



ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI PISTOIA

PROGETTAZIONE DI STRUTTURE IN LEGNO MASSICCIO E LAMELLARE SECONDO LE NTC 2008



ESEMPI DI INTERVENTI SULLE STRUTTURE LIGNEE ESISTENTI

Pistoia 05-11-2010

Ing. Leonardo Negro



LegnoPiù s.r.l. - Via Borgo Valsugana, 11 - 59100 Prato
leonardo.negro@strutturedilegno.it - www.strutturedilegno.it

Nota 1 - Obbligatorietà delle verifiche contro l'incendio

NTC2008 - § 2.1 – Principi fondamentali

“...In particolare, secondo quanto stabilito nei capitoli specifici, **le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:**

- **sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU):** capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- **sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE):** capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- **robustezza nei confronti di azioni eccezionali:** **capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.....”**

NTC2008 - § 3.6 - Azioni Eccezionali

Le azioni eccezionali sono quelle che si presentano in occasione di **eventi quali incendi, esplosioni ed urti.** **Quando è necessario tenerne conto esplicito, si considererà la combinazione eccezionale di azioni di cui al § 2.5.3.**

Quando non si effettuano verifiche specifiche nei confronti delle azioni eccezionali, quali esplosioni, urti, ecc., **la concezione strutturale, i dettagli costruttivi ed i materiali usati dovranno essere tali da evitare che la struttura possa essere danneggiata in misura sproporzionata rispetto alla causa.**

Le verifiche contro l'incendio, **non sono espressamente obbligatorie** ma per non farle bisognerebbe verificare che un eventuale danno causato da incendio non provochi danneggiamenti sproporzionati.

Nota 2- Certificazioni

§11.1 A – Per i materiali e prodotti per uso strutturale per i quali **sia disponibile una norma europea armonizzata** l'impiego è possibile **soltanto se in possesso della Marcatura CE.**

§11.1.B – Per i materiali e prodotti per uso strutturale per i quali **non sia disponibile una norma armonizzata** ovvero la stessa **ricada nel periodo di coesistenza**, per il loro impiego è prevista la **qualificazione**.

Attualmente il legno massiccio e il lamellare può essere accompagnato dalla:
Qualificazione del Servizio Tecnico Centrale (CASO B – Coesistenza)

Direttore Tecnico

ATTESTATO di QUALIFICAZIONE
ASSOLEGNO
CON IL SERVIZIO DEL
Servizio Tecnico Centrale
PER IL SERVIZIO TECNICO CENTRALE DI
PREVENZIONE DEI RISCHI DI INCENDIO PER I PRODOTTI
STRUTTURALI IN LEGNO MASSICCIO

NOME e COGNOME
CODICE FISCALE

Il presente attestato è valido fino al 05/12/2007
La Commissione Esaminatrice

Produttore

ATTESTATO DI QUALIFICAZIONE
PRODUZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI IN LEGNO
n. 32/09 -L-

NOME DITTA
INDIRIZZO DITTA
LOGO DITTA

ELEMENTI STRUTTURALI IN LEGNO MASSICCIO
Dimensioni: massiccio 16X20 cm X L.60 cm
Essenze principali: abete, pino

Il presente attestato è valido fino al 05/12/2007
Il Servizio Tecnico Centrale

Centro di lavorazione

ATTESTATO DI DENUNCIA DELL'ATTIVITA' DI
LAVORAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI IN LEGNO
n. 075/09 -CL-

NOME DITTA
INDIRIZZO DITTA
LOGO DITTA

ELEMENTI STRUTTURALI IN LEGNO MASSICCIO
Dimensioni: massiccio 80 x 80 cm x L.1200 cm

Il presente attestato è valido fino al 05/12/2007
Il Servizio Tecnico Centrale

Oppure da **Marcatura CE.**

Da Settembre 2012 per il L.M. e da Dicembre 2011 per il L.L., il materiale potrà essere accompagnato solo da **Marcatura CE.**

Nota 2- Certificazioni

§11.7.1 NTC2008

Oltre che dalla documentazione indicata nei §11.1 e § 11.7.10, ogni fornitura deve essere accompagnata, a cura del produttore, **da un manuale contenente le specifiche tecniche per la posa in opera.**

Il Direttore dei Lavori è tenuto a rifiutare le eventuali forniture non conformi a quanto sopra prescritto.

§11.7.5 PANNELLI A BASE DI LEGNO (OSB, Compensato, truciolare, MDF, ecc)

I pannelli a base di legno per uso strutturale, per i quali si applica il caso A di cui al §11.1, debbono essere conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 13986.

Proprietà di resistenza		Proprietà di modulo elastico		Massa volumica	
Flessione	$f_{m,k}$	Modulo elastico parallelo medio **	$E_{0,mean}$	Massa volumica caratteristica	ρ_k
Trazione parallela	$f_{t,0,k}$	Modulo elastico parallelo caratteristico	$E_{0,05}$	Massa volumica media *,**	ρ_{mean}
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$	Modulo elastico perpendicolare medio **	$E_{90,mean}$		
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$	Modulo elastico tangenziale medio **	G_{mean}		
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$				
Taglio	$f_{v,k}$				

→ Contenuti dei certificati, necessari per il loro utilizzo.

§11.1 C – Per materiali e prodotti per uso strutturale innovativi e non ricadenti in una delle tipologie A) o B) il produttore potrà pervenire alla Marcatura CE in conformità a **Benestare Tecnici Europei (ETA)**, ovvero, in alternativa, dovrà essere in possesso di un **Certificato di Idoneità Tecnica all'Impiego rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale.**

Nota 3 - Plinto a bicchiere

Affogando un elemento ligneo in un getto di calcestruzzo è probabile avere problemi di durabilità dovuti a:

- Umidità per risalita capillare
- Infiltrazioni d'acqua
- Poca o nulla traspirazione
- Lenta asciugatura a seguito di una possibile infiltrazione



**Palestra
Reggio Emilia**



Piscina Pescasseroli



Nota 3 - Plinto a bicchiere



Incastro traslato in luce



Pilastro in c.a.



Controvento con pareti Platform

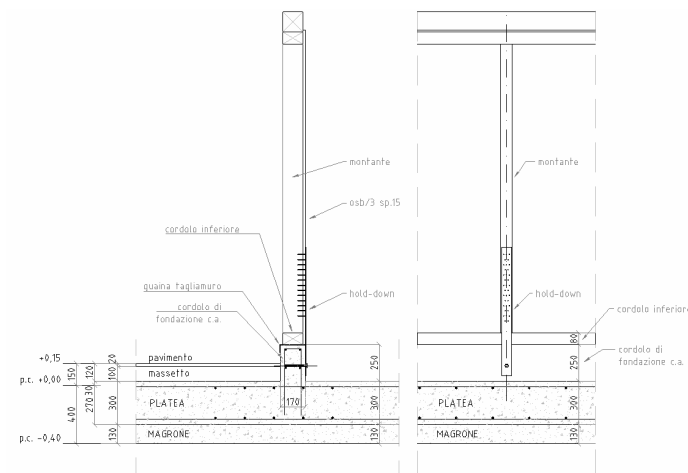
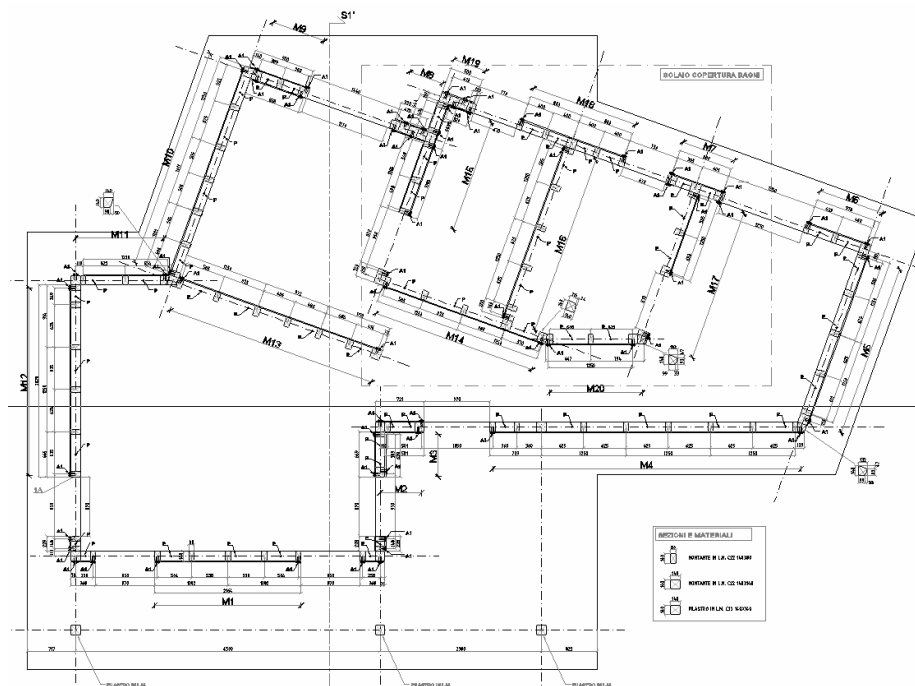
Nota 4 - Specifiche di progetto

<u>LEGNO LAMELLARE PER TRAVI :</u>		
MARCATO CE SECONDO EN14080 O EQUIVALENTE		
CLASSE DI RESISTENZA (EN1194)		GL24c
UMIDITA' ELEMENTI INTERNI		< 12%
UMIDITA' ELEMENTI ESTERNI		< 18%
TOLLERANZE DIMENSIONALI CONFORMI ALLA		EN390
<u>LEGNO MASSICCIO</u>		
MARCATO CE SECONDO EN14081 O EQUIVALENTE		
CLASSE DI RESISTENZA (EN338)		C22
UMIDITA' ELEMENTI		< 18%
TOLLERANZE DIMENSIONALI CONFORMI ALLA		EN336
<u>OSB (ORIENTED STRAND BOARD) TIPO 3</u>		
PANNELLI PORTANTI PER USO IN AMBIENTE UMIDO		
MARCATO SECONDO EN 300		
SPESSORE		15 - 22 mm
VALORI CARATTERISTICI RESISTENZE, RIGIDENZE, MASSA VOLUMICA SECONDO UNI 12369-1		
<u>ACCIAIO DA CARPENTERIA E PIASTRE</u>		S235
<u>ACCIAIO PER BULLONI</u>		8.8
<u>ACCIAIO PER VITI</u>		10.9
<u>ACCIAIO PER CHIODI</u>		6.8
N.B. MEZZI DI UNIONE METALLICI CONFORMI ALLA		EN 14592
N.B. CONNETTORI METALLICI CONFORMI ALLA		EN 14545
VITA NOMINALE EDIFICIO		Vn >= 50anni
CLASSE D'USO		II

Prescrizioni per la durabilita':

- 1- Per elementi lignei interni ed esterni coperti: trattamento preventivo contro funghi ed insetti per classe di rischio 2 secondo UNI EN 335 conferita mediante impregnante a spazzola o a immersione a base di sali di Boro o equivalente.
- 2- Per elementi lignei esterni non coperti, classe di rischio 3 secondo UNI EN 335, usare legno con alborno completamente impregnato a pressione o a bagno dopo le lavorazioni a base di CCA o equivalenti.
- 3- Per elementi in acciaio e connettori protezione contro la corrosione secondo UNI EN 1995-1-1 P.4.1; zincatura Fe/Zn 12c (Z275) per classe 1 e 2, zincatura Fe/Zn 25c (Z350) per classe 3 o equivalenti.

Particolari costruttivi e dettagli delle unioni sono parte integrante degli elaborati per il deposito al Genio Civile.



Nota 5 - Nuova versione UNI338

UNI EN 338:2009 – non ancora tradotta in italiano

		Softwood species												Hardwood species							
		C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50	D18	D24	D30	D35	D40	D50	D60	D70
Strength properties (in N/mm ²)																					
Bending	$f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50	18	24	30	35	40	50	60	70
Tension parallel	$f_{t,0,k}$	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30	11	14	18	21	24	30	36	42
Tension perpendicular	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
Compression parallel	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	23	25	26	27	29	18	21	23	25	26	29	32	34
Compression perpendicular	$f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,1	3,2	7,5	7,8	8,0	8,1	8,3	9,3	10,5	13,5
Shear	$f_{v,k}$	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	3,4	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,5	5,0
Stiffness properties (in kN/mm ²)																					
Mean modulus of elasticity parallel	$E_{0,mean}$	7	8	9	9,5	10	11	11,5	12	13	14	15	16	9,5	10	11	12	13	14	17	20
5 % modulus of elasticity parallel	$E_{0,05}$	4,7	5,4	6,0	6,4	6,7	7,4	7,7	8,0	8,7	9,4	10,0	10,7	8	8,5	9,2	10,1	10,9	11,8	14,3	16,8
Mean modulus of elasticity perpendicular	$E_{90,mean}$	0,23	0,27	0,30	0,32	0,33	0,37	0,38	0,40	0,43	0,47	0,50	0,53	0,63	0,67	0,73	0,80	0,86	0,93	1,13	1,33
Mean shear modulus	G_{mean}	0,44	0,5	0,56	0,59	0,63	0,69	0,72	0,75	0,81	0,88	0,94	1,00	0,59	0,62	0,69	0,75	0,81	0,88	1,06	1,25
Density (in kg/m ³)																					
Density	ρ_k	290	310	320	330	340	350	370	380	400	420	440	460	475	485	530	540	550	620	700	900
Mean density	ρ_{mean}	350	370	380	390	410	420	450	460	480	500	520	550	570	580	640	650	660	750	840	1080
<p>NOTE 1 Values given above for tension strength, compression strength, shear strength, 5 % modulus of elasticity, mean modulus of elasticity perpendicular to grain and mean shear modulus, have been calculated using the equations given in Annex A.</p> <p>NOTE 2 The tabulated properties are compatible with timber at a moisture content consistent with a temperature of 20 °C and a relative humidity of 65 %.</p> <p>NOTE 3 Timber conforming to classes C45 and C50 may not be readily available.</p> <p>NOTE 4 Characteristic values for shear strength are given for timber without fissures, according to EN 408. The effect of fissures should be covered in design codes.</p>																					

Un incremento medio del 30% della resistenza a taglio, ridotta solo nelle classi: D50, D60, D70.

Riduzione della resistenza a trazione ortogonale alla fibra.

ARGOMENTI TRATTATI

RIFERIMENTI NORMATIVI
CLASSIFICAZIONE DEL LEGNO IN OPERA
DIAGNOSI
DURABILITA'

ESEMPI DI CALCOLO

- TRAVE ANIMATA
- TRAVE COMPOSTA
- RICOSTRUZIONE DI TESTATE

RIFERIMENTI NORMATIVI

NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI - D.M.14.01.2008

CIRCOLARE ESPLICATIVA N.617 - 02.02.2009

CAP. 4.4 - COSTRUZIONI DI LEGNO

CAP. 7.7 - COSTRUZIONI DI LEGNO - PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

CAP. 11.7 - MATERIALI E PRODOTTI A BASE DI LEGNO

D.P.C.M.12.10.2007 (Beni Culturali ma non vincolante)

UNI EN 1995-1

CNR-DT 206/2007

4.4 COSTRUZIONI DI LEGNO

Formano oggetto delle presenti norme le opere costituite da strutture portanti realizzate con elementi di legno strutturale (legno massiccio, segato, squadrato oppure tondo) o con prodotti strutturali a base di legno (legno lamellare incollato, pannelli a base di legno) assemblati con adesivi oppure con mezzi di unione meccanici, eccettuate quelle oggetto di una regolamentazione apposita a carattere particolare.

La presente norma può essere usata anche per le verifiche di strutture in legno esistenti purché si provveda ad una corretta valutazione delle caratteristiche del legno e, in particolare, degli eventuali stati di degrado.

I materiali e i prodotti devono rispondere ai requisiti indicati nel § 11.7.

Tutto il legno per impieghi strutturali deve essere classificato secondo la resistenza, prima della sua messa in opera.

Per intervenire sulle strutture esistenti è obbligatorio provvedere ad eseguire una diagnosi adeguata.

