

Nei giunti con bulloni ad alta resistenza “precaricati” la resistenza ad attrito dipende dalle modalità di preparazione delle superfici a contatto, dalle modalità di esecuzione e dal gioco foro-bullone.

In via semplificativa la resistenza di progetto allo scorrimento di un bullone ad attrito si calcolerà assumendo una forza di precarico pari al 70% della resistenza ultima a trazione del bullone e adottando un coefficiente di attrito pari a

- 0,45 quando le giunzioni siano sabbiate al metallo bianco,
- 0,30 in tutti gli altri casi,

con tolleranze foro-bullone che rispettino le limitazioni di cui al successivo par. 4.2.8.4.

4.2.7.2.3 Collegamenti con Bulloni e Chiodi a Trazione

Nei bulloni precaricati, per effetto della trazione applicata, si ha una riduzione delle pressioni di contatto tra gli elementi collegati e di questo bisogna tenere conto nella determinazione della forza tagliente trasmissibile per attrito.

Per il calcolo della resistenza a trazione dei bulloni e dei chiodi, qualora si faccia riferimento ai modelli di calcolo di EN 1993-1-8, si adottano i fattori parziali γ_M indicati in tabella 4.2 – IX.

Nel caso di presenza contemporanea di taglio e trazione, la resistenza ultima dei bulloni e dei chiodi si verifica adottando formule di interazione lineare o non lineare reperibili in normative di dimostrata validità.

4.2.7.2.4 Collegamenti con Perni

Nella concezione delle connessioni con perni si deve aver cura di contenere le azioni flettenti. Qualora si preveda la sostituzione del perno durante la vita della costruzione, bisogna limitare le sollecitazioni di flessione e taglio sul perno e di compressione sul contorno dei fori.

Per il calcolo della resistenza dei perni, qualora si faccia riferimento ai modelli di calcolo di EN 1993-1-8, si adottano i fattori parziali γ_M indicati in tabella 4.2 – IX.

4.2.7.2.5 Regole applicative – collegamenti con bulloni

Bulloni non precaricati soggetti a taglio e/o a trazione

La resistenza di calcolo a taglio dei bulloni $F_{v,Rd}$, per ogni sezione di rescissione, può essere assunta pari a:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} \text{ per bulloni di classe 4.6, 5.6 e 8.8,}$$

$F_{v,Rd} = 0,5 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}$ per bulloni di classe 4.8, 5.8, 6.8 e 10.9,
nei casi in cui il piano di rescissione interessa la parte filettata della vite;

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A / \gamma_{M2}$$

nei casi in cui il piano di rescissione interessa il gambo non filettato della vite.

La resistenza di calcolo a trazione dei bulloni $F_{t,Rd}$ può essere assunta pari a:

$$F_{t,Rd} = 0,9 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} .$$

Nelle formule sopra riportate:

f_{tb} è la resistenza a rottura del materiale del bullone;

A è l'area nominale del gambo del bullone;

A_{res} è l'area resistente della vite.

La resistenza di calcolo a rifollamento dei bulloni $F_{b,Rd}$ può essere assunta pari a:

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_t d t / \gamma_{M2} ,$$

dove:

d è il diametro nominale del gambo del bullone,

d_0 è il diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone,

t è lo spessore della piastra collegata,

f_t è la resistenza a rottura del materiale della piastra collegata,

α è $\min (e_1 / 3 d_0 , f_{tb} / f_t , 1)$ per i bulloni di bordo nella direzione del carico applicato,

α è $\min (p_1 / 3 d_0 - 0,25 , f_{tb} / f_t , 1)$ per i bulloni interni nella direzione del carico applicato,

k è $\min (2,8 e_2 / d_0 - 2,7 , 2,5)$ per i bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato,

k è $\min (1,4 p_2 / d_0 - 2,7 , 2,5)$ per i bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico applicato,

e_1 , e_2 , p_1 e p_2 sono indicati in fig. 4.2.3..

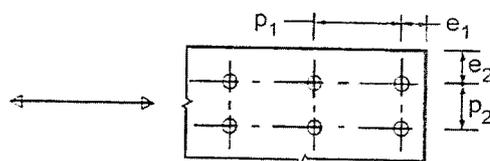


Figura 4.2.3.

Nel caso di presenza combinata di trazione e taglio si può adottare la seguente formula di interazione lineare:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1.$$

Bulloni ad alta resistenza precaricati per collegamenti ad attrito

La resistenza di calcolo allo scorrimento $F_{s,Rd}$ di un bullone di classe 8.8 o 10.9 precaricato può essere assunta pari a:

$$F_{s,Rd} = n \mu F_{p,C} / \gamma_{M3}$$

dove

n è il numero delle superfici di attrito,

μ è il coefficiente di attrito di cui al punto 4.2.7.2.2.

$F_{p,C}$ è la forza di precarico del bullone che, in caso di serraggio controllato, può essere assunta pari a

$$F_{p,C} = 0,7 f_{tb} A_{res}$$

Nel caso un collegamento ad attrito con bulloni ad alta resistenza precaricati sia soggetto a trazione $F_{t,Ed}$ (allo stato limite ultimo) la resistenza di calcolo allo scorrimento $F_{s,Rd}$ si riduce rispetto al valore sopra indicato e può essere assunta pari a:

$$F_{s,Rd} = n \mu (F_{p,C} - 0,8 F_{t,Ed}) / \gamma_{M3} ;$$

nel caso di verifica allo scorrimento nello stato limite di esercizio, in modo analogo si può assumere:

$$F_{s,Rd,eser} = n \mu (F_{p,C} - 0,8 F_{t,Ed,eser}) / \gamma_{M3} .$$

4.2.7.3 Collegamenti saldati soggetti a carichi statici

4.2.7.3.1 Generalità

Si considerano collegamenti saldati a piena penetrazione, collegamenti saldati a parziale penetrazione, collegamenti saldati con cordoni d'angolo.

Per i requisiti dei procedimenti di saldatura, dei materiali d'apporto e dei controlli si faccia riferimento al successivo paragrafo 11.2.4.5.

4.2.7.3.2 Collegamenti Saldati a piena penetrazione

I collegamenti testa a testa, a T e a croce a piena penetrazione verranno generalmente realizzati con materiali d'apporto aventi resistenza uguale o maggiore a quella degli elementi collegati. Pertanto la resistenza di calcolo dei collegamenti a piena penetrazione si assume eguale alla resistenza di progetto del più debole degli elementi connessi.

4.2.7.3.3 Collegamenti Saldati a parziale penetrazione

I collegamenti testa a testa, a T e a croce a parziale penetrazione vengono verificati con gli stessi criteri dei cordoni d'angolo (di cui al successivo punto 4.2.7.3.4.).

L'altezza di gola dei cordoni d'angolo da utilizzare nelle verifiche è quella teorica, corrispondente alla preparazione adottata e specificata nei disegni di progetto, senza tenere conto della penetrazione e del sovrametallo di saldatura.

4.2.7.3.4 Collegamenti Saldati con cordoni d'angolo

La resistenza di progetto, per unità di lunghezza, dei cordoni d'angolo si determina con riferimento all'altezza di gola "a", cioè all'altezza "a" del triangolo iscritto nella sezione trasversale del cordone stesso (fig. 4.2.4.).

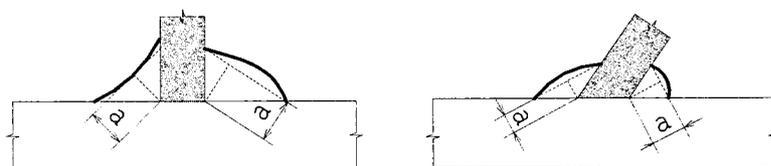


Figura 4.2.4. – Cordoni d'angolo – Determinazione dell'altezza di gola

La lunghezza di calcolo L sarà quella intera del cordone, purchè questo non abbia estremità palesemente mancanti o difettose.

Eventuali tensioni longitudinali di trazione o di compressione presenti nella sezione trasversale del cordone, inteso come parte della sezione resistente della membratura, non devono essere prese in considerazione ai fini della verifica del cordone stesso.

Per il calcolo della resistenza delle saldature con cordoni d'angolo, qualora si faccia riferimento ai modelli di calcolo di EN 1993-1-8, si adottano i fattori parziali γ_M indicati in tab. 4.2 – IX.

