr. 4, 2009, S. 38–43.
Report EUR 21972 EN (2006)	European Commission (2006): <i>Report EUR 21972 EN, Generalisation of criteria for floor vibrations for industrial, office, residential and public building and gymnastic halls</i> .
Ringhofer und Schickhofer (2011)	Ringhofer, Andreas, und Gerhard Schickhofer (2011): <i>Erdbebennormung in Europa und deren nationale Auslegungen</i> , in: <i>Tagungsband zur 9. Grazer Holzbau-Fachtagung</i> , Graz.
Sandhaas (2006)	Sandhaas, Carmen (2006): <i>Projekt SOFIE – Erdbebenverhalten von Häusern aus XLAM</i> , in: <i>Tagungsband zur 5. Grazer Holzbauaufachtagung</i> , Graz.
Schickhofer et al. (2010)	Schickhofer, Gerhard, Thomas Bogensperger und Thomas Moosbrugger (Hrsg.): <i>BSPhandbuch – Holz-Massivbauweise in Brettsperrholz, Nachweise auf Basis des neuen europäischen Normenkonzepts</i> , 2. Auflage, Graz: Verlag der Technischen Universität Graz, 2010.
Schmid et al. (2010)	Schmid, Joachim, und Jürgen König (2010): <i>Cross-laminated Timber in Fire</i> , SP Report 2010:211, Stockholm.
Schneider (2012)	Schneider, Klaus-Jürgen (Hrsg.) (2012): <i>Bautabellen für Ingenieure mit Berechnungshinweisen und Beispielen</i> , 20. Auflage, Stuttgart: Werner Verlag.
Silly (2010)	Silly, Gregor (2010): <i>Numerische Studien zur Drill- und Schubsteifigkeit von Brettsperrholz (BSP)</i> , Diplomarbeit am Institut für Holzbau und Holztechnologie, Technische Universität Graz.
Stahlbauzentrum Schweiz (2005)	Stahlbauzentrum Schweiz (Hrsg.) (2005): <i>Konstruktionstabellen Steelwork C5/05</i> , Zürich: Verlag Stahlbau Zentrum Schweiz.
Steinmetz (1988)	Steinmetz, Dieter: <i>Die Aussteifung von Holzhäusern am Beispiel des Holzrahmenbaues</i> , in: <i>Bauen mit Holz</i> , Nr. 12, 1988, S. 842-851.
Teibinger et al. (2012)	Teibinger, Martin, und Florian Ehrlich 2012: <i>Bemessungsregeln für Brettsperrholzbauerteile im Brandfall</i> , Fachbeitrag als Manuskript der Verfasser, Wien: Holzforschung Austria.
Teibinger und Matzinger (2010)	Teibinger, Martin, und Irmgard Matzinger (2010): <i>Grundlagen zur Bewertung des Feuerwiderstandes von Holzkonstruktionen</i> , Wien: Holzforschung Austria.
Teibinger und Matzinger (2013)	Teibinger, Martin, und Irmgard Matzinger (2013): <i>Bauen mit Brettsperrholz in GK 3 und GK4</i> , Planungsbroschüre, Wien: Holzforschung Austria.
VDI 2700:2002	VDI 2700 Blatt 2:2002-11: Ladungssicherung auf Straßenfahrzeugen - Zurrkräfte.
Walter und Fritzen (2008)	Walter, Burkhard, und Klaus Fritzen: <i>Erdbebenbeanspruchung bei Holztragwerken</i> , in: <i>Bauen mit Holz</i> , Nr. 12, 2008, S.42-49; Nr. 2, 2009, S. 32–39.
Walther und Wiesenkömper (2011)	Walther, Burkhard, und Tobias Wiesenkömper (2011): <i>Nachweis der Erdbebensicherheit von Holzgebäuden</i> , Aachen: Studiengemeinschaft Holzleimbau e. V. Download unter: www.brettschichtholz.de/publish/binarydata/aktuelles/nachweis_erdbebensicherheit_holzgebäude.pdf (7.12.12)
Winter et al. (2009)	Winter, Stefan, Heinrich Kreuzinger, und Peter Mestek (2009): <i>Holzbau der Zukunft, Teilprojekt 15. Flächen aus Brettstapeln, Brettsperrholz und Verbundkonstruktionen</i> , Reihe Holzbauauforschung [Band 7/15], Stuttgart: Fraunhofer IRB Verlag.