RIFERIMENTI NORMATIVI

C4.4 COSTRUZIONI DI LEGNO

L'impostazione generale relativa alla valutazione della sicurezza delle strutture di legno di nuova costruzione può essere utilizzata anche per le strutture di legno esistenti purché si provveda ad una attenta valutazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche del legno con metodi di prova diretti o indiretti. I calcoli, riferiti alle reali dimensioni geometriche degli elementi in sito, terranno opportunamente conto dei difetti del legno, degli eventuali stati di degrado, delle condizioni effettive dei vincoli e dei collegamenti.

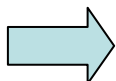
Con riferimento anche a quanto previsto nel §8.5 delle NTC, particolare attenzione va posta inoltre per le costruzioni antiche di rilevante interesse storico per le quali risulti rilevante l'interesse per il mantenimento dei materiali originali, e per le quali si giustifica l'impiego di prove e criteri di valutazione che tengano conto anche delle prestazioni dimostrate dagli elementi strutturali nel corso della storia dell'opera.

Come si classifica il legno in opera

La norma stabilisce che **ogni elemento strutturale ligneo deve classificato secondo la resistenza**. Tale classificazione deve basarsi su metodi di **valutazione visiva dell'elemento ligneo**, di **misurazione non distruttiva** di una o più proprietà fisico-meccaniche, oppure su opportune combinazioni delle precedenti.

La classificazione deve essere eseguita secondo le modalità operative riportate nella norma stessa.

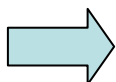
UNI 11035:2010 (parti 1 e 2) descrive una metodologia di classificazione applicabile anche a elementi strutturali in opera, purché siano soddisfatte tuttavia una serie di condizioni che non sempre è possibile riscontrare (in particolare la **visibilità e accessibilità dell'elemento devono essere estese ad almeno 3 lati e ad una delle due testate**)



profili resistenti in termini di valori caratteristici. si può quindi far riferimento alla UNI 11035, applicata secondo quanto previsto al punto 7.6 della UNI 11119:2004.

UNI 11119:2004. Beni culturali - Manufatti lignei - Strutture portanti degli edifici - Ispezione *in situ* per la diagnosi degli elementi in opera.

La norma stabilisce procedure e requisiti per la diagnosi dello stato di conservazione e la stima della resistenza e della rigidità di elementi lignei in opera nelle strutture portanti di edifici compresi nell'ambito dei beni culturali, attraverso l'esecuzione di ispezioni in situ e l'impiego di tecniche e metodologie di prova non distruttive.



profili resistenti in termini di tensioni ammissibili e valori medi di modulo elastico a flessione (valori tratti dal testo *Tecnica delle Costruzioni in Legno* di Guglielmo Giordano)

Interpretazione dei risultati di una diagnosi

Le diagnosi su strutture esistenti sono quasi sempre condotte secondo la UNI 11119.

Dalla diagnosi si ottiene:

- Specie Legnosa
- Geometria
- Presenza o meno di degrado
- Entità del degrado
- Classificazione secondo la resistenza \longrightarrow alle tensioni ammissibili !!!
- Tutti i dati previsti nel C.8.5

Specie	Categoria in opera	Tensioni massime (N/mm ²)					
		compressione		flessione statica	trazione parallela alla fibratura ¹⁾	taglio (parallelo alla fibratura)	modulo di elasticità a flessione
		parallela alla fibratura	perpendicolare alla fibratura				
Abete bianco (Abies alba Mill.)	I	11	2,0	11,5	11	0,9	13 000
	II	9	2,0	10	9	0,8	12 000
	III	7	2,0	7,5	6	0,7	11 000
Abete rosso (Picea abies Karst.)	I	10	2,0	11	11	1,0	12 500
	II	8	2,0	9	9	0,9	11 500
	III	6	2,0	7	6	0,8	10 500
Larice (Larix spp.)	I	12	2,5	13	12	1,1	15 500
	II	10	2,2	11	9,5	1,0	14 500
	III	7,5	2,0	8,5	7	0,9	13 500
Pini (Pinus spp.)	I	11	2,0	12	11	1,0	13 000
	II	9	2,0	10	9	0,9	12 000
	III	7	2,0	8	6	0,8	11 000
Castagno (Castanea sativa Mill.)	I	11	2,0	12	11	0,8	10 000
	II	9	2,0	10	9	0,7	9 000
	III	7	2,0	8	6	0,6	8 000
Pioppo (Populus spp.)	I	10	1,5	10,5	9	0,6	9 000
	II	8	1,5	8,5	7	0,5	8 000
	III	6	1,5	6,5	4,5	0,4	7 000
Quercia (Quercus spp.)	I	12	3,0	13	12	1,2	13 500
	II	10	2,5	11	10	1,0	12 500
	III	7,5	2,2	8,5	7	0,9	11 500

1) La tensione massima a trazione perpendicolare alla fibratura si assume convenzionalmente uguale a zero.

Correlazione tra le tensioni ammissibili e le resistenze caratteristiche

Un modo per ottenere da questi valori di resistenza, un valore caratteristico per le verifiche agli Stati limite potrebbe essere:

$$f_k = \sigma_{amm} \cdot \gamma_m \cdot \gamma_{G,Q} / k_{mod}$$

$$\gamma_m = 1.5$$

$$\gamma_{G,Q} = \frac{1.3 + 1.5}{2} = 1.45$$

$$k_{mod} = 0.8$$

Interpretazione dei risultati di una diagnosi

Per poter verificare la capacità portante di un elemento una struttura in legno esistente o per progettare un intervento di ripristino, dovrà essere eseguita un'adeguata diagnosi.

La diagnosi corrisponde ad un Livello di Conoscenza 3 = fattore di confidenza = 1

In realtà le NTC **non trattano espressamente le strutture in legno esistenti**, far riferimento agli edifici in muratura è corretto dato che nella maggior parte dei casi si interviene su solai in legno in edifici in muratura

$$X_d = k_{\text{mod}} \cdot \frac{X_k}{\gamma_m \cdot FC}$$

Interpretazione dei risultati di una diagnosi

Il consolidamento di una struttura esistente richiede uno sforzo in più rispetto al progetto di una nuova struttura in quanto necessita dell'**interpretazione del funzionamento dell'organismo strutturale e delle cause che hanno causato degrado o dissesto.**

Per prima cosa si dovranno eliminare le cause del degrado, **sapendo che il dissesto può essere causato da:**

- **Degrado biologico da funghi** (carie); agli appoggi non areati delle travi o per percolazione d'acqua.
- **Rotture in luce**; per cattiva qualità, aumento dei carichi, sottodimensionamento.
- **Degrado biologico da insetti**; eccessiva perdita di sezione resistente.
- **Sconnessioni** tra gli elementi di strutture composte.



Interpretazione dei risultati di una diagnosi

Deformazioni eccessive



Lesioni o rotture



Interpretazione dei risultati di una diagnosi

Insetti xilofagi



Durabilità del legno

La definizione delle classi di rischio si ritrovano nella **UNI 335**
“**Durabilità del legno e dei prodotti a base di legno**”

Classe di rischio 1

Ambiente riparato, protetto dagli agenti atmosferici (umidità del legno sempre < 20%).

Le condizioni garantiscono contro il rischio di attacco fungino, è possibile l'attacco da parte di insetti.

Classe di rischio 2

Ambiente riparato ma con elevata umidità dell'aria (umidità del legno a volte > 20%).

Può essere presente l'attacco fungino, è possibile l'attacco da parte di insetti.

Classe di rischio 3

Elementi lignei anche esposti (è frequente un'umidità del legno > 20%).

Il materiale è esposto all'attacco fungino, è possibile l'attacco da parte di insetti.

Classe di rischio 4

Elementi lignei esposti, anche **a contatto diretto con il terreno o con acqua dolce.**

Il materiale è permanentemente esposto all'attacco fungino, è possibile l'attacco da parte di insetti (termiti)

Classe di rischio 5

Elementi **permanentemente a contatto diretto con acqua salata.**

E' possibile l'attacco di organismi invertebrati marini. Attacco di insetti per le parti non immerse.

Durabilità del legno

Elementi in Classe di rischio 1

Completamente protetti = Elementi situati all'interno di costruzioni riscaldate.

Per gli elementi in classe di rischio > 1

si dovranno attuare misure di protezione per garantire: **Azione del degrado < Resistenza al degrado**

Per verificare la disuguaglianza, e quindi ottenere la durabilità necessaria, possiamo agire riducendo le azioni e/o aumentando la resistenza agli attacchi biotici (funghi e xilofagi).

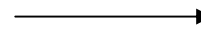
Riduzione dell'azione di degrado:

- Adeguata concezione strutturale
- Aggiunta di elementi protettivi del legno

Aumento della resistenza al degrado:

- Uso di specie legnose più resistenti
- Trattamento protettivo del legno di superficie o impregnazione

Resistenza naturale del legno agli agenti biologici
5 classi di resistenza:



- 1 – molto durabile
- 2 – durabile
- 3 – moderatamente durabile
- 4 – poco durabile
- 5 – non durabile

Specie legnosa	Classe di resistenza	Uso nella costruzione	Aspettativa di vita (anni)
Abete rosso, Abete bianco, Pino	4	molto frequente	da 5 a 15
Larice, Duglasia	3-4	molto frequente	da 15 a 25
Faggio, Frassino	5	raro, in fase di sviluppo	da 0 a 5
Quercia	2	carpenteria classica	da 35 a 50
Castagno	1-2	localmente frequente	oltre i 50 fino a 100
Robinia	1-2	raro	oltre i 50 fino a 100

ASPETTATIVA DI VITA
Per elementi in opera
senza alcuna protezione
dalle intemperie

Durabilità del legno

La durabilità del legno si garantisce principalmente con una corretta progettazione del particolare:

- Evitando il contatto diretto con le zone umide
- Coprendo gli elementi esposti alle intemperie
- Allontanando gli elementi dal terreno
- Garantendo la copertura della gronda
- Permettendo il rapido deflusso e asciugatura

La durabilità del legno può essere aumentata con preservanti:

Trattamenti di superficie: con un effetto di azione in profondità molto limitata

Trattamenti profondi: con un effetto di azione in profondità elevata



E' importante che il trattamento sia del tipo ad impregnazione e che non formi uno strato impermeabile sulla superficie esterna del legno.

Il trattamento serve a **limitare l'assorbimento dell'acqua** e quindi a mantenere l'umidità **al di sotto del 20%**, nel caso si verifichi un parziale assorbimento **non deve ostacolare una rapida asciugatura.**

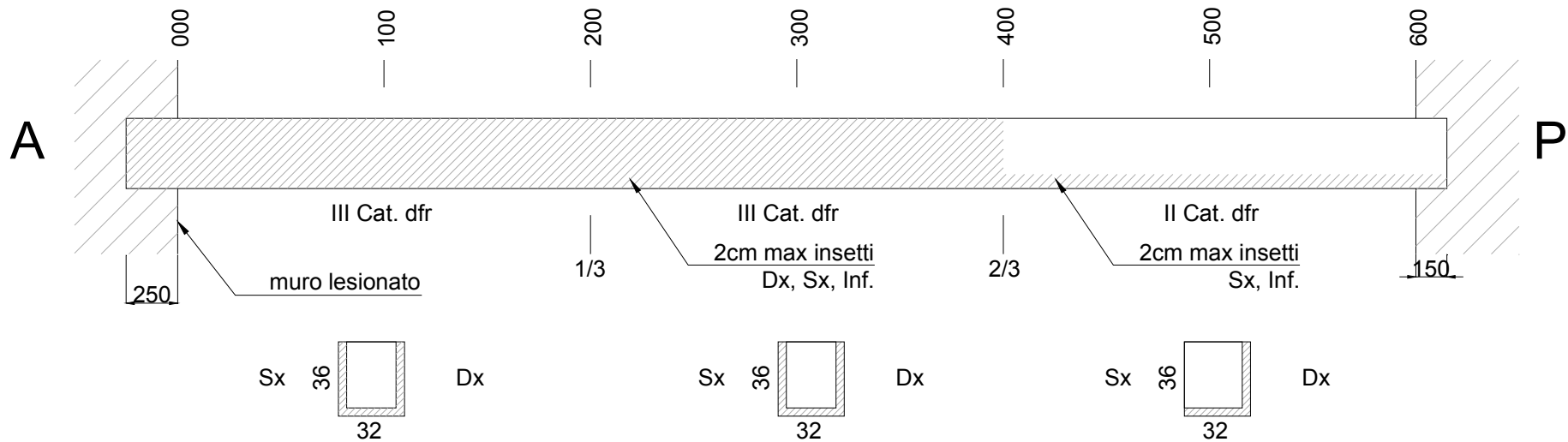


Durabilità dei connettori

Prescrizioni minime per la protezione contro la corrosione dei connettori. EC5 Tab. 4.1

Mezzo di unione	Classe di servizio ^{b)}		
	1	2	3
Chiodi e viti con $d \leq 4$ mm	Nessuna protezione	Fe/Zn 12c ^{a)}	Fe/Zn 25c ^{a)}
Bulloni, spinotti, chiodi e viti con $d > 4$ mm	Nessuna protezione	Nessuna protezione	Fe/Zn 25c ^{a)}
Cambrette	Fe/Zn 12c ^{a)}	Fe/Zn 12c ^{a)}	Acciaio inossidabile
Mezzi di unione a piastra metallica punzonata e piastre di acciaio fino a 3 mm di spessore	Fe/Zn 12c ^{a)}	Fe/Zn 12c ^{a)}	Acciaio inossidabile
Piastre di acciaio da 3 mm fino a 5 mm di spessore	Nessuna protezione	Fe/Zn 12c ^{a)}	Fe/Zn 25c ^{a)}
Piastre di acciaio di spessore maggiore di 5 mm	Nessuna protezione	Nessuna protezione	Fe/Zn 25c ^{a)}
a)	Se si utilizza la zincatura a caldo, si raccomanda che Fe/Zn 12c sia sostituito da Z275 e Fe/Zn 25c da Z350 in conformità alla EN 10147.		
b)	Per condizioni particolarmente corrosive, si raccomanda di prendere in considerazione una zincatura a caldo di maggiore spessore, oppure l'acciaio inossidabile.		

Analisi dei risultati della diagnosi



ELEMENTO	SPECIE	CATEGORIA	PROFILI
T4	Pino	III dfr	da 15 a 22

La specie legnosa è Pino, di terza categoria per deviazione della fibratura

C'è del degrado superficiale dovuto a insetti, 2 cm massimo.

Non ha indebolimenti concentrati quali: rotture, intagli, carie, ecc.

Il muro al di sotto dell'appoggio sinistro è lesionato

La sezione resistente da considerare sarà quella depurata dello spessore degradato

Possiamo considerare una sezione costante:

$$B = 32 - 2 - 2 = 28 \text{ cm}$$

$$H = 36 - 2 = 34 \text{ cm}$$

Analisi dei risultati della diagnosi

Trave di Pino III Cat. Per deviazione della fibratura radiale.
UNI 11119

Specie	Categoria in opera	Tensioni massime (N/mm ²)					
		compressione		flessione statica	trazione parallela alla fibratura ¹⁾	taglio (parallelo alla fibratura)	modulo di elasticità a flessione
		parallela alla fibratura	perpendicolare alla fibratura				
Abete bianco (Abies alba Mill.)	I	11	2,0	11,5	11	0,9	13 000
	II	9	2,0	10	9	0,8	12 000
	III	7	2,0	7,5	6	0,7	11 000
Abete rosso (Picea abies Karst.)	I	10	2,0	11	11	1,0	12 500
	II	8	2,0	9	9	0,9	11 500
	III	6	2,0	7	6	0,8	10 500
Larice (Larix spp.)	I	12	2,5	13	12	1,1	15 500
	II	10	2,2	11	9,5	1,0	14 500
	III	7,5	2,0	8,5	7	0,9	13 500
Pini (Pinus spp.)	I	11	2,0	12	11	1,0	13 000
	II	9	2,0	10	9	0,9	12 000
	III	7	2,0	8	6	0,8	11 000
Castagno (Castanea sativa Mill.)	I	11	2,0	12	11	0,8	10 000
	II	9	2,0	10	9	0,7	9 000
	III	7	2,0	8	6	0,6	8 000
Pioppo (Populus spp.)	I	10	1,5	10,5	9	0,6	9 000
	II	8	1,5	8,5	7	0,5	8 000
	III	6	1,5	6,5	4,5	0,4	7 000
Quercia (Quercus spp.)	I	12	3,0	13	12	1,2	13 500
	II	10	2,5	11	10	1,0	12 500
	III	7,5	2,2	8,5	7	0,9	11 500

1) La tensione massima a trazione perpendicolare alla fibratura si assume convenzionalmente uguale a zero.

$$f_k = \sigma_{amm} \cdot \gamma_m \cdot \gamma_{G,Q} / k_{mod}$$

$$\gamma_m = 1.5$$

$$\gamma_{G,Q} = \frac{1.3 + 1.5}{2} = 1.45$$

$$k_{mod} = 0.8$$

$$f_{c,90,k} = 2 \cdot 1.5 \cdot 1.45 / 0.8 = 5.44 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m,k} = 8 \cdot 1.5 \cdot 1.45 / 0.8 = 21.75 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,k} = 0.8 \cdot 1.5 \cdot 1.45 / 0.8 = 2.18 \text{ N/mm}^2$$

$$E = 11000 \text{ N/mm}^2$$

$$X_d = k_{mod} \cdot \frac{X_k}{\gamma_m \cdot FC}$$

Verifica dello stato attuale

La freccia limite non è soddisfatta.