In alternativa si possono utilizzare modelli contenuti in normative di dimostrata validità, adottando fattori parziali γ_M che garantiscano i livelli di sicurezza stabiliti nelle presenti norme.

Ai fini della durabilità delle costruzioni, le saldature correnti a cordoni intermittenti non sono ammesse in strutture non sicuramente protette contro la corrosione.

4.2.7.3.5 Regole applicative – saldature con cordoni d'angolo

Allo stato limite ultimo le azioni di calcolo sui cordoni d'angolo si distribuiscono uniformemente sulla sezione di gola (definita al par. 4.7.2.3.4.) e si indicano con:

σ_{\perp} la tensione normale perpendicolare al piano della sezione di gola,

$\sigma_{||}$ la tensione normale parallela all'asse del cordone d'angolo,

τ_{\perp} la tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone d'angolo,

$\tau_{||}$ la tensione tangenziale parallela all'asse del cordone d'angolo.

$\sigma_{||}$ non influenza la resistenza del cordone.

Si può assumere la seguente condizione di resistenza dei cordoni d'angolo:

$$[\sigma_{\perp}^2 + 3 (\tau_{\perp}^2 + \tau_{||}^2)]^{0,5} \leq f_t / (\beta \gamma_{M2}),$$

dove

f_t è la resistenza a rottura del più debole degli elementi collegati,

$\beta = 0,80$ per acciaio S235,

$\beta = 0,85$ per acciaio S275,

$\beta = 0,90$ per acciaio S355,

$\beta = 1,00$ per acciaio S420.

In alternativa, ed a favore di sicurezza, si può adottare il seguente criterio semplificato:

$$\frac{F_{w,Ed}}{F_{w,Rd}} \leq 1.$$

dove

$F_{w,Ed}$ è la forza di calcolo che sollecita il cordone d'angolo per unità di lunghezza,

$F_{w,Rd}$ è la resistenza di calcolo del cordone d'angolo per unità di lunghezza

$$F_{w,Rd} = a f_t / (\sqrt{3} \beta \gamma_{M2})$$

avendo indicato con a l'altezza di gola (definita al par. 4.7.2.3.4.).

4.2.7.4 Collegamenti soggetti a fatica

La resistenza a fatica relativa ai vari dettagli dei collegamenti bullonati e saldati, con le relative curve S-N, può essere reperita in EN 1993-1-9.

In tal caso si adottano i coefficienti parziali indicati in tab. 4.2-VI.

In alternativa si possono utilizzare modelli contenuti in normative di dimostrata validità, adottando fattori parziali γ_M che garantiscano i livelli di sicurezza stabiliti nelle presenti norme.

4.2.7.5 Collegamenti soggetti a vibrazioni, urti e/o inversioni di carico

Nei collegamenti soggetti a taglio e così sollecitati devono adottarsi giunzioni saldate, bulloni con dispositivi anti-svitamento, bulloni precaricati, bulloni in fori calibrati o altri tipi di bulloni che prevengano efficacemente lo scorrimento.

4.2.8 REQUISITI PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE

4.2.8.1 Spessori Limite

È vietato l'uso di profilati con spessore $t < 4$ mm .

Una deroga a tale norma, fino ad uno spessore $t=3$ mm, è consentita per opere sicuramente protette contro la corrosione, quali per esempio tubi chiusi alle estremità e profili zincati, od opere non esposte agli agenti atmosferici.

Le limitazioni di cui sopra non riguardano elementi e profili sagomati a freddo.

4.2.8.2 Acciaio incrudito

È proibito l'impiego di acciaio incrudito in ogni caso in cui si preveda la plasticizzazione del materiale (analisi plastica, azioni sismiche o accidentali, ecc.) o prevalgano i fenomeni di fatica.

4.2.8.3 Giunti di tipo misto

In uno stesso giunto è vietato l'impiego di differenti metodi di collegamento di forza (ad esempio saldatura e bullonatura), a meno che uno solo di essi sia in grado di sopportare l'intero sforzo ovvero sia dimostrato, per via sperimentale o teorica, che la disposizione costruttiva è esente dal pericolo di collasso prematuro a catena.

4.2.8.4 Problematiche specifiche

Si deve far riferimento a normative di comprovata validità, coerenti con i modelli di verifica assunti per il calcolo, per i problemi relativi a:

- Preparazione del materiale,
- Tolleranze degli elementi strutturali di fabbricazione e di montaggio,
- Impiego dei ferri piatti,
- Variazioni di sezione,
- Intersezioni,
- Collegamenti a taglio con bulloni normali e chiodi,
- Tolleranze foro – bullone. Interassi dei bulloni e dei chiodi. Distanze dai margini,
- Collegamenti ad attrito con bulloni ad alta resistenza,
- Collegamenti saldati,

- Collegamenti per contatto.

4.2.8.5 Apparecchi di appoggio

La concezione strutturale deve prevedere facilità di sostituzione degli apparecchi di appoggio, nel caso in cui questi abbiano vita più breve di quella della costruzione alla quale sono connessi.

4.2.8.6 Verniciatura e zincatura

Gli elementi delle strutture in acciaio, a meno che siano di comprovata resistenza alla corrosione, devono essere adeguatamente protetti mediante verniciatura o zincatura, tenendo conto del tipo di acciaio, della sua posizione nella struttura e dell'ambiente nel quale è collocato. Devono essere particolarmente protetti i collegamenti bullonati (precaricati e non precaricati), in modo da impedire qualsiasi infiltrazione all'interno del collegamento.

Anche per gli acciai con resistenza alla corrosione migliorata (EN 10025-5) devono prevedersi, ove necessario, protezioni mediante verniciatura.

Nel caso di parti inaccessibili o profili a sezione chiusa non ermeticamente chiusi alle estremità, dovranno prevedersi adeguati sovrappessori.

Gli elementi destinati ad essere incorporati in getti di calcestruzzo non devono essere verniciati: possono essere invece zincati a caldo.

4.2.9 CRITERI DI DURABILITÀ

La durabilità deve assicurare il mantenimento nel tempo della geometria e delle caratteristiche dei materiali della struttura, affinché questa conservi inalterate funzionalità, aspetto estetico e resistenza.

Al fine di garantire tale persistenza in fase di progetto devono essere presi in esame i dettagli costruttivi, la eventuale necessità di adottare sovrappessori, le misure protettive e definito un piano di manutenzione (ispezioni, operazioni manutentive e programma di attuazione delle stesse).

4.3 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 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 Capitolo 11.

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

4.3.1 LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza deve essere condotta secondo i principi fondamentali illustrati nel Capitolo 2.

La valutazione della sicurezza deve essere svolta secondo il metodo degli stati limite.

I requisiti richiesti di resistenza, funzionalità e robustezza si garantiscono verificando gli stati limite ultimi e gli stati limite di esercizio della struttura, dei singoli componenti strutturali e dei collegamenti.

4.3.2 ANALISI STRUTTURALE

Nell'analisi globale della struttura, in quella dei sistemi di controvento e nel calcolo delle membrature si deve tener conto delle imperfezioni geometriche e strutturali.

A tal fine possono adottarsi adeguate imperfezioni geometriche equivalenti, il valore delle quali può essere reperito in normative di comprovata validità.

L'analisi della struttura si può effettuare assumendo un comportamento elastico lineare dei materiali e dei collegamenti considerando i valori pertinenti (medi o caratteristici) del modulo elastico dei materiali e della rigidezza delle unioni in funzione dello stato limite e del tipo di verifica considerati.

I calcoli devono essere svolti usando appropriate schematizzazioni e, se necessario, supportati da prove. Lo schema adottato deve essere sufficientemente accurato per simulare con ragionevole precisione il comportamento strutturale della costruzione, anche in relazione alle modalità costruttive previste.

Per quelle tipologie strutturali in grado di ridistribuire le azioni interne, anche grazie alla presenza di giunti di adeguata duttilità, si può far uso di metodi di analisi non lineari.

In presenza di giunti meccanici si deve, di regola, considerare l'influenza della deformabilità degli stessi.

Per tutte le strutture, in particolare per quelle composte da parti con diverso comportamento reologico, le verifiche, per gli stati limite ultimi e di esercizio, devono essere effettuate con riferimento, oltre che alle condizioni iniziali, anche alle condizioni finali (a tempo infinito).