Valori sezionali per stratigrafie di pannelli XLAM standard – solette e coperture

Definizioni	Stratigrafia	$I_{0,net}$ [cm ⁴]	$W_{0,net}$ [cm ³]	$S_{R,net}$ [cm ³]	$A_{R,\tau}$ [cm ²]	$I_{0,ef}/\ell_{ref}$						χ [-]
						2,00 m	3,00 m	4,00 m	5,00 m	6,00 m	7,00 m	
XLAM 130 C5s	30l-20w-30l- 20w-30l	15.675 86 %	2.412	1.500	1.567	11.990 65 %	13.778 75 %	14.546 79 %	14.932 82 %	15.151 83 %	15.287 83 %	0,193
XLAM 150 L5s	30l-30w-30l- 30w-30l	22.275 79 %	2.970	1.800	1.856	15.186 54 %	18.422 65 %	19.924 71 %	20.709 74 %	21.163 75 %	21.447 76 %	0,184
XLAM 160 L5s	40l-20w-40l- 20w-40l	30.400 89 %	3.800	2.400	1.900	21.680 64 %	25.741 75 %	27.580 81 %	28.529 84 %	29.074 85 %	29.414 86 %	0,208
XLAM 220 L7s	40l-20w-40l- 20w-40l-20w-40l	74.196 84 %	6.739	4.800	2.319	43.594 49 %	56.360 64 %	62.921 71 %	66.530 75 %	68.676 77 %	70.042 79 %	0,217
XLAM 220 L7s2	30l-30l-30w-40l- 30w-30l-30l	80.933 91 %	7.358	4.800	2.529	42.978 48 %	57.680 65 %	65.856 74 %	70.550 80 %	73.412 83 %	75.260 85 %	0,188

Valori sezionali per stratigrafie di pannelli XLAM standard – pareti

Definizioni	Stratigrafia	$A_{0,net}$ [cm ²]	$I_{0,net}$ $\frac{I_{net}}{I_{brut}}$ [cm ⁴]	$W_{0,net}$ [cm ³]	$S_{R,net}$ [cm ³]	$A_{R,\tau}$ [cm ²]	$I_{0,ef}$ [cm ⁴]/ $I_{0,ef}$ [cm]/ λ [-]						χ [-]
							2,50 m	2,95 m	3,00 m	4,00 m	5,00 m	6,00 m	
XLAM 90 C3s	30l-30w-30l	600	5.850 96 %	1.300	900	975	5.120 2,92 86	5.305 2,97 99	5.321 2,98 101	5.539 3,04 132	5.647 3,07 163	5.707 3,08 195	0,155
XLAM 120 C3s	40l-40w-40l	800	13.867 96 %	2.311	1.600	1.300	11.083 3,72 67	11.737 3,83 77	11.796 3,84 78	12.613 3,97 101	13.035 4,04 124	13.277 4,07 147	0,155
XLAM 100 C3s	30l-40w-30l	600	7.800 94 %	1.560	1.050	1.114	6.532 3,30 76	6.843 3,38 87	6.871 3,38 89	7.247 3,48 115	7.436 3,52 142	7.543 3,55 169	0,152
XLAM 130 C5s	30l-20w-30l- 20w-30l	900	15.675 86 %	2.412	1.500	1.567	13.088 3,81 66	13.722 3,90 76	13.778 3,91 77	14.546 4,02 99	14.932 4,07 123	15.151 4,10 146	0,193
XLAM 150 C5s	30l-30w-30l- 30w-30l	900	22.275 79 %	2.970	1.800	1.856	17.130 4,36 57	18.314 4,51 65	18.422 4,52 66	19.924 4,71 85	20.709 4,80 104	21.163 4,85 124	0,184

Stratigrafia dei pannelli XLAM contenuti in questa guida con i valori sezionali e di dimensionamento per il caso della sollecitazione a flessione monoassiale con e senza sbandamento, secondo le indicazioni contenute nei capitoli 5 e 6.

Le stratigrafie contenute in questa guida sono standard e sono state definite indipendentemente da quelle offerte dai diversi produttori. Le tabelle rappresentano una possibile determinazione dei valori sezionali per il dimensionamento secondo le indicazioni di questa guida.

I diversi produttori mettono a disposizione i valori sezionali delle stratigrafie specifiche da loro prodotte.

$A_{0,net}$	Area – netta nella direzione dello strato esterno (direzione portante principale) in cm ²
$I_{0,net}$	Momento d'inerzia – netto nella direzione dello strato esterno (direzione portante principale) in cm ⁴
$W_{0,net}$	Momento resistente – netto nella direzione dello strato esterno (direzione portante principale) in cm ³
$S_{R,net}$	Momento statico – netto nella direzione dello strato esterno (direzione portante principale) in cm ³
$A_{R,\tau}$	Area equivalente per il calcolo della tensione di taglio trasversale determinante in cm ²
$I_{0,ef}$	Momento d'inerzia – Valore effettivo nella direzione dello strato esterno (direzione portante principale) in cm ⁴
$i_{0,ef}$	Raggio d'inerzia – Valore effettivo nella direzione dello strato esterno (direzione portante principale) in cm
ℓ_{ref}	Lunghezza di riferimento (lunghezza di libera inflessione) in m
λ	Snellezza
χ	Coefficiente di taglio per il calcolo dell'elemento trasversale con scorrimento a taglio