Base	B	280	mm
Altezza	H	340	mm
Interasse	i	2.20	m
Modulo di resistenza	W	5.39E+06	mm ³
Momento d'inerzia	J	9.17E+08	mm ⁴
Modulo elastico	E	11000	N/mm ²
Modulo elastico a taglio	G	690	N/mm ²
Luce netta	Ln	6.000	m
Luce di calcolo	Lc	6.300	m

Verifica	u,ist,Q mm	u,tot,fin mm	u,fin,Q mm
f. max	9.345	29.718	11.027
f. lim	21.000	25.200	31.500
	L/300	L/250	L/200
	OK	NO	OK

Deformazioni		Qk KN/m ²	qk KN/m	u,ist mm	Kdef	ψ,2	u,fin mm	u,tot,ist mm	u,tot,fin mm
Carichi permanenti compiutamente definiti	Gk1	2.00	4.400	9.345	0.6	1	14.952		
Carichi permanenti non compiutamente definiti	Gk2	0.50	1.100	2.336	0.6	1	3.738		
Carichi variabili	Qk	2.00	4.400	9.345	0.6	0.3	11.027	21.027	29.718

Dovremo ripristinare la rigidezza e la resistenza mancante con l'inserimento di una piastra metallica.

Le verifiche di resistenza della sezione mista saranno eseguite per la combinazione più gravosa:

$$\frac{q_{SLU}}{k_{mod,SLU}} > \frac{q_{SLU-P}}{k_{mod,SLU-P}} \longrightarrow \frac{6.35}{0.8} > \frac{3.35}{0.6} \longrightarrow 2_{SLU}$$

Verifica dello stato attuale

Le resistenze di progetto nelle combinazioni SLU e SLU-P, Classe di servizio 1

$$f_{c,90,d} = f_{c,90,k} \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_m} = 5.44 \frac{0.8}{1.5} = 2.90 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m,d} = f_{m,k} \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_m} = 21.75 \frac{0.8}{1.5} = 11.60 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,d} = f_{v,k} \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_m} = 2.18 \frac{0.8}{1.5} = 1.16 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,90,d} = f_{c,90,k} \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_m} = 5.44 \frac{0.6}{1.5} = 2.17 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m,d} = f_{m,k} \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_m} = 21.75 \frac{0.6}{1.5} = 8.70 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,d} = f_{v,k} \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_m} = 2.18 \frac{0.6}{1.5} = 0.87 \text{ N/mm}^2$$

Se gli smussi sono modesti cioè non superano 1/10 della larghezza della sezione, la loro influenza può essere trascurata e può essere considerata una sezione rettangolare.

Verifica dello stato attuale - resistenza

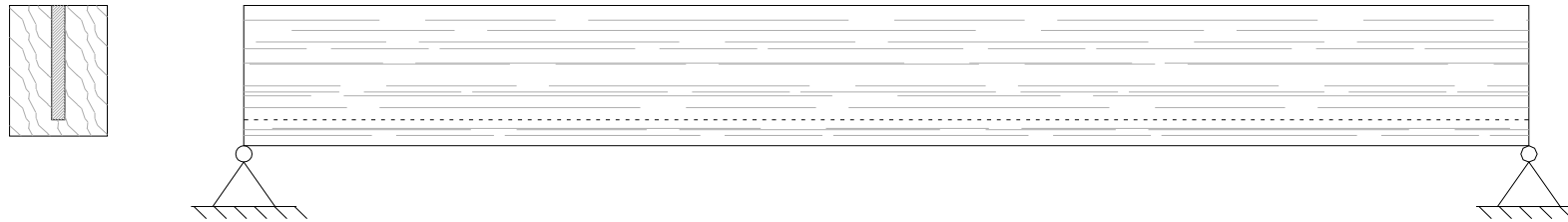
Tensioni massime sollecitanti		Qd KN/m ²	qd KN/m	Mmax KNm	Tmax KN	$\sigma_{m,s,max}$ N/mm ²	$\sigma_{v,s,max}$ N/mm ²	$\sigma_{c,90,max}$ N/mm ²
1_SLU permanenti	1_SLU	3.3500	7.370	36.56	23.22	6.78	0.37	0.66
2_SLU	2_SLU	6.3500	13.970	69.31	44.01	12.85	0.69	1.26

Resistenze di progetto	f _{m,d} N/mm ²	f _{v,d} N/mm ²	f _{c,90,d} N/mm ²
1_SLU permanenti	8.70	0.87	2.17
2_SLU	11.60	1.16	2.90

La tensione dovuta al momento flettente, supera la resistenza di progetto di circa il 11%.

Trave animata

Aumento della capacità portante di una trave mediante l'inserimento dall'estradosso di una piastra metallica longitudinale incollata con resina epossidica alla trave.



Può essere utilizzato nei seguenti casi:

- La trave è accessibile dall'estradosso
- E' completamente asciutta
- Ha una seppur minima capacità portante

Vantaggi:

- L'intervento non è visibile dall'esterno
- Buon incremento della capacità portante
- Prolungata resistenza al fuoco

Il calcolo dovrà essere eseguito in termini di **resistenza agli SLU** e **deformazioni SLE a breve e lungo termine**.

Si dovrà tener conto del contributo offerto dalla trave in legno, sia per la portata dei carichi verticali che per **l'effetto stabilizzante offerto alla piastra di acciaio**.

Trave animata

Il carico si ripartisce in proporzione alla rigidità delle due sezioni che differiscono per modulo elastico e dimensioni geometriche.

$E_l J_l$ Rigidità flessionale lato legno

$G_l A_l$ Rigidità a taglio lato legno

$E_a J_a$ Rigidità flessionale lato acciaio

$G_a A_a$ Rigidità a taglio lato acciaio

N.B. la ripartizione dei carichi dovrà essere valutata sia **a breve che a lungo termine** in quanto nel legno avremo 2 valori differenti dei moduli elastici.

Moduli elastici iniziali \longrightarrow $E_{\text{mean}} ; G_{\text{mean}}$

Moduli elastici finali \longrightarrow $E_{\text{mean}} / (1 + k_{\text{def}}) ; G_{\text{mean}} / (1 + k_{\text{def}})$

Coefficienti di ripartizione flessionale a breve e lungo termine:

$$\begin{array}{l} \text{Lato} \\ \text{Acciaio} \end{array} \quad r_a = \frac{E_a J_a}{E_l J_l + E_a J_a} \quad \longrightarrow \quad r_a^\infty = \frac{E_a J_a}{E_l J_l / (1 + k_{\text{def}}) + E_a J_a}$$

$$\begin{array}{l} \text{Lato} \\ \text{Legno} \end{array} \quad r_l = \frac{E_l J_l}{E_l J_l + E_a J_a} \quad \longrightarrow \quad r_l^\infty = \frac{E_l J_l / (1 + k_{\text{def}})}{E_l J_l / (1 + k_{\text{def}}) + E_a J_a}$$

Trave animata

Il taglio sarà ripartito in proporzione alla rigidezza a taglio.

$$\begin{array}{ccc}
 g_a = \frac{G_a A_a}{G_l A_l + G_a A_a} & \longrightarrow & g_a^\infty = \frac{G_a A_a}{G_l A_l / (1 + k_{def}) + G_a A_a} \\
 g_l = \frac{G_l A_l}{G_l A_l + G_a A_a} & \longrightarrow & g_l^\infty = \frac{G_l A_l / (1 + k_{def})}{G_l A_l / (1 + k_{def}) + G_a A_a}
 \end{array}$$

Per la valutazione della freccia **possiamo sommare il contributo dovuto al momento e al taglio**, **riferendoci alla parte in legno o di acciaio indistintamente**, in quanto avranno lo stesso abbassamento.

$$q_{l,m} = q \cdot r_l \longrightarrow \text{Quota parte di carico che compete al legno nella freccia dovuta a M}$$

$$q_{l,t} = q \cdot g_l \longrightarrow \text{Quota parte di carico che compete al legno nella freccia dovuta a T}$$

$$f_{\max}^0 = \frac{5q_{l,m} l^4}{384 E_{0,mean} J_l} + \frac{\chi q_{l,t} l^2}{8 G_{mean} A_l}$$

$$f_{\max}^\infty = \frac{5q_{l,m}^\infty l^4}{384 E_{0,mean} J_l / (1 + k_{def})} + \frac{\chi q_{l,t}^\infty l^2}{8 G_{mean} A_l / (1 + k_{def})}$$

Dove

$$q_{l,m}^\infty = q \cdot r_l^\infty$$

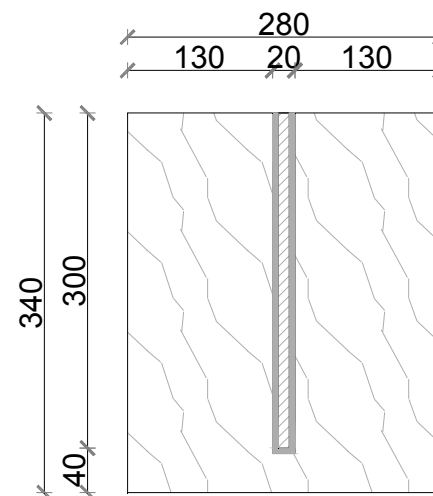
$$q_{l,t}^\infty = q \cdot g_l^\infty$$

Trave animata

Inseriamo di una piastra 10x300mm di acciaio S235

GEOMETRIA				
		B	H	
Base e altezza sezione di estremità in legno	A/Sx	28.0	34.0	cm
Base e altezza sezione di estremità in legno	P/Dx	28.0	34.0	cm
Base e altezza lamiera metallica		1.0	30.0	cm
Peso lamiera di acciaio	p	148.4	daN	
Spessore resina di ancoraggio	s	0.5	cm	
Volume di resina necessaria	v_r	18900	cm ³	
Luce di calcolo	L	6.30	m	
Base e altezza media della trave in legno		28.0	34.0	cm
Base e altezza residua della trave in legno		26.0	34.0	cm

Si dovrà considerare la sezione residua del legno
 Non solo depurata della parte degradata ma anche della
 parte occupata dalla piastra e la colla



Trave animata

CARATTERISTICHE MECCANICHE				
Kdef		0.60		
Modulo elastico Legno t=0	$E_{L,0}$	110000	daN/cm ²	
Modulo elastico Legno t=∞	$E_{L,∞}$	68750	daN/cm ²	
Modulo elastico Acciaio	E_A	2100000	daN/cm ²	
Modulo di elasticità tangenziale Legno t=0	$G_{L,0}$	5600	daN/cm ²	
Modulo di elasticità tangenziale Legno t=∞	$G_{L,∞}$	3500	daN/cm ²	
Modulo di elasticità tangenziale Acciaio	G_A	784000	daN/cm ²	
Aerea sezione in legno	A_L	884	cm ²	
Area sezione in acciaio	A_A	30	cm ²	
Modulo di resistenza sezione in Legno	W_L	5009	cm ³	
Modulo di resistenza sezione in Acciaio	W_A	150	cm ³	
Momento d'inerzia sezione in Legno	J_L	85159	cm ⁴	
Momento d'inerzia sezione in Acciaio	J_A	2250	cm ⁴	
Rigidezza flessionale lato Legno t=0	$(E_L J_L)_{,0}$	9367453333	daN cm ²	
Rigidezza flessionale lato Legno t=∞	$(E_L J_L)_{,∞}$	5854658333	daN cm ²	
Rigidezza flessionale lato Acciaio	$E_A J_A$	4725000000	daN cm ²	
Rigidezza a taglio lato Legno t=0	$(G_L A_L)_{,0}$	4950400	daN	
Rigidezza a taglio lato Legno t=∞	$(G_L A_L)_{,∞}$	3094000	daN	
Rigidezza a taglio lato Acciaio	$G_A A_A$	23520000	daN	
Coeff.di rigidezza flessionale lato Legno t=0	$r_{L,0}$	0.66		
Coeff.di rigidezza flessionale lato Acciaio t=0	$r_{A,0}$	0.34		
Coeff.di rigidezza flessionale lato Legno t=∞	$r_{L,∞}$	0.55		
Coeff.di rigidezza flessionale lato Acciaio t=∞	$r_{A,∞}$	0.45		
Coeff.di rigidezza a taglio lato Legno t=0	$g_{L,0}$	0.17		
Coeff.di rigidezza a taglio lato Acciaio t=0	$g_{A,0}$	0.83		
Coeff.di rigidezza a taglio lato Legno t=∞	$g_{L,∞}$	0.12		
Coeff.di rigidezza a taglio lato Acciaio t=∞	$g_{A,∞}$	0.88		

Coefficienti di ripartizione a breve e lungo termine per azioni flettenti

Coefficienti di ripartizione a breve e lungo termine per azioni di taglio

Trave animata

Momento totale massimo	M_{max}	6931	daN m	VERIFICHE
Taglio totale massimo	T_{max}	4401	daN	

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE e VERIFICHE per t =0 S.L.U.				
Momento massimo lato Legno	$M_{max,L}$	4607.04	daN m	
Momento massimo lato Acciaio	$M_{max,A}$	2323.82	daN m	
Taglio massimo lato Legno	$T_{max,L}$	765.16	daN	
Taglio massimo lato Acciaio	$T_{max,A}$	3635.39	daN	
Tensione normale massima lato Legno	$\sigma_{,L,max}$	91.97	daN/cm ²	OK
Tensione normale massima lato Acciaio	$\sigma_{,A,max}$	1549.21	daN/cm ²	OK
Tensione tangenziale massima lato Legno	$\tau_{,L,max}$	1.30	daN/cm ²	OK
Tensione tangenziale massima lato Acciaio	$\tau_{,A,max}$	181.77	daN/cm ²	OK
CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE e VERIFICHE per t =∞ S.L.U.				
Momento massimo lato Legno	$M_{max,L}$	3835.46	daN m	
Momento massimo lato Acciaio	$M_{max,A}$	3095.41	daN m	
Taglio massimo lato Legno	$T_{max,L}$	511.58	daN	
Taglio massimo lato Acciaio	$T_{max,A}$	3888.97	daN	
Tensione normale massima lato Legno	$\sigma_{,L,max}$	76.57	daN/cm ²	OK
Tensione normale massima lato Acciaio	$\sigma_{,A,max}$	2063.60	daN/cm ²	OK
Tensione tangenziale massima lato Legno	$\tau_{,L,max}$	0.87	daN/cm ²	OK
Tensione tangenziale massima lato Acciaio	$\tau_{,A,max}$	194.45	daN/cm ²	OK

Le tensioni sollecitanti migrano nel tempo scaricando la sezione in legno.

Lo sfruttamento della sezione in legno in t=0 è pari l'80%, per diventare 66% a tempo infinito.

Trave animata

FRECCIA $t=\infty$				
Carichi permanenti	q_G	5.50	daN/cm	
Carichi variabili	q_Q	4.40	daN/cm	
Carichi totali in combinazione SLE Quasi Permanente	q_{QP}	6.82	daN/cm	
Quota parte di carico sul legno per la deformazione a M	$q_{l,m}$	3.77	daN/cm	
Quota parte di carico sul legno per la deformazione a T	$q_{l,t}$	0.79	daN/cm	
Freccia totale a $t=\infty$	f_{max}	1.34	cm	
Freccia limite	f_{lim}	2.52	cm	OK

La verifica della freccia è rispettata.