4.3.3 LE AZIONI E LE LORO COMBINAZIONI

Le azioni caratteristiche devono essere definite in accordo con quanto indicato nei Capitoli 3 e 5 delle presenti norme.

Per costruzioni civili o industriali di tipo corrente e per le quali non esistano regolamentazioni specifiche, le azioni di calcolo si devono determinare secondo quanto indicato nel Capitolo 2.

La presenza di stati di precompressione deve essere considerata con cautela e, se possibile, evitata a causa dei fenomeni viscosi del materiale molto pronunciati per tali stati di sollecitazione, sia nel caso di compressione parallela alla fibratura sia, soprattutto, per quello di compressione ortogonale alla fibratura.

4.3.4 CLASSI DI DURATA DEL CARICO

Le azioni di calcolo devono essere assegnate ad una delle classi di durata del carico elencate nella Tabella 4.3.I

Tabella 4.3.I - *Classi di durata del carico*

Classe di durata del carico	Durata del carico
Permanente	più di 10 anni
Lunga durata	6 mesi -10 anni
Media durata	1 settimana – 6 mesi
Breve durata	meno di 1 settimana
Istantaneo	--

Le classi di durata del carico si riferiscono a un carico costante attivo per un certo periodo di tempo nella vita della struttura. Per un'azione variabile la classe appropriata deve essere determinata in funzione dell'interazione fra la variazione temporale tipica del carico nel tempo e le proprietà reologiche dei materiali.

Ai fini del calcolo in genere si può assumere quanto segue:

- il peso proprio e i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della struttura appartengono alla classe di durata permanente;
- i carichi permanenti suscettibili di cambiamenti durante il normale esercizio della struttura e i sovraccarichi variabili relativi a magazzini e depositi appartengono alla classe di lunga durata;
- il sovraccarico da neve riferito al suolo q_{sk} , calcolato in uno specifico sito ad una certa altitudine, è da considerare di breve durata;
- l'azione del vento e le azioni eccezionali in genere appartengono alla classe di durata istantanea.

4.3.5 CLASSI DI SERVIZIO

Le strutture (o parti di esse) devono essere assegnate ad una delle 3 classi di servizio elencate nella Tabella 4.3.II.

Tabella 4.3.II -Classi di servizio

Classe di servizio 1	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65% se non per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 2	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 3	È caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

4.3.6 RESISTENZA DI CALCOLO

La durata del carico e l'umidità del legno influiscono sulle proprietà resistenti del legno.

I valori di calcolo per le proprietà del materiale a partire dai valori caratteristici si assegnano quindi con riferimento combinato alle classi di servizio e alle classi di durata del carico.

Il valore di calcolo X_d di una proprietà del materiale (o della resistenza di un collegamento) viene calcolato mediante la relazione:

$$X_d = \frac{k_{mod} X_k}{\gamma_M}$$

dove:

X_k valore caratteristico della proprietà del materiale, come specificato al paragrafo 11.6 o della resistenza del collegamento. Il valore caratteristico X_k può anche essere determinato mediante prove sperimentali sulla base di prove svolte in condizioni definite dalle norme EN pertinenti;

γ_M coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale, i cui valori sono riportati nella Tabella 4.3.III;

k_{mod} coefficiente di correzione che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura. I valori di k_{mod} sono forniti nella Tabella 4.3.IV. Se una combinazione di carico comprende azioni appartenenti a differenti classi di durata del carico si dovrà scegliere un valore di k_{mod} che corrisponde all'azione di minor durata.

Tabella 4.3.III -Coefficienti parziali γ_M per le proprietà dei materiali

Stati limite ultimi	γ_M
- combinazioni fondamentali	
legno massiccio	1,30
legno lamellare incollato	1,25
pannelli di particelle o di fibre	1,30
microlamellare, compensato, pannelli di scaglie orientate	1,20
unioni	1,30
- combinazioni eccezionali	1,00
Per materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei documenti indicati nel Capitolo 11	

4.3.7 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Le deformazioni di una struttura, dovute agli effetti delle azioni applicate, degli stati di coazione, delle variazioni di umidità e degli scorrimenti nelle unioni, devono essere contenute entro limiti accettabili, sia in relazione ai danni che possono essere indotti ai materiali di rivestimento, ai

pavimenti, alle tramezzature e, più in generale, alle finiture, sia in relazione ai requisiti estetici ed alla funzionalità dell'opera.

In generale nella valutazione delle deformazioni delle strutture si deve tener conto della deformabilità dei collegamenti.

Considerando il particolare comportamento reologico del legno e dei materiali derivati dal legno, si devono valutare sia la deformazione istantanea sia la deformazione a lungo termine.

La deformazione istantanea si calcola usando i valori medi dei moduli elastici per le membrature e il valore istantaneo del modulo di scorrimento dei collegamenti.

Tabella 4.3.IV - Valori di k_{mod} per legno e prodotti strutturali a base di legno

Materiale	Riferimento		Classe di servizio	Classe di durata del carico				
				Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
Legno massiccio Legno lamellare incollato Microlamellare (LVL)	EN 14081-1 EN 14080 EN 14374, EN 14279		1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
			2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
			3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Compensato	EN 636	Parti 1, 2, 3	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		Parti 2, 3	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		Parte 3	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Pannello di scaglie orientate (OSB)	EN 300	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		OSB/3 - OSB/4	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
			2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di particelle (truciolare)	EN 312	Parti 4, 5	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		Parte 5	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
		Parti 6, 7	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
		Parte 7	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di fibre, alta densità	EN 622-2	HB.LA, HB.HLA 1 o 2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		HB.HLA 1 o 2	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
Pannello di fibre, media densità (MDF)	EN 622-3	MBH.LA1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
		MBH.HLS1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
			2	-	-	-	0,45	0,80
	EN 622-5	MDF.LA, MDF.HLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
		MDF.HLS	2	-	-	-	0,45	0,80

Per materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei documenti indicati nel Capitolo 11

La deformazione a lungo termine può essere calcolata utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore $1/(1+k_{def})$ per le membrature e utilizzando un valore ridotto nello stesso modo del modulo di scorrimento dei collegamenti.

Il coefficiente k_{def} tiene conto dell'aumento di deformabilità con il tempo causato dall'effetto combinato della viscosità e dell'umidità del materiale. I valori di k_{def} sono riportati nella Tabella 4.3.V.

Tabella 4.3.V - Valori di k_{def} per legno e prodotti strutturali a base di legno

Materiale	Riferimento	Classe di servizio			
		1	2	3	
Legno massiccio	EN 14081-1	0,60	0,80	2,00	
Legno lamellare incollato	EN 14080	0,60	0,80	2,00	
Microlamellare (LVL)	EN 14374, EN 14279	0,60	0,80	2,00	
Compensato	EN 636	Parte 1	0,80	-	-
		Parte 2	0,80	1,00	-
		Parte 3	0,80	1,00	2,50
Pannelli di scaglie orientate (OSB)	EN 300	OSB/2	2,25	-	-
		OSB/3 OSB/4	1,50	2,25	-
Pannello di particelle (truciolare)	EN 312	Parte 4	2,25	-	-
		Parte 5	2,25	3,00	-
		Parte 6	1,50	-	-
		Parte 7	1,50	2,25	-
Pannelli di fibre, alta densità	EN 622-2	HB.LA	2,25	-	-
		HB.HLA1, HB.HLA2	2,25	3,00	-
Pannelli di fibre, media densità (MDF)	EN 622-3	MBH.LA1, MBH.LA2	3,00	-	-
		MBH.HLS1, MBH.HLS2	3,00	4,00	-
	EN 622-5	MDF.LA	2,25	-	-
		MDF.HLS	2,25	3,00	-

Per legno massiccio posto in opera con umidità prossima al punto di saturazione, e che possa essere soggetto a essiccazione sotto carico, il valore di k_{def} dovrà, in assenza di idonei provvedimenti, essere aumentato a seguito di opportune valutazioni, sommando ai termini della tabella un valore comunque non inferiore a 2,0.

Per materiali non compresi nella Tabelle 4.3.V, si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei documenti indicati nel Capitolo 11.

4.3.8 STATI LIMITE ULTIMI

4.3.8.1 Verifiche di resistenza

Le tensioni interne si possono calcolare nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e di una relazione lineare tra tensioni e deformazioni fino alla rottura.

Le resistenze di calcolo dei materiali X_d sono quelle definite al punto 4.3.4.

Le prescrizioni del presente paragrafo si riferiscono alla verifica di resistenza di elementi strutturali in legno massiccio o di prodotti derivati dal legno aventi direzione della fibratura coincidente sostanzialmente con il proprio asse longitudinale e sezione trasversale costante, soggetti a sforzi agenti prevalentemente lungo uno o più assi principali dell'elemento stesso (Figura 4.3.1).

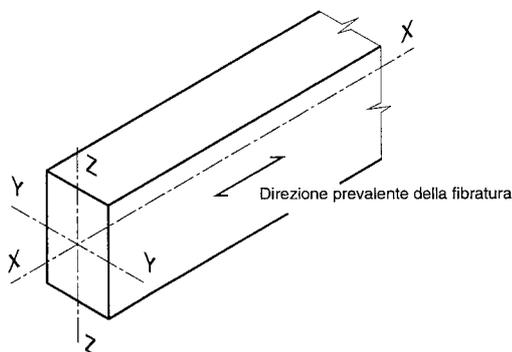


Figura 4.3.1 - Assi dell'elemento

A causa dell'anisotropia del materiale, le verifiche degli stati tensionali di trazione e compressione si devono eseguire tenendo conto dell'angolo tra direzione della fibratura e direzione della tensione.

4.3.8.1.1 Trazione parallela alla fibratura

Deve essere soddisfatta la seguente condizione:

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

dove: $\sigma_{t,0,d}$ è la tensione di calcolo a trazione calcolata sulla sezione netta;
 $f_{t,0,d}$ è la resistenza di calcolo a trazione, determinata tenendo conto anche delle dimensioni della sezione trasversale mediante il coefficiente k_h , come definito al punto 11.6.1.1.

Nelle giunzioni di estremità si dovrà tener conto dell'eventuale azione flettente indotta dall'eccentricità dell'azione di trazione attraverso il giunto: tali azioni secondarie potranno essere computate, in via approssimata, attraverso una opportuna riduzione della resistenza di calcolo a trazione.

4.3.8.1.2 Trazione perpendicolare alla fibratura

Nella verifica degli elementi si dovrà opportunamente tener conto del volume effettivamente sollecitato a trazione. Per tale verifica si dovrà far riferimento a normative di comprovata validità.

Particolare attenzione dovrà essere posta nella verifica degli elementi soggetti a forze trasversali applicate in prossimità del bordo

4.3.8.1.3 Compressione parallela alla fibratura

Deve essere soddisfatta la seguente condizione:

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

dove: $\sigma_{c,0,d}$ è la tensione di calcolo a compressione;
 $f_{c,0,d}$ è la resistenza di calcolo a compressione.

Deve essere inoltre effettuata la verifica di instabilità per gli elementi compressi, come definita al punto 4.3.6.2.2

4.3.8.1.4 Compressione perpendicolare alla fibratura

Deve essere soddisfatta la seguente condizione:

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

dove: $\sigma_{c,90,d}$ è la tensione di calcolo a compressione ortogonale alla fibratura;
 $f_{c,90,d}$ è la corrispondente resistenza di calcolo.

Nella valutazione di $\sigma_{c,90,d}$ è possibile tenere conto della ripartizione del carico nella direzione della fibratura lungo l'altezza della sezione trasversale dell'elemento. È possibile, con riferimento a normative di comprovata validità, tener conto di una larghezza efficace maggiore di quella di carico.

Per quanto riguarda altre configurazione di applicazione del carico, si potrà far riferimento a specifiche prescrizioni normative di comprovata validità.

4.3.8.1.5 Compressione inclinata rispetto alla fibratura

Nel caso di tensioni di compressione agenti lungo una direzione inclinata rispetto alla fibratura si deve opportunamente tener conto della sua influenza sulla resistenza con riferimento a normative di comprovata validità.

4.3.8.1.6 Flessione

Devono essere soddisfatte entrambe le condizioni seguenti:

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

dove: $\sigma_{m,y,d}$ e $\sigma_{m,z,d}$ sono le tensioni di calcolo massime per flessione rispettivamente nei piani xz e xy determinate assumendo una distribuzione elastico lineare delle tensioni sulla sezione (vedi Figura 4.3.1);

$f_{m,y,d}$ e $f_{m,z,d}$ sono le corrispondenti resistenze di calcolo a flessione, determinate tenendo conto anche delle dimensioni della sezione trasversale mediante il coefficiente k_h , come definito al punto 11.6.1.1.

I valori da adottare per il coefficiente k_m , che tiene conto convenzionalmente della ridistribuzione delle tensioni e della disomogeneità del materiale nella sezione trasversale, sono i seguenti:

- per sezioni trasversali rettangolari: $k_m = 0,7$
- per altre sezioni trasversali: $k_m = 1,0$

Deve essere inoltre effettuata la verifica di instabilità allo svergolamento (flesso-torsionale) per gli elementi inflessi, come definita al punto 4.3.6.2.1

4.3.8.1.7 Tensoflessione

Nel caso di sforzo normale di trazione accompagnato da sollecitazioni di flessione attorno ai due assi principali dell'elemento strutturale, devono essere soddisfatte entrambe le seguenti condizioni:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \qquad \frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

I valori di k_m da utilizzare sono quelli riportati al punto 4.3.6.1.6

Deve essere inoltre effettuata la verifica di instabilità allo svergolamento (flesso-torsionale) per gli elementi inflessi, come definita al punto 4.3.6.2.1

4.3.8.1.8 Pressoflessione

Nel caso di sforzo normale di compressione accompagnato da sollecitazioni di flessione attorno ai due assi principali dell'elemento strutturale, devono essere soddisfatte entrambe le seguenti condizioni:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \qquad \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

I valori di k_m da utilizzare sono quelli riportati al precedente punto 4.3.6.1.6.

Devono essere inoltre effettuate le verifiche di instabilità, come definite al punto 4.3.6.2.2

4.3.8.1.9 Taglio

Deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\tau_d \leq f_{v,d}$$

dove: τ_d è la tensione massima tangenziale di calcolo, valutata secondo la teoria di Jourawski;

$f_{v,d}$ è la corrispondente resistenza di calcolo a taglio.

Alle estremità della trave si potrà effettuare la verifica sopra indicata valutando in modo convenzionale τ_d , considerando nullo, ai fini del calcolo dello sforzo di taglio di estremità, il contributo di eventuali forze agenti all'interno del tratto di lunghezza pari all'altezza h della trave, misurato a partire dal bordo interno dell'appoggio, o all'altezza effettiva ridotta h_{eff} nel caso di travi con intagli.

Per la verifica di travi con intagli o rastremazioni di estremità si farà riferimento a normative di comprovata validità.

La resistenza a taglio per rotolamento delle fibre (rolling shear) si può assumere non maggiore di due volte la resistenza a trazione in direzione ortogonale alla fibratura.

4.3.8.1.10 Torsione

Deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\tau_{tor,d} \leq k_{sh} f_{v,d}$$

dove: $\tau_{tor,d}$ è la tensione massima tangenziale di calcolo per torsione;

k_{sh} è un coefficiente che tiene conto della forma della sezione trasversale

$f_{v,d}$ è la resistenza di calcolo a taglio.

Per il coefficiente k_{sh} si possono assumere i valori:

$k_{sh} = 1,2$ per sezioni circolari piene;

$k_{sh} = 1 + 0,15 h/b \leq 2$ per sezioni rettangolari piene, essendo b e h le lunghezze dei lati, rispettivamente minima e massima;

$k_{sh} = 1$ per altri tipi di sezione.

4.3.8.1.11 Taglio e Torsione

Nel caso di torsione accompagnata da taglio si può eseguire una verifica combinata adottando la seguente formula di interazione:

$$\frac{\tau_{tor,d}}{k_{sh} f_{v,d}} + \left(\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \right)^2 \leq 1$$

ove il significato dei simboli è quello riportato nei paragrafi corrispondenti alle verifiche a taglio e a torsione.

4.3.8.2 Verifiche di stabilità

Oltre alle verifiche di resistenza devono essere eseguite le verifiche necessarie ad accertare la sicurezza della struttura o delle singole membrature nei confronti di possibili fenomeni di instabilità, quali lo svergolamento delle travi inflesse (instabilità flessio-torsionale) e lo sbandamento laterale degli elementi compressi o pressoinflessi.