Trave composta con connessioni deformabili

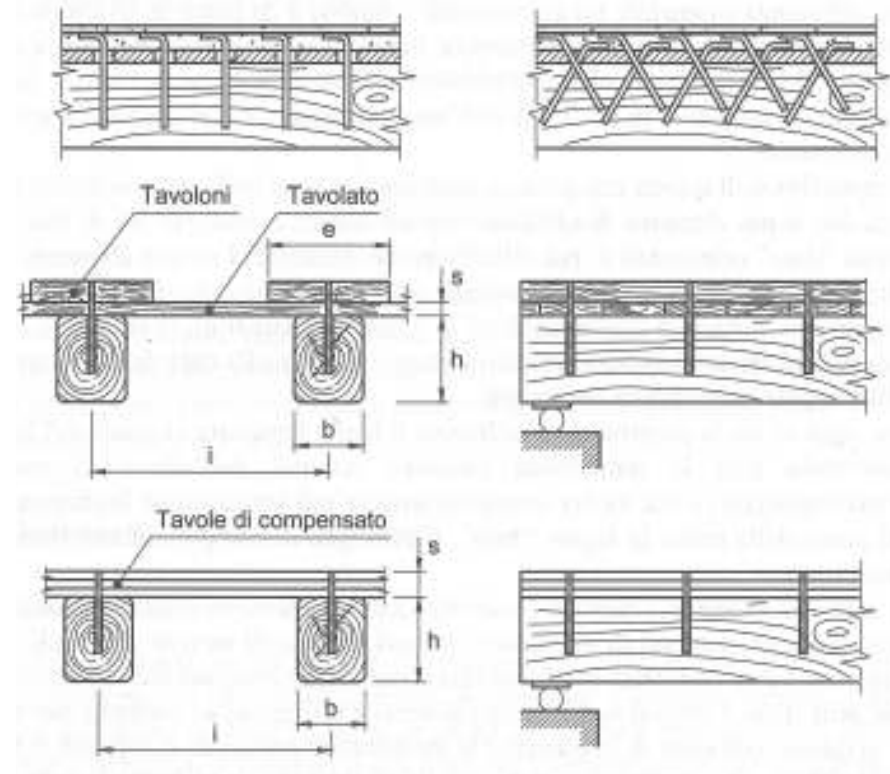
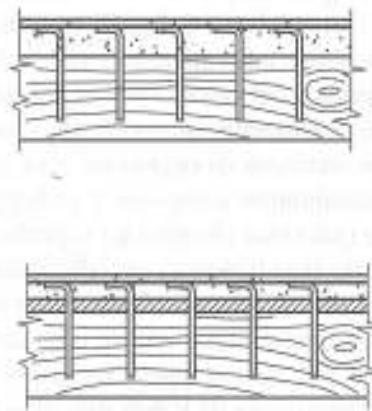
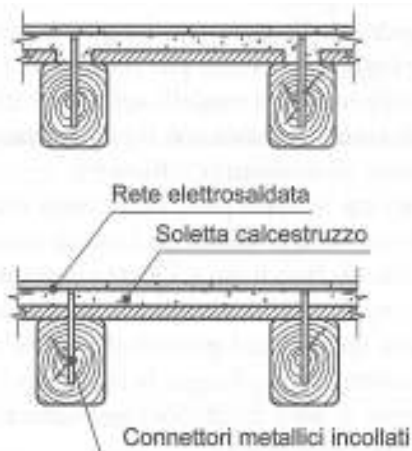
Una possibile alternativa alla trave animata, poteva essere quella di inserire una **soletta collaborante**.

L'intervento prevede la solidarizzazione alle strutture esistenti di una soletta in: **tavole di legno, calcestruzzo, compensato, profilati metallici**, ecc; eseguita con connettori metallici distribuiti lungo la luce della trave.

Travi composte con connessioni deformabili

Vantaggi:

- si riesce ad aumentare notevolmente la capacità portante degli elementi esistenti;
- si ha un notevole miglioramento della risposta del solaio in condizioni di esercizio (deformazioni e vibrazioni)
- la soletta contribuisce alla ripartizione dei carichi verticali e orizzontali;
- è di rapida realizzazione e di basso impatto visivo.

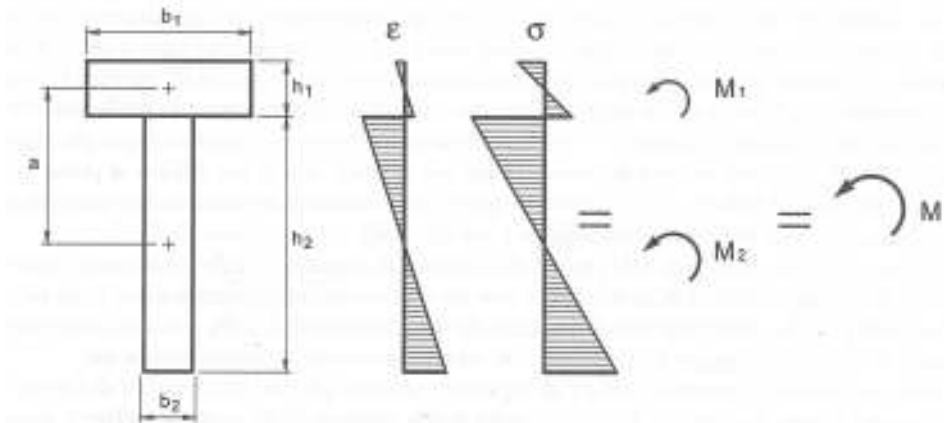


Trave composta con connessioni deformabili

L'efficienza della sezione composta è tanto più elevata tanto più rigida è la connessione.

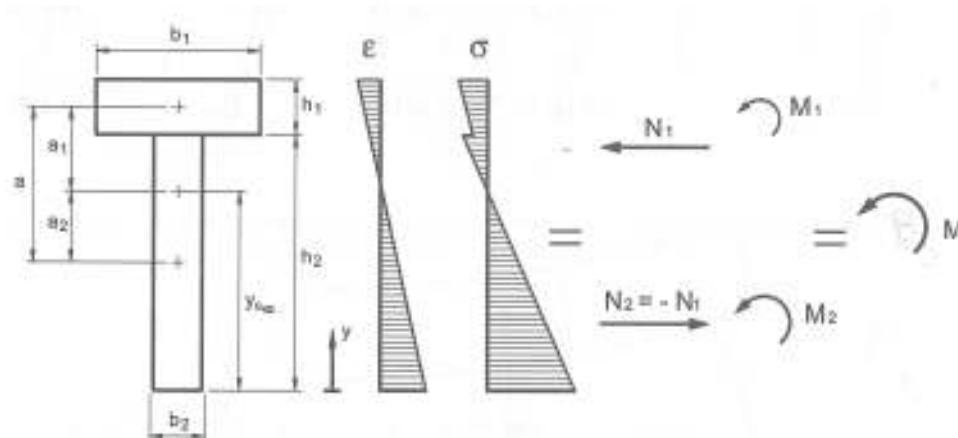
Nel caso di una trave inflessa, composta con connettori metallici puntuali, avremo una situazione intermedia del comportamento statico della sezione tra:

Connessione inesistente



Si conservano piane le sezioni delle singole travi.
Le due travi funzionano in parallelo.

Connessione infinitamente rigida



Si conserva piana la sezione composta

Trave composta con connessioni deformabili

La rigidezza flessionale della trave composta risulta:

Connessione inesistente

$$(EJ)_0 = \sum_i E_i J_i = \frac{1}{12} (E_1 b_1 h_1^3 + E_2 b_2 h_2^3)$$

Connessione infinitamente rigida

$$(EJ)_\infty = \sum_i E_i J_i + \sum_i E_i A_i a_i = (EJ)_0 + (EA)_0 \cdot a^2$$

$$\text{Dove: } (EA)_0 = \frac{E_1 A_1 \cdot E_2 A_2}{E_1 A_1 + E_2 A_2}$$

a = distanza tra i baricentri

Il momento sollecitante esterno può essere quindi ripartito in proporzione alle rispettive rigidzze:

Connessione inesistente

$$M_1 = \frac{E_1 J_1}{(EJ)_0} M$$

$$M_2 = \frac{E_2 J_2}{(EJ)_0} M$$

Connessione infinitamente rigida

$$M_1 = \frac{E_1 J_1}{(EJ)_\infty} M$$

$$M_2 = \frac{E_2 J_2}{(EJ)_\infty} M$$

In questo caso nasce uno sforzo normale uguale e contrario nelle due sezioni e tale che:

$$M = M_1 + M_2 + N \cdot a \longrightarrow N = \frac{(EA)_0 \cdot a}{(EJ)_\infty} M$$

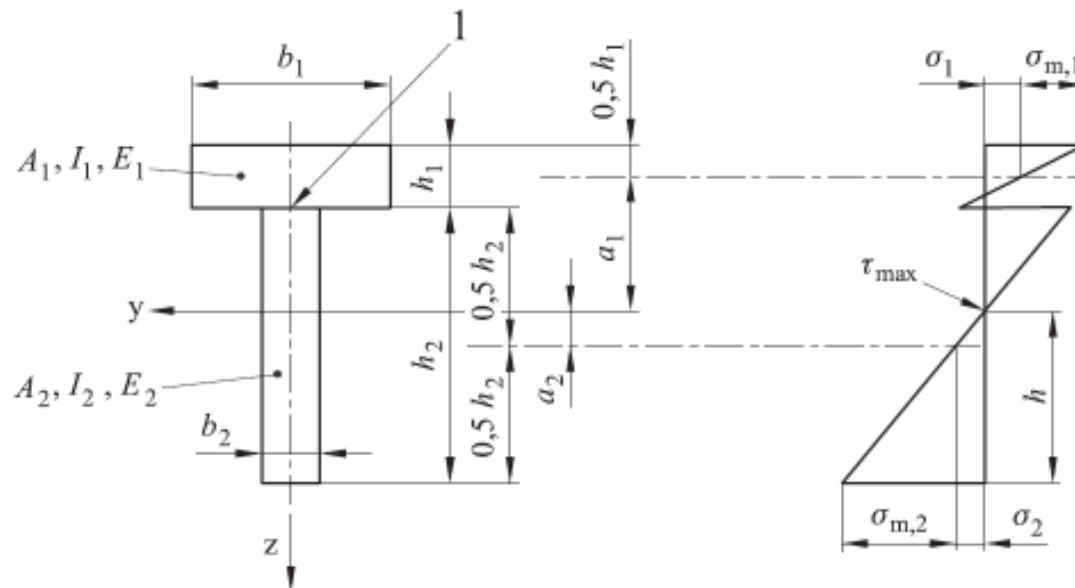
Trave composta con connessioni deformabili

Nel caso in cui si utilizzino mezzi di unione metallici, ci troveremo in condizioni intermedie.

Nell'Eurocodice 5 in Appendice B l'argomento è trattato in forma semplificata.

Date le seguenti ipotesi:

- travi continue semplicemente appoggiate
- materiale elastico lineare
- elementi in legno o a base di legno monolitici
- mezzi di unione meccanici
- spaziatura "s" fra i mezzi di unione costante oppure che varia uniformemente secondo la forza di taglio tra s_{\min} e s_{\max} , con $s_{\max} \leq 4 s_{\min}$
- carichi verticali che generano M variabile con leggi sinusoidali o paraboliche



Trave composta con connessioni deformabili

La rigidezza efficace a flessione è assunta come:

$$(EI)_{ef} = \sum_{i=1}^3 (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2)$$

utilizzando valori medi di E e in cui:

$$A_i = b_i h_i$$

$$I_i = \frac{b_i h_i^3}{12}$$

$$\gamma_2 = 1$$

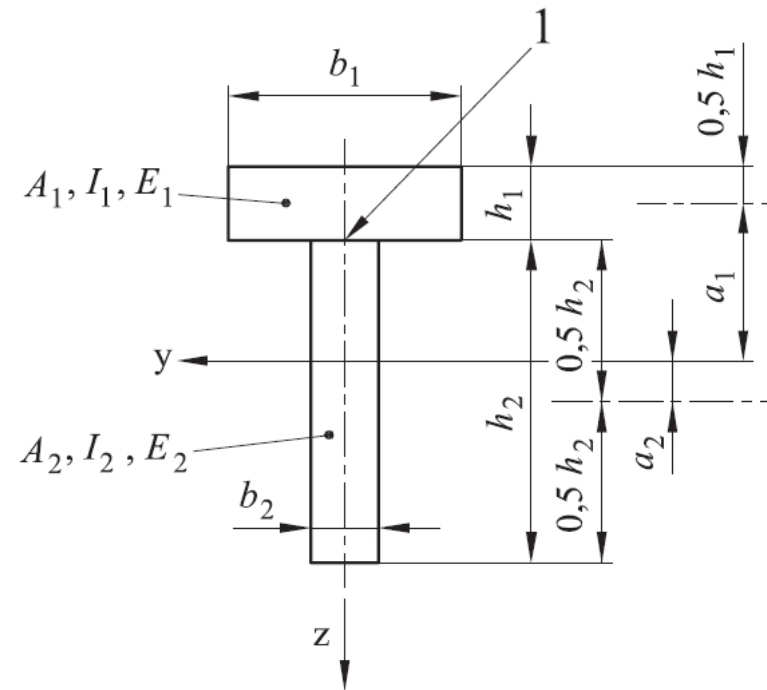
Luce di calcolo della trave !!

$$\gamma_i = [1 + \pi^2 E_i A_i s_i / (K_i l^2)]^{-1} \quad \text{per } i = 1 \text{ e } i = 3 \quad \longrightarrow$$

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + h_2) - \gamma_3 E_3 A_3 (h_2 + h_3)}{2 \sum_{i=1}^3 \gamma_i E_i A_i}$$

$$a_1 = a - a_2$$

$$a = h_1/2 + h_2/2$$



"efficienza della connessione"

Peso dell'elemento 1 e 3 nel calcolo della rigidezza flessionale effettiva della struttura composta

Nel caso di sezione a T si pone $h_3=0$

a_1 e a_2 sono le distanze dei baricentri geometrici delle due sezioni e il baricentro globale della sezione mista.

Trave composta con connessioni deformabili

Il modulo di scorrimento K lo si assume in funzione del tipo di connettore e del materiale collegato in base alla tabella:

Valori di K_{ser} per mezzi di unione e connettori in N/mm, nelle connessioni legno-legno e pannello a base di legno-legno

Tipo di mezzo di unione	K_{ser}
Spinotti Bulloni con o senza gioco ^{a)} Viti Chiodi (con preforatura)	$\rho_m^{1,5} d / 23$
Chiodi (senza preforatura)	$\rho_m^{1,5} d^{0,8} / 30$
Cambrette	$\rho_m^{1,5} d^{0,8} / 80$
Connettori ad anello aperto di tipo A secondo EN 912 Connettori a tassello di tipo B secondo EN 912	$\rho_m d_c / 2$
Connettori a piastra dentata:	
- Connettori dei tipi da C1 a C9 secondo EN 912	$1,5 \rho_m d_c / 4$
- Connettori dei tipi C10 e C11 secondo EN 912	$\rho_m d_c / 2$
a) Si raccomanda che il gioco sia aggiunto separatamente alla deformazione.	

In condizioni di esercizio.