Nella valutazione della sicurezza all'instabilità occorre tener conto, per il calcolo delle tensioni per flessione, anche della curvatura iniziale dell'elemento, dell'eccentricità del carico assiale e delle eventuali deformazioni (frecce o controfrecce) imposte.

Per queste verifiche si devono utilizzare i valori caratteristici al frattile 5% per i moduli elastici dei materiali.

4.3.8.2.1 Elementi inflessi (instabilità di trave)

Nel caso di flessione semplice, con momento flettente agente attorno all'asse forte y della sezione (cioè nel piano ortogonale a quello di possibile svergolamento), con riferimento alla tensione dovuta al massimo momento agente nel tratto di trave compreso tra due successivi ritegni torsionali, deve essere soddisfatta la seguente relazione:

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit,m} f_{m,d}} \leq 1$$

$\sigma_{m,d}$ tensione di calcolo massima per flessione;

$k_{crit,m}$ coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità di trave, per tener conto della riduzione di resistenza dovuta allo sbandamento laterale;

$f_{m,d}$ resistenza di calcolo a flessione, determinata tenendo conto anche delle dimensioni della sezione trasversale mediante il coefficiente k_{fl} .

Per travi aventi una deviazione laterale iniziale rispetto alla rettilineità nei limiti di accettabilità del prodotto, si possono assumere i seguenti valori del coefficiente di tensione critica $k_{crit,m}$:

$$k_{crit,m} = \begin{cases} 1 & \text{per } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75\lambda_{rel,m} & \text{per } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \\ 1/\lambda_{rel,m}^2 & \text{per } 1,4 < \lambda_{rel,m} \end{cases}$$

$\lambda_{rel,m} = \sqrt{f_{m,k} / \sigma_{m,crit}}$ snellezza relativa di trave

$f_{m,k}$ resistenza caratteristica a flessione;

$\sigma_{m,crit}$ tensione critica per flessione calcolata secondo la teoria classica della stabilità, con i valori dei moduli elastici caratteristici (frattile 5%).

4.3.8.2.2 Elementi compressi (instabilità di colonna)

Nel caso di asta soggetta solo a sforzo normale deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\frac{\sigma_{c,o,d}}{k_{crit,c} f_{c,o,d}} \leq 1$$

$\sigma_{c,o,d}$ tensione di compressione di calcolo per sforzo normale;

$f_{c,o,d}$ resistenza di calcolo a compressione;

$k_{crit,c}$ coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità di colonna valutato per il piano in cui assume il valore minimo.

Il coefficiente riduttivo $k_{crit,c}$ si calcola in funzione della snellezza relativa di colonna $\lambda_{rel,c}$ che vale:

$$\lambda_{rel,c} = \sqrt{\frac{f_{c,o,k}}{\sigma_{c,crit}}} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,o,k}}{E_{0,05}}}$$

$f_{c,o,k}$ resistenza caratteristica a compressione parallela alla fibratura;

$\sigma_{c,crit}$ tensione critica calcolata secondo la teoria classica della stabilità, con i valori dei moduli elastici caratteristici (frattile 5%);

λ snellezza dell'elemento strutturale valutata per il piano in cui essa assume il valore massimo.

Quando $\lambda_{rel,c} \leq 0,3$ si deve porre $k_{crit,c} = 1$, altrimenti:

$$k_{crit,c} = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,c}^2}} \quad \text{con:} \quad k = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,c} - 0,3) + \lambda_{rel,c}^2)$$

β_c coefficiente di imperfezione, che, se gli elementi rientrano nei limiti di rettilineità definiti al punto 3.1.5, può assumere i seguenti valori:

- per legno massiccio $\beta_c = 0,2$
- per legno lamellare $\beta_c = 0,1$

4.3.9 COLLEGAMENTI

Le capacità portanti e le deformabilità dei mezzi di unione utilizzati nei collegamenti devono essere determinate sulla base di prove svolte conformemente alle EN 1075, EN 1380, EN 1381, EN 26891, EN 28970, e alle pertinenti norme europee.

La capacità portante e la deformabilità dei mezzi di unione possono essere valutate con riferimento a normative di comprovata validità.

Nel calcolo della capacità portante del collegamento realizzato con mezzi di unione del tipo a gambo cilindrico, si dovrà tener conto, tra l'altro, della tipologia e della capacità portante ultima del singolo mezzo d'unione, del tipo di unione (legno-legno, pannelli-legno, acciaio-legno), del numero di sezioni resistenti e, nel caso di collegamento organizzato con più unioni elementari, dell'allineamento dei singoli mezzi di unione.

È ammesso l'uso di sistemi di unione di tipo speciale purché il comportamento degli stessi sia chiaramente individuato su base teorica e/o sperimentale e purché sia comunque garantito un livello di sicurezza non inferiore a quanto previsto nella presente norma tecnica.

4.3.10 ELEMENTI STRUTTURALI

Ogni elemento strutturale, in legno massiccio o in materiali derivati dal legno, prevalentemente compresso, inflesso, teso o sottoposto a combinazioni dei precedenti stati di sollecitazione, può essere caratterizzato da un'unica sezione o da una sezione composta da più elementi, incollati o assemblati meccanicamente.

Le verifiche dell'elemento composto dovranno tener conto degli scorrimenti nelle unioni. A tale scopo è ammesso adottare per le unioni un legame lineare tra sforzo e scorrimento.

Nel caso di utilizzo del legno accoppiato anche a materiali diversi tramite connessioni o incollaggi, la verifica complessiva dell'elemento composto dovrà tenere conto dell'effettivo comportamento dell'unione, definito con riferimento a normativa tecnica di comprovata validità ed eventualmente per via sperimentale. In ogni caso le sollecitazioni nei singoli elementi componenti dovranno essere confrontate con quelle specificate ai paragrafi 4.1, 4.2 pertinenti per ciascun singolo materiale.

4.3.11 SISTEMI STRUTTURALI

Le strutture reticolari costituite da elementi lignei assemblati tramite collegamenti metallici, di carpenteria o adesivi dovranno essere in genere analizzate come sistemi di travi, considerando la deformabilità e le effettive eccentricità dei collegamenti.

La stabilità delle singole membrature nelle strutture intelaiate deve essere verificata, in generale, tenendo conto anche della deformabilità dei nodi e della presenza di eventuali sistemi di controventamento, oltre che delle effettive condizioni dei vincoli.

La instabilità delle strutture intelaiate deve essere verificata considerando, oltre agli effetti instabilizzanti dei carichi verticali, anche le imperfezioni geometriche e strutturali, inquadrando le corrispondenti azioni convenzionali nella stessa classe di durata dei carichi che le hanno provocate.

Nei casi in cui la stabilità laterale è assicurata dal contrasto di controventamenti adeguati, la lunghezza di libera inflessione dei piedritti, in mancanza di un'analisi rigorosa, si può assumere pari all'altezza d'interpiano.

Per gli archi, oltre alle usuali verifiche, vanno sempre eseguite le verifiche nei confronti dell'instabilità anche al di fuori del piano.

Per gli archi, come per tutte le strutture spingenti, i vincoli devono essere idonei ad assorbire le componenti orizzontali delle reazioni.

Le azioni di progetto sui controventi e/o diaframmi devono essere determinate tenendo conto anche delle imperfezioni geometriche strutturali, nonché delle deformazioni indotte dai carichi applicati se significative.

Qualora le strutture dei tetti e dei solai svolgano anche funzioni di controventamento nel loro piano (diaframmi per tetti e solai), la capacità di esplicare tale funzione con un comportamento a lastra deve essere opportunamente verificata, tenendo conto delle modalità di realizzazione e delle caratteristiche dei mezzi di unione.

Qualora gli elementi di parete svolgano anche funzioni di controventamento nel loro piano (diaframma per pareti), la capacità di esplicare tale funzione con un comportamento a mensola verticale deve essere opportunamente verificata, tenendo conto delle modalità di realizzazione e delle caratteristiche dei mezzi di unione.

4.3.12 ROBUSTEZZA

I requisiti di robustezza strutturale di cui ai paragrafi 2.1 e 3.1.1 possono essere raggiunti anche mediante l'adozione di opportune scelte progettuali e di adeguati provvedimenti costruttivi che, per gli elementi lignei, devono riguardare almeno:

- la protezione della struttura e dei suoi elementi componenti nei confronti dell'umidità;
- l'utilizzazione di mezzi di collegamento intrinsecamente duttili o di sistemi di collegamento a comportamento duttile;
- l'utilizzazione di elementi composti a comportamento globalmente duttile;
- la limitazione delle zone di materiale legnoso sollecitate a trazione perpendicolarmente alla fibratura, soprattutto nei casi in cui tali stati di sollecitazione si accompagnino a tensioni tangenziali (come nel caso degli intagli) e, in genere, quando siano da prevedere elevati gradienti di umidità nell'elemento durante la sua vita utile.

4.3.13 DURABILITÀ

In relazione alla classe di servizio della struttura e alle condizioni di carico, dovrà essere predisposto in sede progettuale un programma delle operazioni di manutenzione e di controllo da effettuarsi durante l'esercizio della struttura.

4.3.14 RESISTENZA AL FUOCO

A completamento di quanto previsto nel paragrafo 3.6.1, e con riferimento a una prefissata resistenza al fuoco, espressa come grandezza temporale, per una generica sezione trasversale di un elemento ligneo si definisce:

- linea di carbonizzazione: il confine tra strato carbonizzato e sezione trasversale residua;
- sezione trasversale residua: la sezione trasversale originaria ridotta dello strato carbonizzato;
- sezione trasversale efficace: la sezione trasversale originaria ridotta, oltre che dello strato carbonizzato, anche di un successivo strato in cui si considerano nulli i valori di resistenza e di rigidità.

La resistenza al fuoco può essere valutata sotto l'ipotesi che le proprietà meccaniche della sezione lignea efficace, non risultino ridotte rispetto alle condizioni a temperatura di normale utilizzo.

Il calcolo della capacità portante allo stato limite ultimo di collasso (per rottura o per instabilità) di ogni singolo elemento strutturale, deve essere effettuato con riferimento a una sezione trasversale efficace, geometricamente definita ad un determinato tempo in funzione della velocità di demolizione della sezione lignea causata dalla carbonizzazione.

Di regola il calcolo può essere effettuato nella sezione ridotta più sollecitata.

Per quanto riguarda gli effetti prodotti dalle azioni dirette applicate alla costruzione si adotta, in generale, la combinazione valida per le cosiddette combinazioni eccezionali di cui al paragrafo 3.6.

Per quanto riguarda la velocità di carbonizzazione, nonché per i valori di resistenza e di modulo elastico di progetto della sezione efficace, si potrà fare riferimento a quanto riportato nelle pertinenti normative tecniche di comprovata validità.

La resistenza della struttura lignea non coincide, in generale, con quella delle singole membrature componenti, essendo determinanti le prestazioni dei collegamenti e degli altri componenti (come ad esempio i sistemi di stabilizzazione) che, nella pratica, sono abitualmente realizzati con elementi metallici.

Ai fini del calcolo della resistenza al fuoco della struttura lignea è necessario quindi potere valutare la resistenza al fuoco offerta dagli eventuali collegamenti presenti.

Le cosiddette unioni "non protette" (cioè unioni realizzate con elementi metallici esposti, in tutto o in parte), progettate correttamente per le combinazioni a temperatura ambiente e purché a comportamento statico globalmente simmetrico, possono essere generalmente considerate soddisfacenti alla classe di resistenza R15 o R20, secondo quanto riportato nelle pertinenti normative tecniche di comprovata validità.

Oltre tali valori sono necessari requisiti aggiuntivi da considerare attentamente in sede di progetto, in particolare sullo spessore dell'elemento ligneo collegato e sulla distanza del generico mezzo di connessione dai bordi e dalle estremità del medesimo elemento.

Una più elevata resistenza al fuoco per un collegamento può essere ottenuta, in genere, con una adeguata progettazione del medesimo o mediante protezioni da applicare in opera: anche in questo caso si potrà fare riferimento ad idonea sperimentazione o a quanto riportato nelle pertinenti normative tecniche di comprovata validità.

4.3.15 REGOLE PER L'ESECUZIONE

In assenza di specifiche prescrizioni contenute nelle pertinenti norme di prodotto, le tolleranze di lavorazione così come quelle di esecuzione devono essere definite in fase progettuale.

In assenza di specifiche prescrizioni contenute nelle pertinenti norme di prodotto, al fine di limitare la variazione dell'umidità del materiale e dei suoi effetti sul comportamento strutturale, le condizioni di stoccaggio, montaggio e le fasi di carico parziali, devono essere definite in fase progettuale.

Per tutte le membrature per le quali sia significativo il problema della instabilità, lo scostamento dalla configurazione geometrica teorica, misurato a metà della distanza tra due vincoli successivi dell'elemento, non dovrà superare 1/500 della medesima distanza nel caso di elementi lamellari incollati e 1/300 della stessa nel caso di elementi di legno massiccio.

Quanto sopra deve essere comunque verificato, anche indipendentemente dalle regole di classificazione del legname.

Il legno, i componenti derivati dal legno e gli elementi strutturali non dovranno di regola essere esposti a condizioni atmosferiche più severe di quelle previste per la struttura finita e che comunque producano effetti che ne compromettano l'efficienza strutturale.

Prima della costruzione o comunque prima della messa in carico, il legno dovrà essere portato ad una umidità il più vicino possibile a quella appropriata alle condizioni ambientali in cui si troverà nell'opera finita.

Qualora si operi con elementi lignei per i quali assumano importanza trascurabile gli effetti del ritiro, o comunque della variazione della umidità, si potrà accettare durante la posa in opera una maggiore umidità del materiale, purché sia assicurata al legno la possibilità di un successivo asciugamento, fino a raggiungere l'umidità prevista in fase progettuale senza che ne venga compromessa l'efficienza strutturale.

4.3.16 CONTROLLI E PROVE DI CARICO

In aggiunta a quanto previsto al capitolo 9, l'esecuzione delle prove di carico per le strutture con elementi portanti di legno o con materiali derivati dal legno, dovrà tener conto della temperatura ambientale e dell'umidità del materiale.

L'applicazione del carico dovrà essere in grado di evidenziare la dipendenza del comportamento del materiale dalla durata e dalla velocità di applicazione del carico.

A tal fine, si possono adottare metodi e protocolli di prova riportati in normative di comprovata validità.

4.4 COSTRUZIONI IN MURATURA

4.4.1 DEFINIZIONI

Formano oggetto delle presenti norme gli edifici con struttura portante verticale realizzata con sistemi di muratura in grado di sopportare azioni verticali ed orizzontali collegati tra di loro da strutture di impalcato, orizzontali ai piani ed eventualmente inclinate in copertura, e da opere di fondazione.

4.4.2 MATERIALI E CARATTERISTICHE TIPOLOGICHE

4.4.2.1 Malte

Le prescrizioni riguardanti le malte per muratura sono contenute nel paragrafo 11.9.4.

4.4.2.2 Elementi resistenti in muratura

Elementi artificiali

Per gli elementi resistenti artificiali da impiegare con funzione resistente si applicano le prescrizioni riportate al punto 11.9.1.

Gli elementi resistenti artificiali possono essere dotati di fori in direzione normale al piano di posa (foratura verticale) oppure in direzione parallela (foratura orizzontale) con caratteristiche di cui al punto 11.9. Gli elementi possono essere rettificati sulla superficie di posa.

Per l'impiego nelle opere trattate dalla presente norma, gli elementi sono classificati in base alla percentuale di foratura φ ed all'area media della sezione normale di ogni singolo foro f .

I fori sono di regola distribuiti pressoché uniformemente sulla faccia dell'elemento.

La percentuale di foratura è espressa dalla relazione $\varphi = 100 F/A$ dove:

F è l'area complessiva dei fori passanti e profondi non passanti;

A è l'area lorda della faccia dell'elemento di muratura delimitata dal suo perimetro.

Nel caso dei blocchi in laterizio estrusi la percentuale di foratura φ coincide con la percentuale in volume dei vuoti come definita dalla norma EN 772-9.

Le tabelle 4.4-I a,b riportano la classificazione per gli elementi in laterizio e calcestruzzo rispettivamente.

Tabella 4.4-Ia - *Classificazione elementi in laterizio*

Elementi	Percentuale di foratura φ	
Pieni	$\varphi \leq 15\%$	$f \leq 900 \text{ mm}^2$
Semipieni	$15\% < \varphi \leq 45\%$	$f \leq 1200 \text{ mm}^2$
Forati	$45\% < \varphi \leq 55\%$	$f \leq 1500 \text{ mm}^2$

Gli elementi possono avere incavi di limitata profondità destinati ad essere riempiti dal letto di malta.