Per verifiche agli SLU si considera un modulo di scorrimento ridotto:

$$K = K_u = 2/3 K_{ser}$$

Trave composta con connessioni deformabili

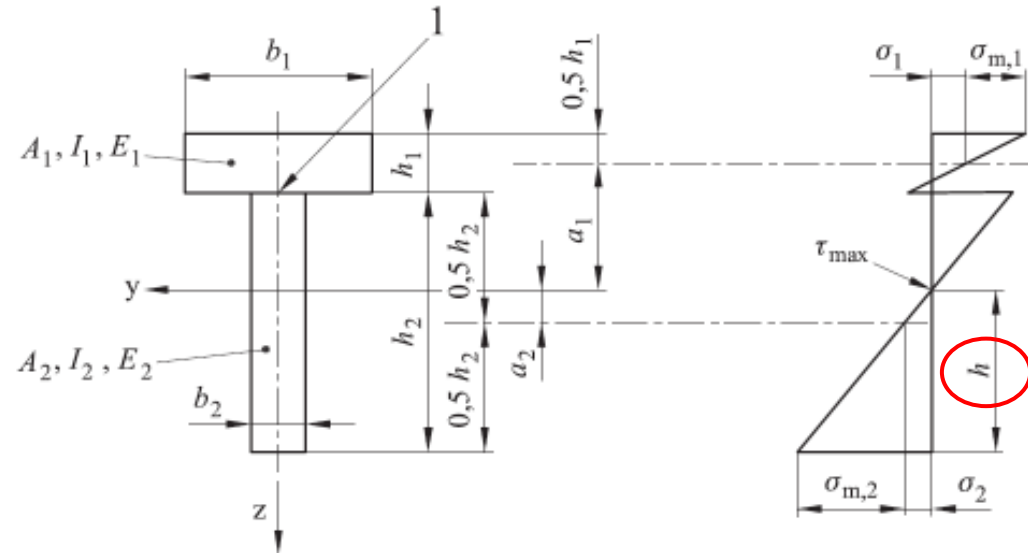
Per le verifiche di resistenza le tensioni massime si determinano con le seguenti formule:

Tensione normale dovuta a N

$$\sigma_i = \frac{\gamma_i E_i a_i M}{(EI)_{ef}}$$

Tensione normale massima dovuta a M

$$\sigma_{m,i} = \frac{0,5 E_i h_i M}{(EI)_{ef}}$$



Tensione massima di taglio nell'anima

$$\tau_{2,max} = \frac{\gamma_3 E_3 A_3 a_3 + 0,5 E_2 b_2 h_2^2}{b_2 (EI)_{ef}} V \rightarrow h$$

Carico sul mezzo di unione

$$F_i = \frac{\gamma_i E_i A_i a_i s_i V}{(EI)_{ef}}$$

Trave composta con connessioni deformabili

Si inserisce una tavola in legno lamellare 400x40, collegata con viti HBS.

Caratteristiche della connessione	
Connettore	VITI HBS 10x180
Diametro	d 7.04 mm
Spaziatura di calcolo	s_i 30 mm
Interasse parallelo alla fibratura delle unioni	p 60 mm
Numero di file di connettori	n 2 n
Massa volumica media	ρ_m 575 kg/m ³
Modulo di scorrimento SLE	K_{ser} 4220 2638 N/mm
Modulo di scorrimento SLU	K_u 2814 1758 N/mm
Luce di calcolo della trave	l 6300 mm
Elemento 1	
Base	B_1 400 mm
Altezza	H_1 40 mm
Modulo elastico	E_1 11600 7250 N/mm ²
Momento d'inerzia	J_1 2.13E+06 mm ⁴
Area	A_1 16000 mm ²
Peso SLE	γ_1 0.753 0.753
Peso SLU	γ_1 0.670 0.670
Elemento 2	
Base	B_2 280 mm
Altezza	H_2 340 mm
Modulo elastico	E_2 11000 6875 N/mm ²
Momento d'inerzia	J_2 9.17E+08 mm ⁴
Area	A_2 95200 mm ²
Peso SLE	γ_2 1
Peso SLU	γ_2 1

Trave composta con connessioni deformabili

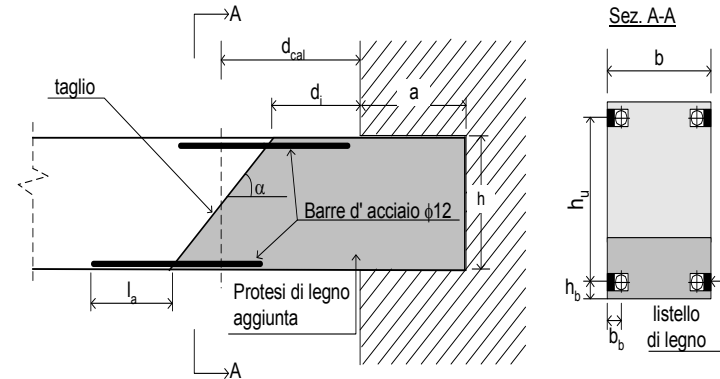
VERIFICHE PER $t = \infty$				
		SLE	SLU	
Distanza tra i baricentri geometrici	a	190	190 mm	
Distanza baricentro elemento 1	a ₁	168	170 mm	
Distanza baricentro elemento 2	a ₂	22	20 mm	
Posizione dell'asse neutro	h	192	190 mm	
Rigidità efficace a flessione	(EJ) _{eff}	9.10E+12	8.83E+12 N mm ²	
Verifiche di resistenza				
Momento flettente massimo SLU	M	6.93E+07 N mm		
Taglio massimo SLU	T	4.40E+04 N		
Tensione normale massima su elemento 1	σ ₁	7.62 N/mm ²	<	13.24 N/mm ²
Tensione normale massima su elemento 2	σ ₂	10.26 N/mm ²	<	10.4 N/mm ²
Tensione tangenziale massima su elemento 2	τ ₂	0.62 N/mm ²	<	1.04 N/mm ²
Azione massima sul mezzo di unione	F	1974 N	<	2926 N
Verifiche di deformazione				
Carico uniformemente distribuito SLE Quasi permanente	q	6.82 N/mm		
Freccia massima	f _{max}	15 mm	<	25.2 mm

Ricostruzione di testate

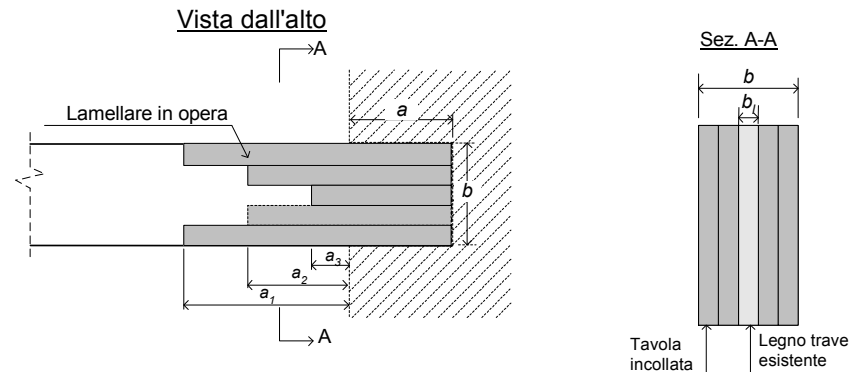
E' un tipo di intervento molto frequente nelle strutture antiche dove, a causa di un degrado da carie, si va a sostituire un appoggio mediante una "protesi".

I metodi più frequentemente utilizzati sono:

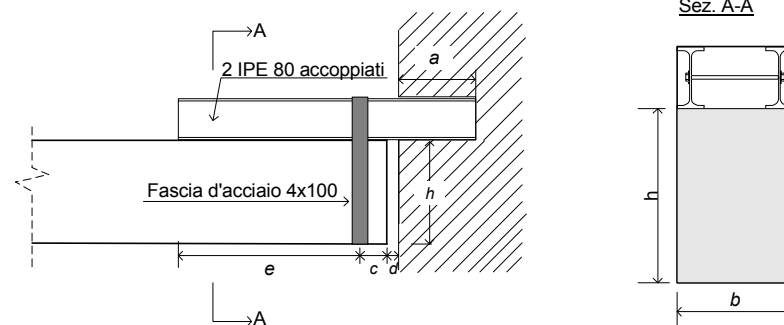
- **BARRE INCOLLATE**



- **LEGNO LAMELLARE IN OPERA**



- **PROFILATI IN ACCIAIO**



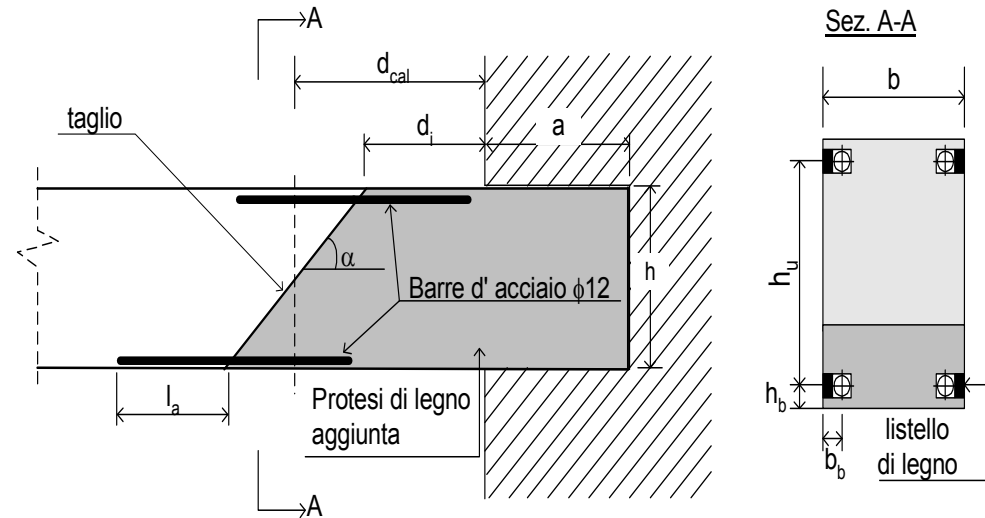
Ricostruzione di testate

Nelle soluzioni che prevedono l'uso di resine è bene fare attenzione a:

- L'elemento ligneo nuovo deve essere **sufficientemente stagionato** (oppure Legno Lamellare o recuperato) in modo tale che l'umidità della protesi sia prossima a quella di equilibrio in opera.
- **Non possono essere posate a temperature generalmente inferiori ai 10°C**
- Al crescere della temperatura a causa di un **incendio perdono rapidamente resistenza**
- Le operazioni di posa sono molto delicate, devono essere eseguite da personale specializzato
- **Non possono essere utilizzate in Classe di servizio 3 (CNR-DT 206/2007 §7.10.1)**

Protesi con barre incollate

La porzione di testata degradata viene sostituita con una protesi di legno stagionato e collegata alla parte sana della trave per mezzo di 4 barre in acciaio incollate con resina epossidica. Le barre sono alloggiati in scassi rettangolari che vengono richiusi mediante un listello di legno.



La messa in opera consiste delle seguenti fasi:

- 1 - puntellare la trave e aprire una breccia nella muratura;
- 2 - tagliare la trave a 45° e rimuovere la parte degradata;
- 3 - preparare una protesi di legno con classe di resistenza e durabilità uguali o migliori rispetto a quelle della trave originale. L'umidità del legno con cui si realizza la protesi deve corrispondere all'incirca a quella attesa nelle condizioni di servizio previste (al momento della posa può superarla di un 5-6% al massimo);
- 4 - preparare gli scassi di alloggiamento delle barre ed i listelli, avendo cura che le superfici siano esenti da bruciature, polveri, fibre strappate;
- 5 - riempire gli scassi con resina, avendo cura che non ci siano zone prive di adesivo o bolle d'aria. Inserire le barre nell'adesivo chiudendo infine lo scasso con i listelli e rimuovendo l'eccesso di colla dalle superfici esposte;
- 6 - trascorso il periodo di reticolazione dell'adesivo ricostruire la muratura, togliere i puntelli e portare alla finitura desiderata le superfici della trave.

Protesi con barre incollate



VANTAGGI

- Rapido ed economico
- Mantiene l'aspetto estetico
- Elevate resistenza e rigidezza
(possibilità di aumentare i carichi di esercizio)

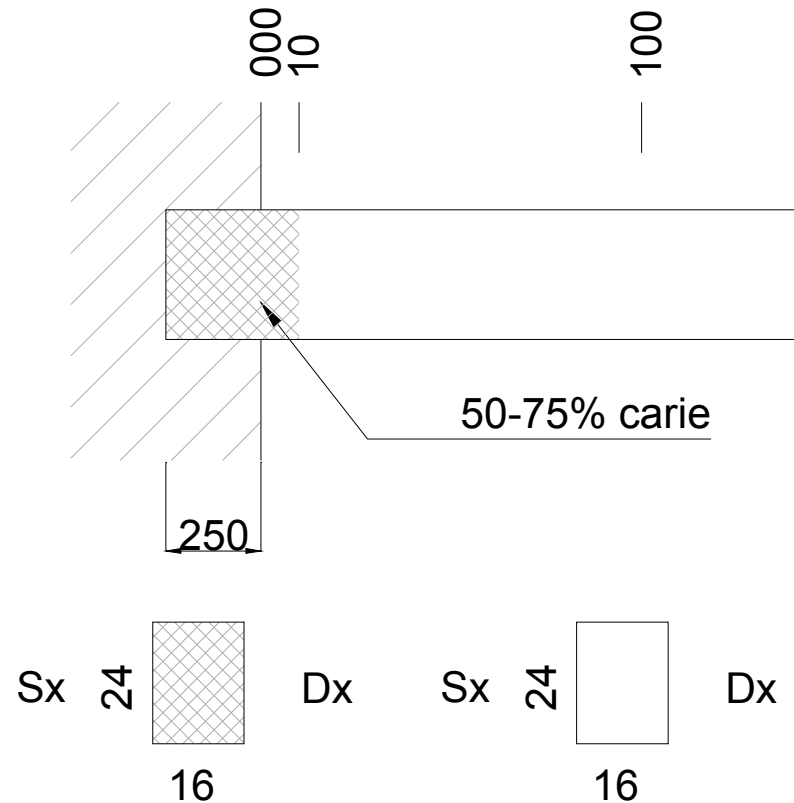
SVANTAGGI

- Mano d'opera specializzata
- Irreversibile
- Tossicità dei prodotti utilizzati

Protesi con barre incollate

Risultati della diagnosi

Geometria	
Luce di calcolo	$l = 4000 \text{ mm}$
Lunghezza di appoggio	$a = 250 \text{ mm}$
Base trave	$b = 160 \text{ mm}$
Altezza trave	$h = 240 \text{ mm}$
Distanza tra le travi	$i = 800 \text{ mm}$
Lunghezza parte degradata, dal filo muro	$d_i = 100 \text{ mm}$



Legname di categoria C16 secondo EN 338	
Resistenza a trazione	$f_{t,0,k} = 10 \text{ MPa}$
Densità	$\rho_k = 310 \text{ kg/m}^3$
Coefficiente parziale di sicurezza sul materiale, secondo EC5	$\gamma_{m,t} = 1,5$
Fattore modificativo (classe di servizio 1), sec. EC5	$k_{mod} = 0,8$

Protesi con barre incollate

Risultati della diagnosi

DEGRADO BIOLOGICO – FUNGHI DELLA CARIE

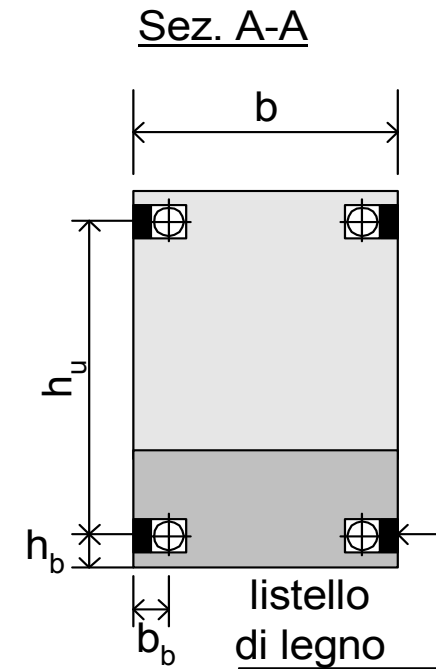
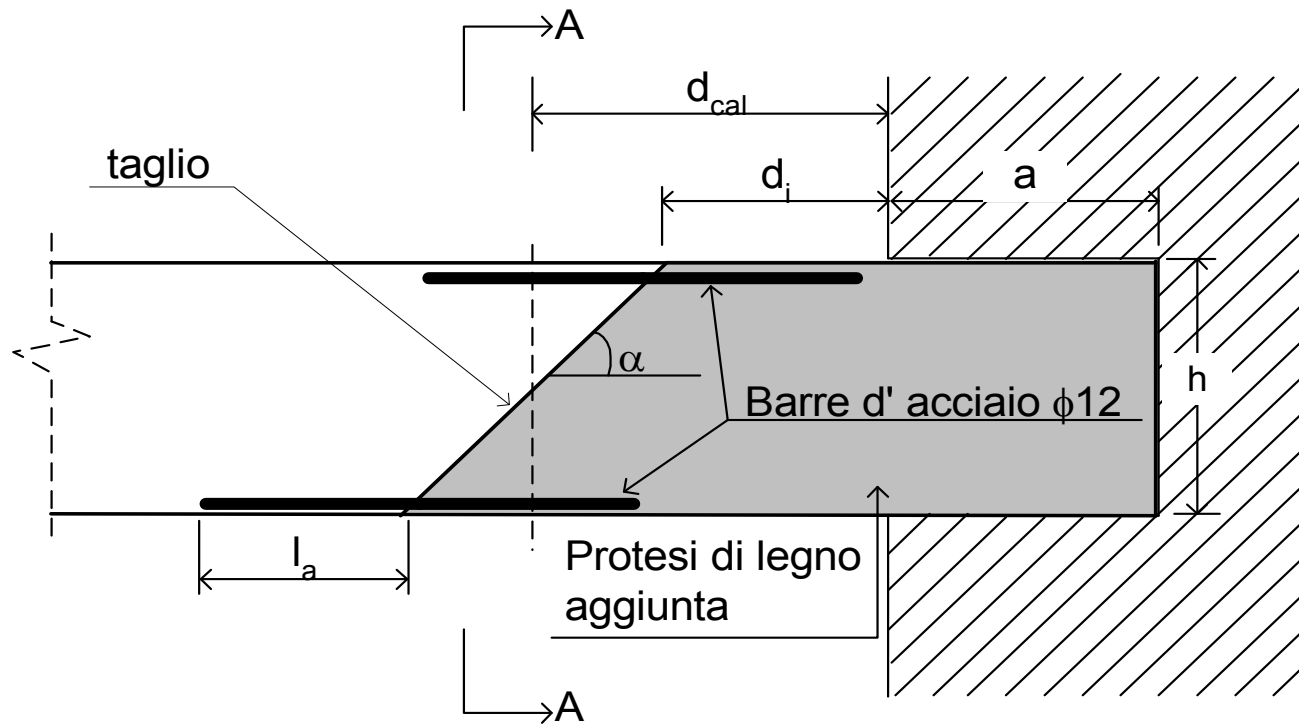


- degradano chimicamente il legno
- attaccano sia l'alburno che il durame
- non sempre si vedono segni evidenti dell'attacco
- si sviluppano solo se il legno si inumidisce (umidità del legno >20%), con valori inferiori l'attacco non si sviluppa oppure si ferma
- l'attacco è in genere localizzato
- Il danno è sempre grave perché l'attacco determina un rapido decadimento delle proprietà meccaniche.



Protesi con barre incollate

Tipo di protesi che andremo a realizzare



Protesi con barre incollate

Per realizzare la protesi utilizzeremo i seguenti materiali:

Legno Massiccio C16 come la trave esistente

Barre B450C	
Numero barre	$n = 4$
Diametro barre	$d_{nom} = 12 \text{ mm}$
Lunghezza di incollaggio = $\max [0,5d^2; 10d] = \max [72; 120]$	$l_a = 200 \text{ mm}$
Distanza tra il centro della barra e il lato della trave ($\geq 2,5d=30\text{mm}$)	$b_b = 35 \text{ mm}$
Distanza tra il centro della barra e il bordo inferiore della trave ($\geq 2,5d=30\text{mm}$)	$h_b = 35 \text{ mm}$
Snervamento	$f_\gamma = 450 \text{ MPa}$
Coefficiente parziale di sicurezza sul materiale	$\gamma_{m,s} = 1,15$

Adesivo Conforme alla UNI EN 301:2006	
Densità	1600 kg/m^3
Resistenza a compressione	45 MPa
Resistenza a taglio	10 Mpa
Resistenza a trazione	18 MPa
Modulo di elasticità	3000 Mpa

Protesi con barre incollate

Carichi

Permanenti	$G_k = 1,50 \text{ kN/m}^2$
Variabili	$Q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$
Coefficiente parziale di sicurezza per carichi permanenti	$\gamma_G = 1,3$
Coefficiente parziale di sicurezza per carichi variabili	$\gamma_Q = 1,5$

Carico uniformemente distribuito allo stato limite ultimo

$$q_d = (\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k) \times i = (1,30 \times 1,50 + 1,5 \times 2,00) \times 0,80 = 3,96 \text{ kN/m}$$

Taglio massimo

$$T = \frac{q_d l}{2} = \frac{3,96 \times 4,00}{2} = 7,92 \text{ kN}$$

Distanza tra i centri delle barre (braccio della leva)

$$h_u = h - 2h_b = 240 - (2 \times 35) = 170 \text{ mm}$$

Lunghezza di taglio (proiezione orizzontale)

$$l_i = \frac{h}{\tan(\alpha)} = \frac{240}{\tan(45^\circ)} = 240 \text{ mm}$$

Distanza tra il punto intermedio della linea del taglio a 45° ed il filo muro

$$d_{\text{cal}} = d_i - \frac{l_i}{2} = 100 + \frac{240}{2} = 220 \text{ mm}$$

Protesi con barre incollate

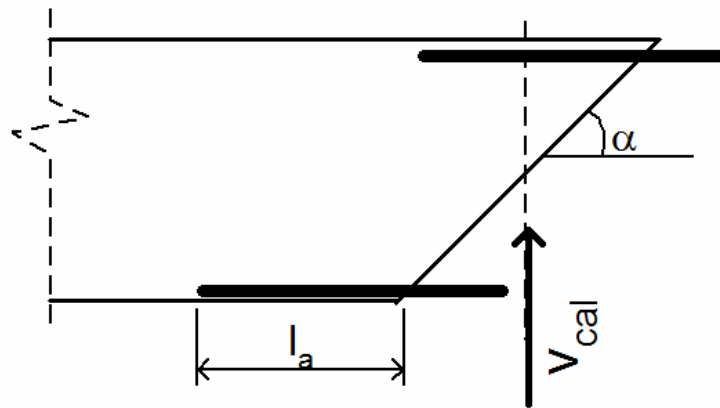
Sforzo di taglio nel punto medio della linea del taglio a 45°

$$V_{cal} = T - q_d d_{cal} = 7,92 - 3,96 \times 0,22 = 7.05 \text{ kN}$$

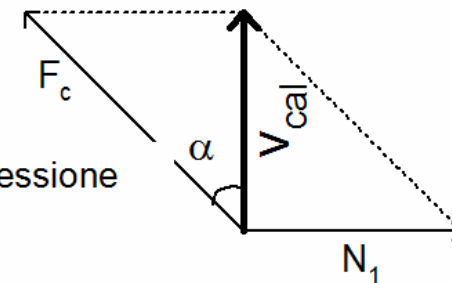
Momento flettente nel punto medio della linea del taglio a 45°

$$M_{cal} = T(d_{cal} + a/3) - \frac{q_d d_{cal}^2}{2} = 7,92 \times (0,22 + 0,25/3) - \frac{3.96 \times 0,22^2}{2} = 2.31 \text{ kNm}$$

Effetto delle forze di taglio: trazione sulle barre e compressione nel legno



Sforzo di compressione
sul legno



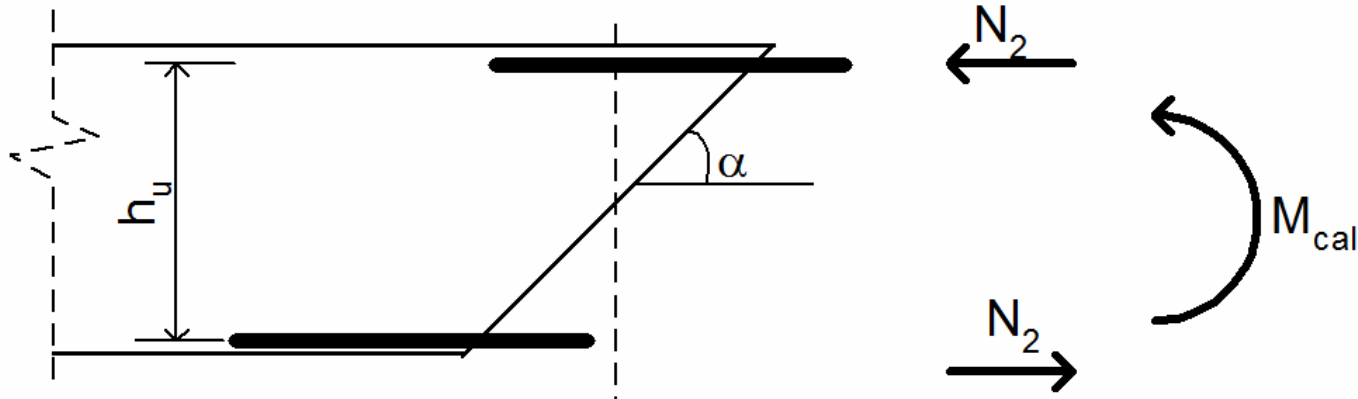
Sforzo di trazione sulle barre

$$N_1 = V_{cal} \tan(\alpha) = 7.05 \times \tan(45^\circ) = 7.05 \text{ kN}$$

$$F_c = \frac{V_{cal}}{\cos(\alpha)} = \frac{7.05}{\cos(45^\circ)} = 9.97 \text{ kN}$$

Protesi con barre incollate

Effetto del momento flettente: trazione sulle barre inferiori e compressione su quelle superiori



$$N_2 = \frac{M_{cal}}{h_u} = \frac{2.31}{0.17} = 13,6 \text{ kN}$$

Forza di trazione su ciascuna barra inferiore

$$N_d = \frac{N_1}{4} + \frac{N_2}{2} = \frac{7.05}{4} + \frac{13,6}{2} = 8,56 \text{ kN}$$

Protesi con barre incollate

Il calcolo della capacità portante della barra incollata è ben descritto nelle CNR-DT 206/2007 §7.10.2.

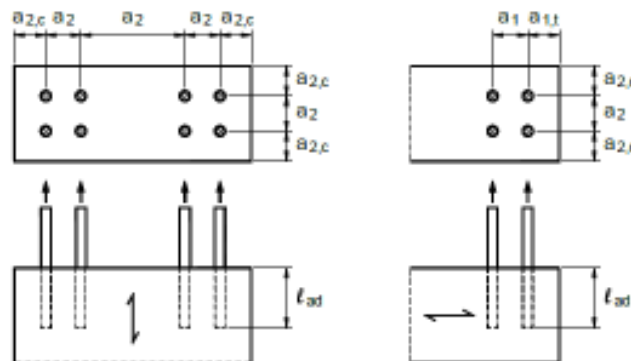
Nota: la connessione di barre con resina, oltre ad avere elevata capacità portante, è l'unica che permette di trasmettere azioni di trazione parallelamente alla fibratura.

I modi di rottura da considerare sono:

- rottura a trazione della barra di acciaio;
- rottura per scorrimento del legno all'interfaccia con l'adesivo;
- rottura completa o parziale dell'elemento ligneo per trazione;

E' necessario rispettare i seguenti interassi e distanze dai bordi:

Barre d'acciaio incollate parallele alla direzione della fibratura	$a_2 = 5d$
	$a_{2,c} = 2.5d$
	$a_1 = 4d$
Barre d'acciaio incollate ortogonali alla direzione della fibratura	$a_2 = 4d$
	$a_{1,t} = 4d$
	$a_{2,c} = 2.5d$



Protesi con barre incollate

Il valore caratteristico della capacità portante del collegamento con barre di acciaio incollate in direzione parallela alla fibratura si determina tramite la relazione:

$$F_{ax,Rd} = \min \begin{cases} f_{yd} \cdot A_{res} & \text{modo } a \\ \pi \cdot d_{eq} \cdot \ell_{ad} \cdot f_{v,d} & \text{modo } b \\ f_{t,0,d} \cdot A_{eff} & \text{modo } c \end{cases}$$

- f_{yd} è il valore di calcolo della tensione di snervamento della barra di acciaio;
- A_{res} è la sezione resistente della barra di acciaio;
- d_{eq} è il diametro equivalente, da assumere pari al minore fra il diametro del foro e $1.10d$;
- ℓ_{ad} è la lunghezza di ancoraggio della barra di acciaio;
- $f_{v,d}$ è il valore di calcolo della resistenza allo scorrimento secondo la Tabella 7-11;
- $f_{t,0,d}$ è la tensione di progetto di trazione in direzione parallela alla fibratura del legno;
- A_{eff} è l'area efficace di rottura del legno.

Tabella 7-11-Valori caratteristici della resistenza a scorrimento dello spessore di colla

Resistenza della linea di incollaggio	Lunghezza incollata effettiva l_{ad} della barra d'acciaio [mm]		
$f_{v,k}$ [N/mm ²]	≤ 250	$250 < l_{ad} \leq 500$	$500 < l_{ad} \leq 1000$
	4.0	$5.25 - 0.005 l_{ad}$	$3.5 - 0.0015 l_{ad}$

Non possiamo quindi considerare ancoraggi superiori a 1000mm

Protesi con barre incollate

Dai valori caratteristici si ottengono i valori di progetto della resistenza secondo:

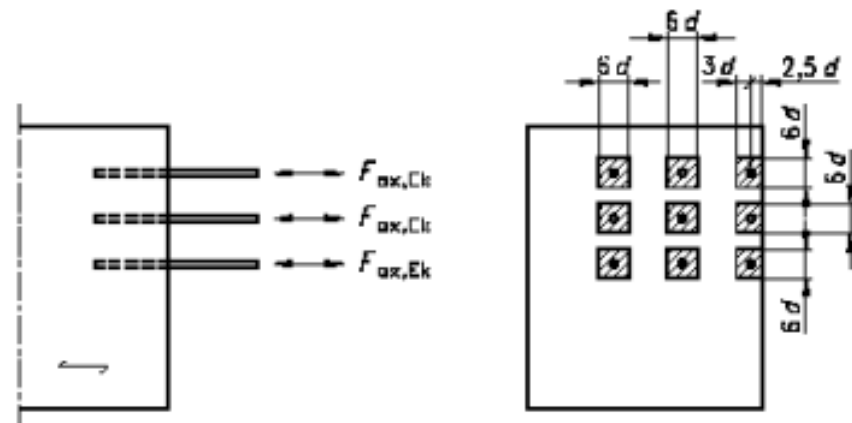
$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{450}{1.15} = 391 \text{ N / mm}^2$$

$$f_{vd} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{vk}}{\gamma_m} = \frac{0.8 \cdot 4}{1.50} = 2.13 \text{ N / mm}^2$$

$$f_{t,0,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{t,0,k}}{\gamma_m} = \frac{0.8 \cdot 10}{1.50} = 5.33 \text{ N / mm}^2$$

Lunghezza minima di incollaggio e area efficace:

$$l_{\text{ad,min}} = \max \begin{cases} 0.5 d^2 \\ 10 d \end{cases}$$



Protesi con barre incollate

CAPACITA' PORTANTE BARRE INCOLLATE - Secondo CNR-DT 206/2007			
barre parallele alla fibratura			
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	f_{yk}	450	N/mm ²
Fattore di sicurezza acciaio	γ_m	1.15	
Tensione di progetto di snervamento acciaio	f_{yd}	391	N/mm ²
Diametro della barra	d	12	mm
Sezione resistente della barra di acciaio	A_{res}	113	mm ²
Diametro del foro	d_{foro}	16	mm
Diametro equivalente	d_{eq}	13.2	mm
Lunghezza di ancoraggio minima	$l_{ad,min}$	120	mm
Moltiplicatore della lunghezza di ancoraggio minima	k	1.67	
Lunghezza di ancoraggio effettiva	l_{ad}	200	mm
Valore di calcolo della resistenza a scorrimento (Tab. 7-11 CNR-DT 206/2007)	$f_{v,k}$	4.00	N/mm ²
Coefficiente K_{mod}	K_{mod}	0.80	
Coefficiente parziale di sicurezza dell'unione	γ_m	1.50	
Valore di calcolo della resistenza a scorrimento	$f_{v,d}$	2.13	N/mm ²
Resistenza a trazione parallela alla fibratura del legno	$f_{t,0,d}$	5.33	N/mm ²
Area efficace di rottura del legno (Fig. 7-18 CNR-DT 206/2007)	A_{eff}	3960	mm ²
Resistenza modo (a) trazione barra di acciaio	$F_{ax,RD,a}$	44255	N
Resistenza modo (b) scorrimento interfaccia adesivo/legno	$F_{ax,RD,b}$	17697	N
Resistenza modo (c) rottura per trazione del legno	$F_{ax,RD,c}$	21107	N
Capacità portante della barra incollata parallelamente alla fibratura, caratteristica	$F_{ax,RD}$	17697	N
Capacità portante della barra incollata parallelamente alla fibratura, di progetto	$F_{ax,RD}$	9438	N
Diametro della barra	d	12	mm
Lunghezza di ancoraggio	l_{ad}	200	mm
Acciaio	f_{yk}	450	N/mm²