Elementi di laterizio di area lorda A maggiore di 300 cm^2 possono essere dotati di un foro di presa di area massima pari a 35 cm^2 , da computare nella percentuale complessiva della foratura, avente lo scopo di agevolare la presa manuale; per A superiore a 580 cm^2 sono ammessi due fori, ciascuno di area massima pari a 35 cm^2 , oppure un foro di presa o per l'eventuale alloggiamento della armatura la cui area non superi 70 cm^2 .

Tabella 4.4-Ib - *Classificazione elementi in calcestruzzo*

Elementi	Percentuale di foratura φ	Sezione foro f	
		$A \leq 90000 \text{ mm}^2$	$A > 90000 \text{ mm}^2$
Pieni	$\varphi \leq 15\%$	$f \leq 0.10 A$	$f \leq 0.15 A$
Semipieni	$15\% < \varphi \leq 45\%$	$f \leq 0.10 A$	$f \leq 0.15 A$
Forati	$45\% < \varphi \leq 55\%$	$f \leq 0.10 A$	$f \leq 0.15 A$

Non sono soggetti a limitazione i fori degli elementi in laterizio e calcestruzzo destinati ad essere riempiti di calcestruzzo o malta.

Per i valori di adesività malta/elemento resistente si può fare riferimento a indicazioni di normative di riconosciuta validità.

L'utilizzo di materiali o tipologie murarie diverse rispetto a quanto specificato dovrà essere autorizzato preventivamente dal Servizio Tecnico Centrale su parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici sulla base di adeguate sperimentazione, modellazione teorica e modalità di controllo nella fase produttiva.

Elementi naturali

Gli elementi naturali sono ricavati da materiale lapideo non friabile o sfaldabile, e resistente al gelo. Non devono contenere in misura sensibile sostanze solubili, o residui organici. Gli elementi murari devono essere integri senza zone alterate o removibili.

Gli elementi devono possedere i requisiti di resistenza meccanica ed adesività alle malte determinati secondo le modalità descritte nel paragrafo 11.9.

4.4.2.3 Murature

Le murature costituite dall'assemblaggio organizzato ed efficace di elementi e malta possono essere *a singolo paramento*, se la parete è senza cavità o giunti verticali continui nel suo piano, o *a paramento doppio*. In questo ultimo caso, se non è possibile considerare un comportamento monolitico si farà riferimento a normative di riconosciuta validità od a specifiche approvazioni del Servizio Tecnico Centrale su parere del Consiglio Superiore dei LL.PP..

Nel caso di elementi naturali, le pietre di geometria pressoché parallelepipedica, poste in opera in strati regolari, formano le murature di *pietra squadrata*. L'impiego di materiale di cava grossolanamente lavorato è consentito, per le nuove costruzioni, solo nelle zone a bassa e molto bassa sismicità, purché posto in opera in strati pressoché regolari: in tal caso si parla di muratura di *pietra non squadrata*.

4.4.3 CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLE MURATURE

Le proprietà fondamentali in base alle quali si classifica una muratura sono la resistenza caratteristica a compressione f_k , la resistenza caratteristica a taglio in assenza di azione assiale f_{vk0} , il modulo di elasticità normale secante E , il modulo di elasticità tangenziale secante G .

La resistenze caratteristiche f_k e f_{vk0} sono determinate o per via sperimentale su campioni di muro o, con alcune limitazioni, in funzione delle proprietà dei componenti. Le modalità per determinare le resistenze caratteristiche sono indicate nel paragrafo 11.9.5, dove sono anche riportate le modalità per la valutazione dei moduli di elasticità.

In ogni caso i valori delle caratteristiche meccaniche utilizzate per le verifiche devono essere indicate nel progetto delle opere.

Quando è richiesto un valore di f_k maggiore o uguale a 8 N/mm² si procederà al controllo del valore di f_k , mediante prove sperimentali come indicato nel 11.9.

4.4.4 ORGANIZZAZIONE STRUTTURALE

L'edificio a muratura portante deve essere concepito come una struttura tridimensionale. I sistemi resistenti di muratura, gli orizzontamenti e le fondazioni sono collegati tra di loro in modo da resistere alle azioni verticali ed orizzontali.

I pannelli murari sono considerati resistenti anche alle azioni orizzontali quando hanno una lunghezza non inferiore a 0.3 volte l'altezza di interpiano, essi svolgono funzione portante, quando sono sollecitati prevalentemente da azioni verticali, e svolgono funzione di controvento, quando sollecitati prevalentemente da azioni orizzontali. Ai fini di un adeguato comportamento statico e dinamico dell'edificio, tutti i muri devono avere, per quanto possibile, sia la funzione portante che di controventamento.

Gli orizzontamenti sono di norma solai piani, o con falde inclinate in copertura, che devono assicurare, per resistenza e rigidezza, la ripartizione delle azioni orizzontali fra i muri di controventamento.

L'organizzazione dell'intera struttura e l'interazione ed il collegamento tra le sue parti deve essere tale da assicurare appropriata resistenza e stabilità.

Per garantire un comportamento scatolare, muri ed orizzontamenti devono essere opportunamente collegati fra loro. Tutti i muri devono essere collegati al livello dei solai mediante cordoli di calcestruzzo armato e, tra di loro, mediante ammorsamenti lungo le intersezioni verticali. I cordoli di piano devono avere adeguata sezione ed armatura.

Devono inoltre essere previsti opportuni incatenamenti al livello dei solai, aventi lo scopo di collegare i muri paralleli della scatola muraria. Tali incatenamenti devono essere realizzati per mezzo di armature metalliche o altro materiale resistente a trazione, le cui estremità devono essere efficacemente ancorate ai cordoli. Nella direzione di tessitura del solaio possono essere omessi gli incatenamenti quando il collegamento è assicurato dal solaio stesso. Si possono adottare opportuni accorgimenti per il collegamento in direzione normale alla tessitura dei solai che sostituiscano efficacemente gli incatenamenti costituiti da tiranti estranei ai solai stessi.

Il collegamento fra la fondazione e la struttura in elevazione è di norma realizzato mediante cordolo in calcestruzzo armato disposto alla base di tutte le murature verticali resistenti. È possibile realizzare la prima elevazione con pareti di calcestruzzo armato; in tal caso la disposizione delle fondazioni e delle murature sovrastanti deve essere tale da garantire un adeguato centraggio dei carichi trasmessi alle pareti della prima elevazione ed alla fondazione.

Lo spessore dei muri portanti non può essere inferiore ai seguenti valori:

muratura in elementi resistenti artificiali pieni	120 mm
muratura in elementi resistenti artificiali semipieni	200 mm
muratura in elementi resistenti artificiali forati	250 mm
muratura di pietra squadrata	240 mm

I fenomeni del secondo ordine possono essere controllati mediante la *snellezza convenzionale* della parete, definita dal rapporto:

$$\lambda = h_0 / t \quad [4.4.4.1]$$

dove h_0 è la lunghezza libera di inflessione del muro valutata in base alle condizioni di vincolo ai bordi (vedi par. 4.4.6.2) e t è lo spessore del muro.

Il valore della snellezza λ non deve risultare superiore a 20.

4.4.5 ANALISI STRUTTURALE

La risposta strutturale è calcolata usando:

- analisi non lineari
- analisi lineari, assumendo i valori secanti dei moduli di elasticità
- analisi semplificate.

Per la valutazione di effetti locali è consentito l'impiego di modelli di calcolo basati su parti isolate della struttura.

È consentito l'impiego di modelli semplificati, basati sullo schema dell'articolazione completa alle estremità degli elementi strutturali, per il calcolo dei carichi trasmessi dai solai alle pareti e per la valutazione su queste ultime degli effetti delle azioni fuori dal piano.

4.4.6 VERIFICHE

Le verifiche sono condotte con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura.

Oltre alle verifiche sulle pareti portanti, si dovrà eseguire anche la verifica di travi di accoppiamento in muratura ordinaria, quando prese in considerazione dal modello della struttura. Tali verifiche si eseguiranno in analogia a quanto previsto per i pannelli murari verticali.