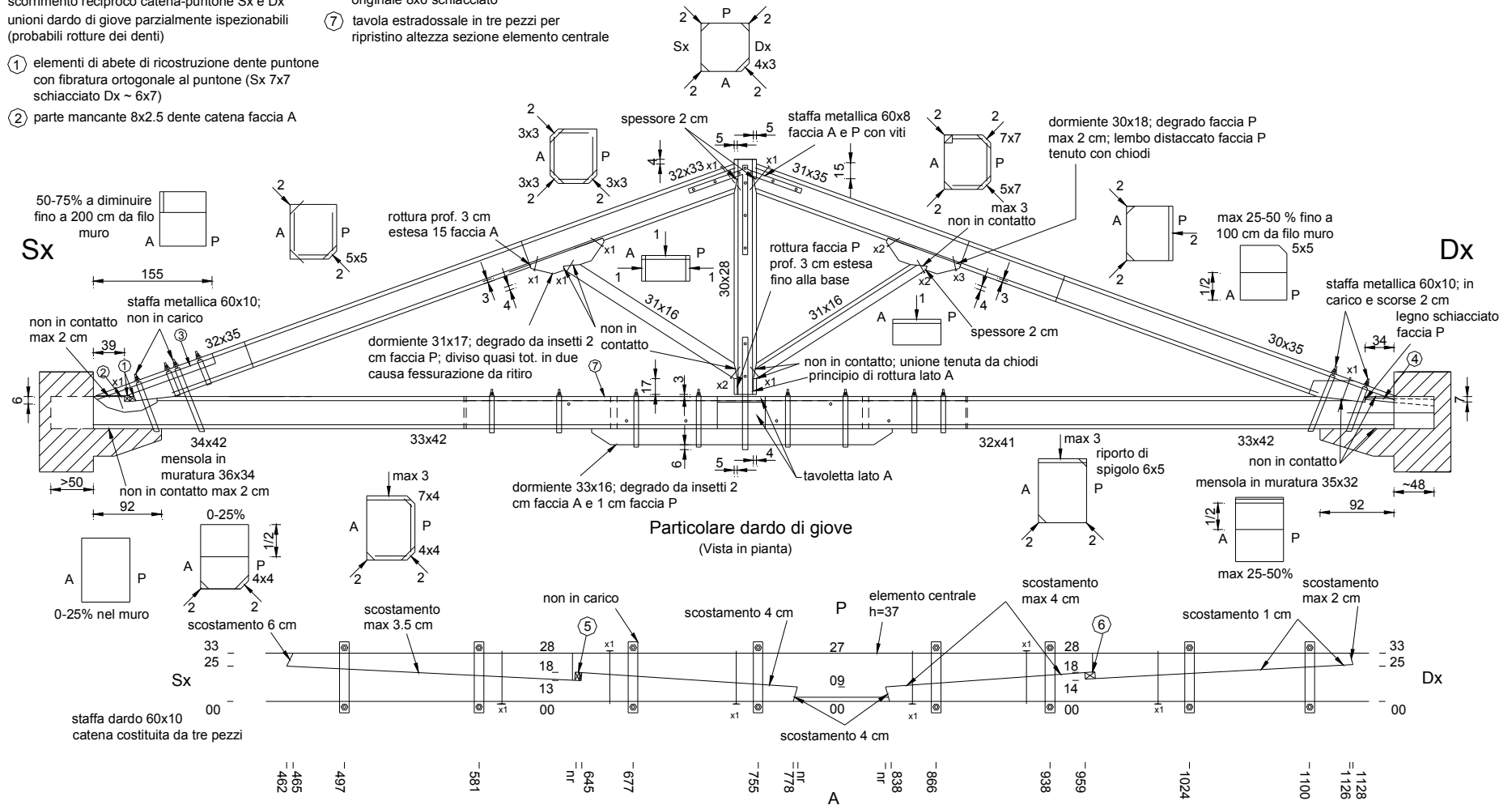
> 8560 N

Protesi con barre incollate

capriata costituita tutta da elementi vecchi
 capriata dissestata
 catena particolarmente inflessa; freccia massima
 in corrispondenza della bietta Sx
 saetta Sx allentata
 monaco abbassato di ~6 cm rispetto alla catena
 testa sup. monaco spostata verso Sx
 scorrimento reciproco catena-puntone Sx e Dx
 unioni dardo di giove parzialmente ispezionabili
 (probabili rotture dei denti)

- ③ elemento di abete 29x13 di ricostruzione
 puntone con tavola sp. 2.5 affiancata faccia A
- ④ elementi di abete di ricostruzione dente catena
 (33xh sup. h_{max}~3 cm inf. h_{max}~5 cm)
- ⑤ elemento ligneo Sx latifoglia 8x4 rotto
 Dx abete non originale 3x3 rotto
- ⑥ elemento ligneo abete non
 originale 8x6 schiacciato
- ⑦ tavola estradossale in tre pezzi per
 ripristino altezza sezione elemento centrale

- ① elementi di abete di ricostruzione dente puntone
 con fibratura ortogonale al puntone (Sx 7x7
 schiacciato Dx ~ 6x7)
- ② parte mancante 8x2.5 dente catena faccia A



Particolare dardo di giove
 (Vista in pianta)

Protesi con barre incollate



Capriate degradate agli appoggi
Restaurate a piè d'opera

Protesi con barre incollate



Capriate degradate agli appoggi
Restaurate a piè d'opera

Protesi con barre incollate



Protesi con barre incollate



Protesi con barre incollate



Protesi con barre incollate

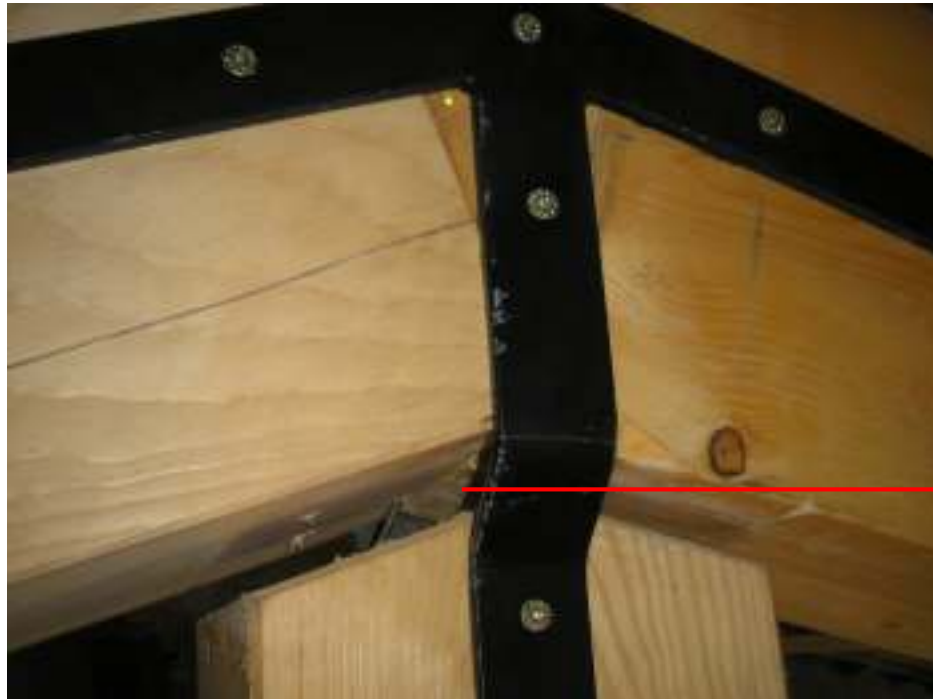


Ripristino di strutture nuove



Capriate nuove in legno di Abete di cattiva qualità e mal progettate nelle unioni

Puntone a sezione dimezzata nel nodo con la saetta



Denti del monaco mancanti

Ripristino di strutture nuove



Dardo di Giove allentato, realizzato con bietta di legno morbido.

Ripristino di strutture nuove



Ripristino
e rinforzo
del nodo
Puntone
Saetta



Rinforzo
del nodo
Puntone
Catena

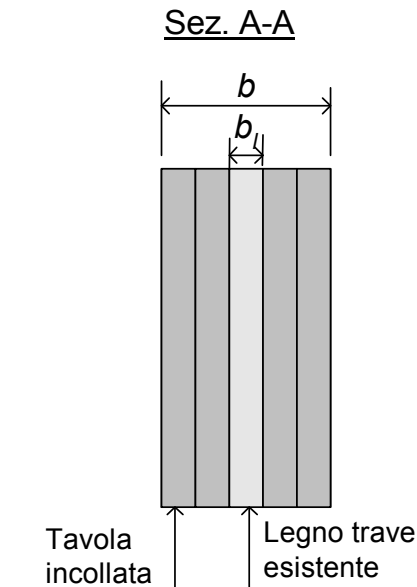
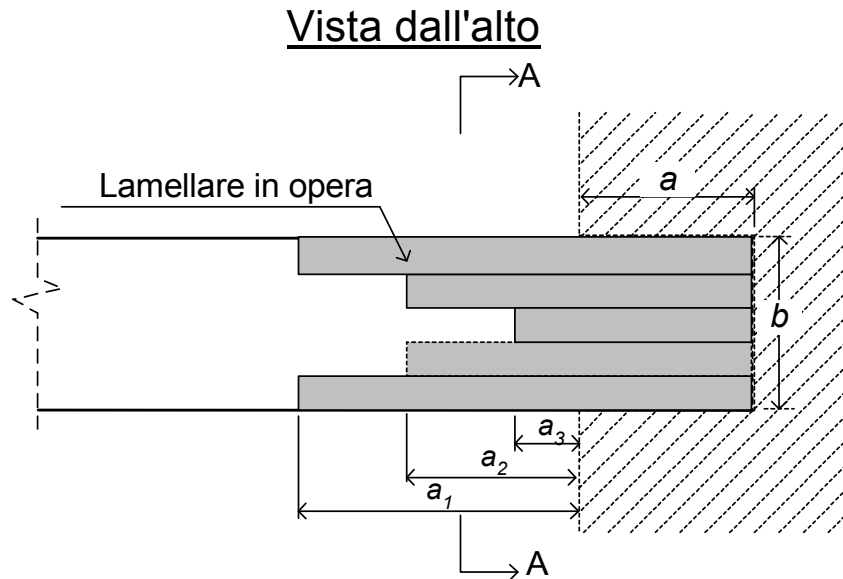


Rinforzo
del nodo
Puntone
Monaco



Ripristino
della
continuità
della
catena con
barre
incollate

Protesi di legno lamellare in opera



La testata degradata viene rimossa e sostituita con tavole di legno stagionato incollate alla parte sana rimanente. La messa in opera dell'intervento consiste delle seguenti fasi:

- 1 - **puntellare la trave** e aprire una **breccia nella muratura**;
- 2 - **tagliare la trave a tenone** e rimuovere la parte degradata, avendo cura che le superfici siano esenti da bruciature, polveri, fibre strappate;
- 3 - preparare una serie di tavole di legno con **classe di resistenza e durabilità eguali o migliori** rispetto a quelle del legno costituente la trave originale. L'umidità del legno con cui si realizza la protesi deve corrispondere all'incirca a quella attesa nelle condizioni di servizio previste;
- 4 - **incollare le tavole con adesivo tissotropico**, avendo cura che non ci siano zone prive di adesivo o bolle d'aria. Inchiodare od avvitare le tavole alla parte sana della trave durante il periodo di reticolazione dell'adesivo;
- 5 - trascorso il periodo di reticolazione dell'adesivo ricostruire la muratura, togliere i puntelli (ed eventualmente i chiodi o viti) e **portare alla finitura desiderata le superfici della trave**.

Protesi di legno lamellare in opera



VANTAGGI

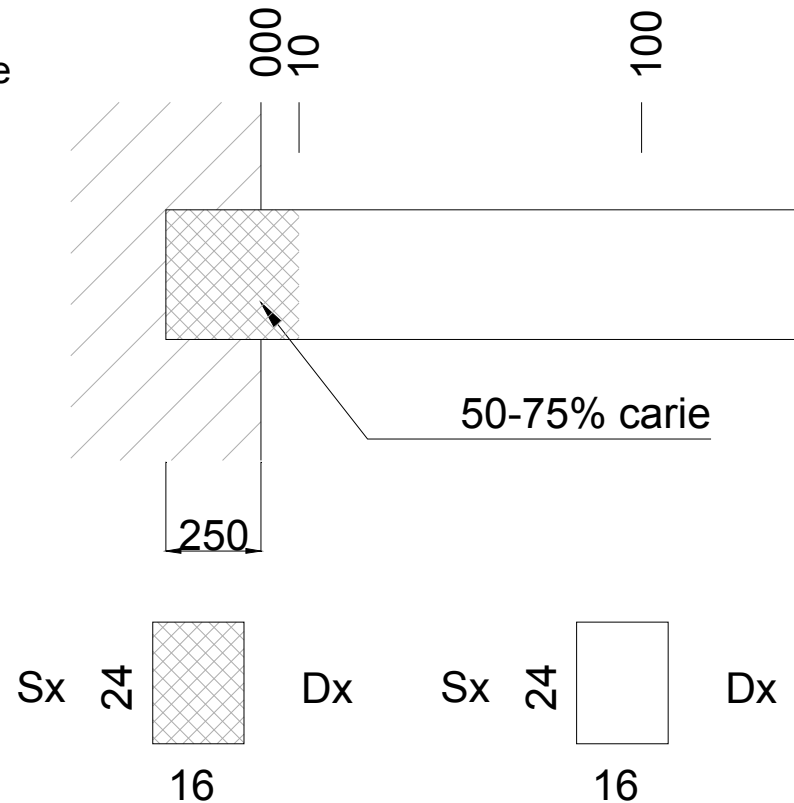
- Stessa materia prima
- Tecniche simili a quelle tradizionali
- Parzialmente reversibile

SVANTAGGI

- Prestazioni limitate
- Interventi lenti, difficili, costosi
- Elevate superfici incollate in direzione trasversale alla fibratura

Protesi di legno lamellare in opera

Prendiamo in esame la stessa trave dell'esempio precedente



Geometria

Luce di calcolo	$l = 4000 \text{ mm}$
Lunghezza di appoggio	$a = 250 \text{ mm}$
Base trave	$b = 160 \text{ mm}$
Altezza trave	$h = 240 \text{ mm}$
Distanza tra le travi	$i = 800 \text{ mm}$
Lunghezza parte degradata, dal filo muro	$d_i = 100 \text{ mm}$

Legname di categoria C16 secondo EN 338

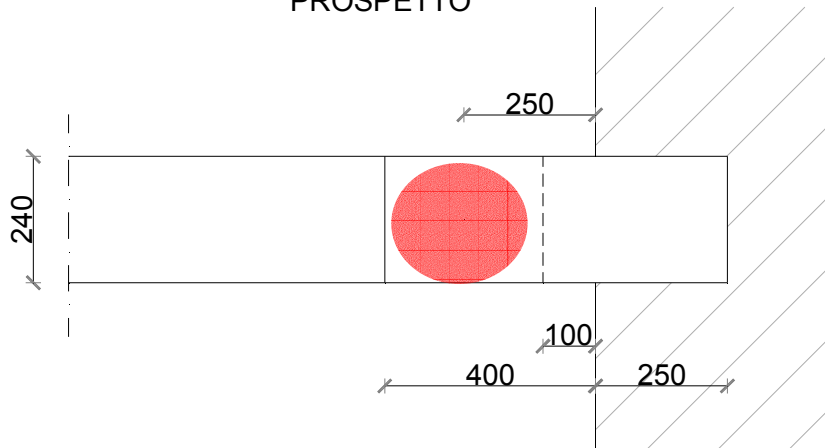
Resistenza a taglio	$f_{v,k} = 3.2 \text{ MPa}$
Densità	$\rho_k = 310 \text{ kg/m}^3$
Coefficiente parziale di sicurezza sul materiale, secondo EC5	$\gamma_{m,t} = 1,5$
Fattore modificativo (classe di servizio 1), sec. EC5	$k_{mod} = 0,8$

Protesi di legno lamellare in opera

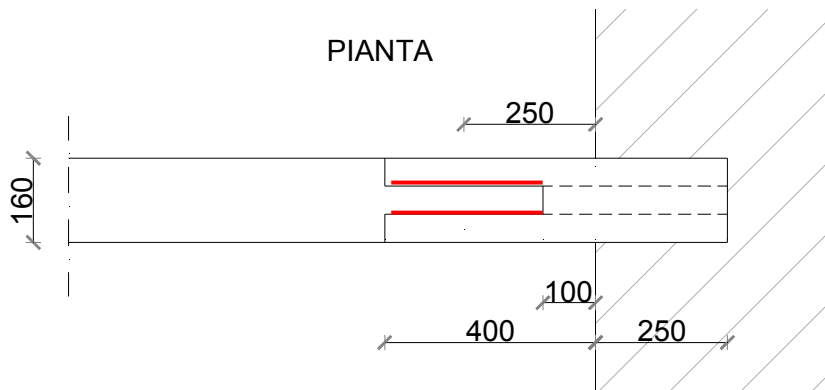
Geometria

Larghezza delle tavole	$b_p = 53,3 \text{ mm}$
Lunghezza di appoggio	$a = 250 \text{ mm}$
Distanza tra il bordo della tavola più lunga ed il filo muro	$a_1 = 400 \text{ mm}$
Distanza tra il bordo della tavola più corta ed il filo muro	$a_2 = 100 \text{ mm}$

PROSPETTO



PIANTA



La verifica consiste nel limitare le tensioni tangenziali indotte dal taglio e momento flettente sulle due superfici di incollaggio.

Date le ridotte dimensioni della trave si inseriscono solo 3 tavole.

Protesi di legno lamellare in opera

CALCOLO DELLE AZIONI INTERNE

Carico uniformemente distribuito allo stato limite ultimo

$$q_d = (\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k) \times i = (1,30 \times 1,50 + 1,5 \times 2,00) \times 0,80 = 3,96 \text{ kN/m}$$

Taglio massimo

$$T = \frac{q_d l}{2} = \frac{3,96 \times 4,00}{2} = 7,92 \text{ kN}$$

Coordinata della sezione di verifica

$$X = \frac{a_1 + a_2}{2} = 250 \text{ mm}$$

Sforzo di taglio e momento flettente nella sezione resistente

$$V_{\text{cal}} = T - q_d X = 7,92 - 3,96 \times 0,25 = 6,93 \text{ kN}$$

$$M_{\text{cal}} = T \left(X + \frac{a}{3} \right) - \frac{q_d X^2}{2} = 7,92 \times \left(0,25 + \frac{0,25}{3} \right) - \frac{3,96 \times 0,25^2}{2} = 2,52 \text{ kNm}$$

Protesi di legno lamellare in opera

Effetto del taglio e del momento flettente

- **Sforzo di massimo taglio dovuto al momento flettente**

$$\tau (M) = \frac{2M_{cal}}{n (\pi R^3)} = \frac{2 \times 2,52 \times 10^6}{2(\pi(120)^3)} = 0,46 \text{ MPa}$$

dove “n” è il numero dei piani di taglio.

R = raggio del cerchio massimo inscrivibile nell'unione

- **Tensione massima di taglio dovuta alle forze di taglio**

$$\tau (V) = \frac{1,5 \cdot V_{cal}}{n (Bh)} = \frac{1,5 \cdot 6,93 \times 10^3}{2 (300 \times 240)} = 0,07 \text{ MPa}$$

dove “n” è il numero dei piani di taglio.

Protesi di legno lamellare in opera

Tensione massima di taglio

$$\tau_{sd} = \tau (M) + \tau (V) = 0,46 + 0,07 = 0,53 \text{ MPa}$$

Resistenza a taglio dell'unione

Resistenza a taglio caratteristica dell'unione

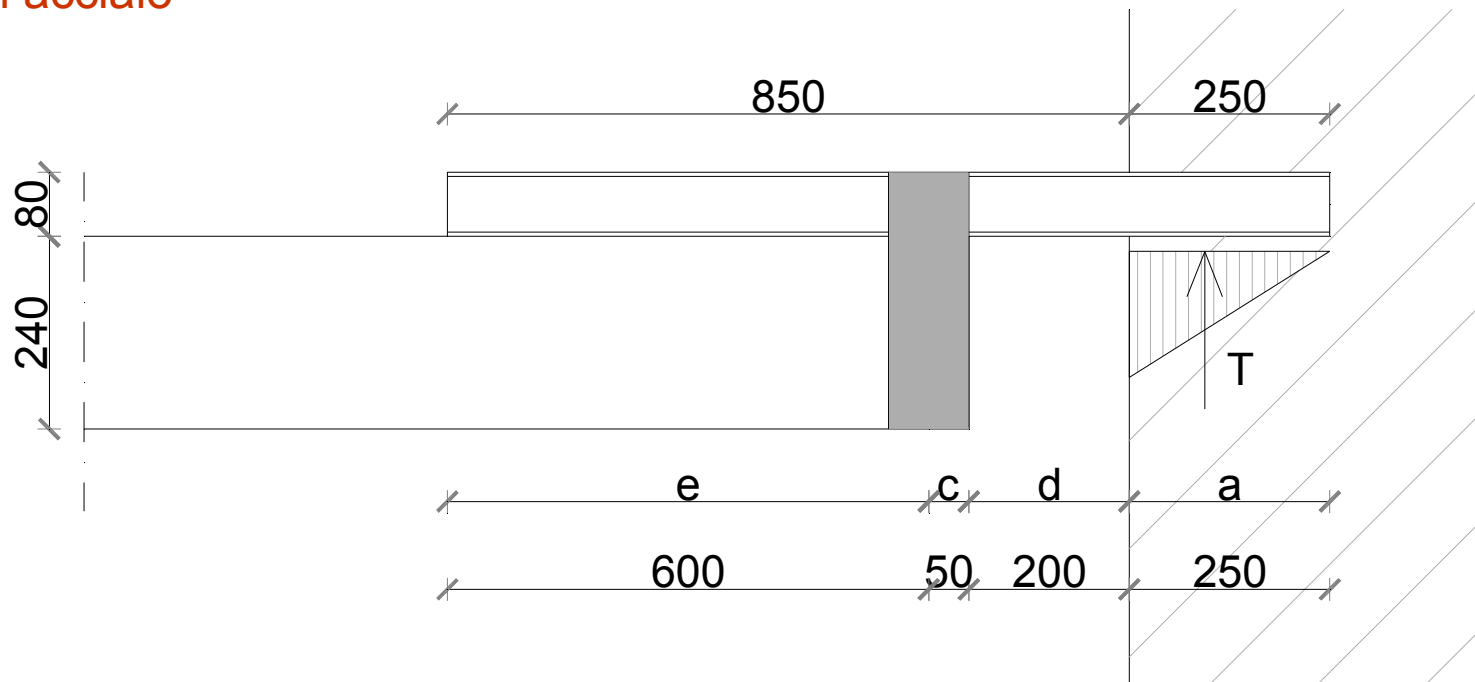
$$f_{vk} = \min [f_{vk,glue}; f_{vk,wood}] = \min [10, 3.2] = 3.2 \text{ MPa}$$

Resistenza a taglio di progetto dell'unione

$$f_{vd} = \frac{k_{mod} f_{vk}}{\gamma_{m,t}} = \frac{0,8 \times 3.2}{1,5} = 1,70 \text{ MPa}$$

$$\tau_{sd} = 0,53 \text{ MPa} < f_{vd} = 1,70 \text{ MPa} \quad (\text{Verificata})$$

Protesi di acciaio



La testata degradata viene sostituita con profilati in acciaio (tipo HE o IPE) collegati con fasce in acciaio alla parte sana rimanente. La messa in opera dell'intervento consiste delle seguenti fasi:

- 1 - puntellare la trave e aprire una breccia nella muratura;
- 2 - tagliare la trave e rimuovere la parte degradata;
- 3 - inserire i profilati in acciaio nella breccia e sull'estradosso della trave;
- 4 - ricostruire la muratura avendo cura di creare un'adeguata superficie di appoggio per il profilato;
- 5 - applicare una banda in acciaio per collegare la trave con i profilati, fissandola adeguatamente su entrambi i materiali;
- 6 - togliere i puntelli e portare alla finitura desiderata le superfici della trave.

Protesi di acciaio



VANTAGGI

- Calcoli facili
- Possibilità di aumentare i carichi di esercizio
- Buona reversibilità

SVANTAGGI

- Molto visibile
- Aumento di peso
- Necessità di consolidare comunque i punti di ancoraggio
- Cambia lo schema statico

Protesi di acciaio

Materiali e geometria della protesi

Geometria

Lunghezza del profilato inserito nella muratura	$a = 250 \text{ mm}$
Distanza tra la fascia in acciaio e la testate della trave	$c = 50 \text{ mm}$
Distanza tra la testate della trave ed il filo muro	$d = 200 \text{ mm}$
Distanza tra la fascia in acciaio e il filo interno dei profilati	$e = 600 \text{ mm}$

Profilati in acciaio IPE 80 Acciaio S235

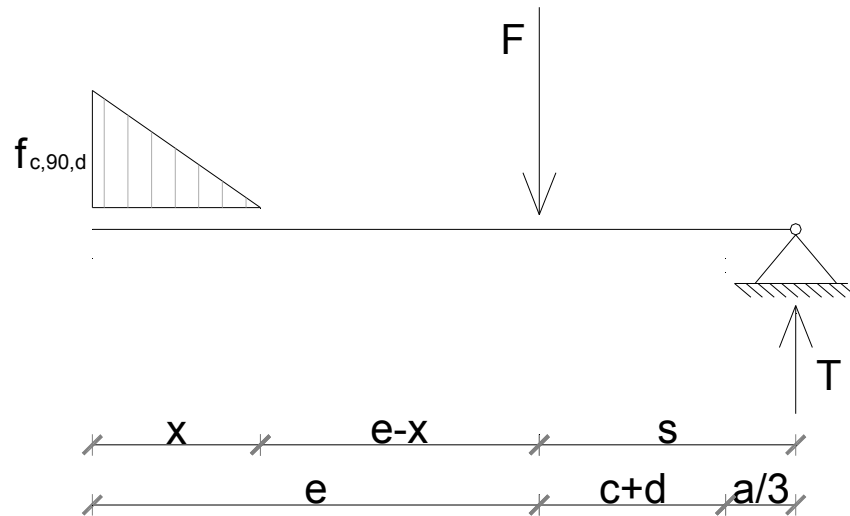
Larghezza	$b = 46 \text{ mm}$
Altezza	$h = 80 \text{ mm}$
Snervamento	$f_{\gamma} = 235 \text{ MPa}$
Coefficiente parziale di sicurezza sul materiale	$\gamma_{m,s} = 1,05$

Fascia S235

Larghezza	$b_{band} = 100 \text{ mm}$
spessore	$t = 4 \text{ mm}$
Snervamento	$f_{yk} = 235 \text{ MPa}$
Coefficiente parziale di sicurezza sul materiale	$\gamma_{m,s} = 1,05$

Protesi di acciaio

La fascia di acciaio dovrà essere sufficientemente larga in modo da non far superare la limitata resistenza a compressione del legno.



Il tratto dove il profilato trasmette le tensioni di compressione alla trave può essere considerato a distribuzione triangolare.

Gli sforzi possono essere calcolati impostando le equazioni di equilibrio;

Carico uniformemente distribuito allo stato limite ultimo

$$q_d = (\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k) \times i = (1,30 \times 1,50 + 1,5 \times 2,00) \times 0,80 = 3,96 \text{ kN/m}$$

Taglio massimo

$$T = \frac{q_d l}{2} = \frac{3,96 \times 4,00}{2} = 7,92 \text{ kN}$$

Protesi di acciaio

Geometria	
Luce di calcolo	$l = 4000 \text{ mm}$
Lunghezza di appoggio	$a = 250 \text{ mm}$
Base trave	$b = 160 \text{ mm}$
Altezza trave	$h = 240 \text{ mm}$
Distanza tra le travi	$i = 800 \text{ mm}$
Lunghezza parte degradata, dal filo muro	$d_i = 100 \text{ mm}$

Resistenza alla compressione del legno

$$f_{c,90,d} = \frac{k_{\text{mod}} f_{c,90,k}}{\gamma_m} = \frac{0,8 \times 2,2}{1,5} = 1,17 \text{ Mpa}$$

Lunghezza di appoggio "x", equazioni di equilibrio per i profilati:

$$(1) \quad F = \frac{1}{2}(2b) f_{c,90,d} \cdot x + T$$

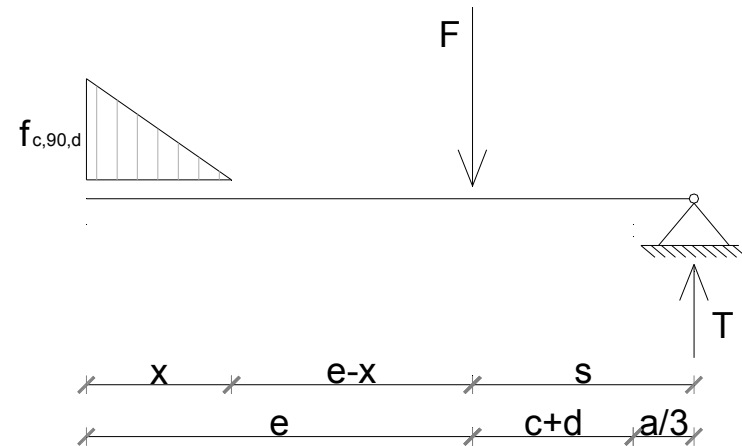
$$(2) \quad T \cdot s = \frac{1}{2}(2b) f_{c,90,d} \cdot x \left(e - \frac{x}{3} \right)$$

Da (2) otteniamo la lunghezza di appoggio:

$$x = 85,8 \text{ mm}$$

Da (1) otteniamo la forza trasmessa dalla fascia alla trave di legno (taglio nel legno):

$$F = 12,54 \text{ kN}$$



F è il taglio sulla trave nel tratto $e-x$; sarà sicuramente molto maggiore di T

Protesi di acciaio

Verifica della resistenza alla compressione del legno a contatto con la fascia

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F}{B b_{band}} = \frac{12,54 \times 10^3}{160 \times 100} = 0,78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,90,d} = 0,78 \text{ MPa} < f_{c,90,d} = 1,17 \text{ MPa} \text{ (Verificata)}$$

—————→ A favore di sicurezza perché non considero $k_{c,90}$ e A_{ef}

Tensione di taglio nella trave di legno

$$\tau_{sd} = 1,5 \frac{F}{BH} = 1,5 \frac{12,54 \times 10^3}{160 \times 240} = 0,49 \text{ MPa}$$

$$\tau_{sd} = 0,49 \text{ MPa} < f_{v,d} = \frac{k_{mod} f_{v,k}}{\gamma_m} = \frac{0,8 \times 3,2}{1,5} = 1,71 \text{ MPa} \text{ (Verificata)}$$

Le tensioni negli elementi in acciaio sono largamente inferiori ai limiti.



ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI PISTOIA

GRAZIE PER L'ATTENZIONE



Pistoia 05-11-2010

Ing. Leonardo Negro



***LegnoPiù s.r.l. - Via Borgo Valsugana, 11 - 59100 Prato
leonardo.negro@strutturedilegno.it - www.strutturedilegno.it***