4.4.6.1 Resistenze di progetto

La resistenza di progetto da impiegare rispettivamente per le verifiche a compressione, pressoflessione e a carichi concentrati (f_d) e a taglio (f_{vd}) vale:

$$f_d = f_k / \gamma_M \quad [4.4.6.1]$$

$$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M \quad [4.4.6.2]$$

dove

f_k è la resistenza caratteristica a compressione della muratura;

f_{vk} è la resistenza caratteristica a taglio della muratura in presenza delle effettive tensioni di compressione, valutata con

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \sigma_n \quad [4.4.6.3]$$

in cui

f_{vko} è definita al punto 4.4.3. mentre σ_n è la tensione normale media dovuta ai carichi verticali agenti sulla sezione di verifica;

γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura, comprensivo delle incertezze di modello e di geometria, fornito dalla tabella seguente, in funzione delle classi di esecuzione più avanti precisate, e a seconda che gli elementi resistenti utilizzati siano di categoria I o di categoria II (vedi par.11.9) ovvero in elementi naturali.

Tabella 4.4.II. Valori del coefficiente γ_M in funzione della classe di esecuzione e categoria degli elementi resistenti

Materiale	Classe di esecuzione	
	1	2
Muratura con elementi resistenti di categoria 1, malta a prestazione garantita	2,0	2,5
Muratura con elementi resistenti di categoria 1, malta a composizione prescritta	2,2	2,7
Muratura con elementi resistenti di categoria 2, ogni tipo di malta	2,5	3,0

L'attribuzione delle Classi di esecuzione 1 e 2 viene effettuata adottando quanto di seguito indicato.

In ogni caso occorre (Classe 2):

- disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza, dipendente dell'impresa esecutrice, per la supervisione del lavoro (capocantiere);
- disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza, indipendente dall'impresa esecutrice, per il controllo ispettivo del lavoro (direttore dei lavori).

La Classe 1 è attribuita qualora siano previsti, oltre ai controlli di cui sopra, le seguenti operazioni di controllo:

- controllo e valutazione in loco delle proprietà della malta e del calcestruzzo;
- dosaggio dei componenti della malta "a volume" con l'uso di opportuni contenitori di misura e controllo delle operazioni di miscelazione o uso di malta premiscelata certificata dal produttore.

4.4.6.2 Verifiche agli stati limite ultimi

Gli stati limite ultimi da verificare sono:

- presso flessione per carichi laterali (resistenza e stabilità fuori dal piano),
- presso flessione nel piano del muro.
- taglio per azioni nel piano del muro,
- carichi concentrati.
- flessione e taglio di travi di accoppiamento

Le verifiche vanno condotte con riferimento a normative di comprovata validità.

Per la verifica a presso flessione per carichi laterali, nel caso di adozione dell'ipotesi di articolazione completa delle estremità della parete (v. par. 4.4.5), è consentito far riferimento al metodo semplificato di seguito riportato.

La resistenza unitaria di progetto riferita all'elemento strutturale si assume pari a

$$\Phi f_d \quad [4.4.6.4]$$

in cui coefficiente Φ di riduzione della resistenza del materiale è riportato in tabella 4.4.III in funzione della snellezza e del coefficiente di eccentricità m .

Per valori non contemplati in tabella è ammessa l'interpolazione lineare; in nessun caso sono ammesse estrapolazioni.

Tabella 4.4-III - Valori del coefficiente Φ con l'ipotesi della articolazione (a cerniera)

Snellezza h_0	Coefficiente di eccentricità $m=6 e/t$				
	0	0.5	1.0	1.5	2.0
0	1.00	0.74	0.59	0.44	0.33
5	0.97	0.71	0.55	0.39	0.27
10	0.86	0.61	0.45	0.27	0.16
15	0.69	0.48	0.32	0.17	---
20	0.53	0.36	0.23	---	---

Per la valutazione della *snellezza convenzionale* della parete

$$\lambda = h_0/t \quad [4.4.6.5]$$

la lunghezza libera d'inflessione del muro h_0 è data dalla relazione

$$h_0 = \rho h \quad [4.4.6.6]$$

in cui il fattore ρ tiene conto dell'efficacia del vincolo fornito dai muri ortogonali; esso assume il valore 1 per muro isolato, e assume i valori indicati nella seguente tabella 4.4.IV quando il muro senza aperture (porte o finestre) è irrigidito con efficace vincolo da due muri trasversali di spessore non inferiore a 200 mm, e di lunghezza l non inferiore a $0,3 h$, posti ad interasse a .

Tabella 4.4-IV - Fattore laterale di vincolo

h/a	ρ
$h/a \leq 0.5$	1
$0.5 < h/a \leq 1.0$	$3/2 - h/a$
$1.0 < h/a$	$1/[1+(h/a)^2]$

Se il generico muro trasversale ha aperture (porte o finestre) si ritiene convenzionalmente che la sua funzione di irrigidimento possa essere espletata quando lo stipite delle aperture disti dalla superficie del muro irrigidito almeno $1/5$ dell'altezza del muro stesso; in caso contrario si assume $\rho = 1$.

Nella lunghezza " l " del muro di irrigidimento si intende compreso anche metà dello spessore del muro irrigidito.

Il coefficiente di eccentricità m è definito dalla relazione:

$$m = 6 e/t \quad [4.4.6.7]$$

essendo: e l'eccentricità totale sullo spessore
 t spessore del muro.

Le eccentricità dei carichi verticali sullo spessore della muratura sono dovute alle eccentricità totali dei carichi verticali, alle tolleranze di esecuzione ed alle azioni orizzontali. Esse possono essere determinate convenzionalmente con i criteri che seguono.

a) eccentricità totale dei carichi verticali: $e_s = e_{s1} + e_{s2}$;

$$e_{s1} = \frac{N_1 d_1}{N_1 + \sum N_2}; \quad e_{s2} = \frac{\sum N_2 d_2}{N_1 + \sum N_2} \quad [4.4.6.8]$$

dove:

e_{s1} : dovuta alla eventuale posizione eccentrica del muro del piano superiore rispetto al piano medio del muro da verificare;

e_{s2} : eccentricità delle reazioni di appoggio dei solai soprastanti la sezione di verifica;

N_1 : carico trasmesso dal muro sovrastante supposto centrato rispetto al muro stesso;

N_2 : reazione di appoggio dei solai sovrastanti il muro da verificare;

d_1 : eccentricità di N_1 rispetto al piano medio del muro da verificare;

d_2 : eccentricità di N_2 rispetto al piano medio del muro da verificare.

Tali eccentricità possono essere positive o negative.

b) eccentricità dovuta a tolleranze di esecuzione, e_a .

Considerate le tolleranze morfologiche e dimensionali connesse alle tecnologie di esecuzione degli edifici in muratura si deve tener conto di una eccentricità e_a che è assunta almeno uguale a

$$e_a = \frac{h}{200} \quad [4.4.6.9]$$

con h altezza interna di piano.

c) eccentricità e_v , dovuta alle azioni orizzontali considerate agenti in direzione normale al piano della muratura.

Tale eccentricità si valuta con la relazione:

$$e_v = \frac{M_v}{N} \quad [4.4.6.10]$$

dove M_v ed N sono, rispettivamente, il massimo momento flettente dovuto alle azioni orizzontali e lo sforzo normale nella relativa sezione di verifica. Il muro è supposto incernierato al livello dei piani e, in mancanza di aperture, anche in corrispondenza dei muri trasversali se questi hanno interasse minore di 6 metri.

Le eccentricità e_s , e_a e e_v vanno convenzionalmente combinate tra di loro secondo le due seguenti espressioni:

$$e_1 = |e_s| + e_a; \quad e_2 = \frac{e_1}{2} + |e_v| \quad [4.4.6.11]$$

Il valore di e_1 è adottato per la verifica dei muri nelle loro sezioni di estremità. Il valore di e_2 è adottato per la verifica della sezione ove è massimo il valore di M_v . L'eccentricità di calcolo non può comunque essere assunta inferiore ad e_a .

In ogni caso dove risultare:

$$e_1 \leq 0.33t; \quad e_2 \leq 0.33t \quad [4.4.6.12]$$

4.4.6.3 Verifiche agli stati limite di esercizio

Non è generalmente necessario eseguire verifiche nei confronti di stati limite di esercizio di strutture di muratura quando siano soddisfatte le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi.

Nel caso della muratura armata, e per particolari situazioni della muratura non armata, si farà riferimento a norme tecniche di comprovata validità.

4.4.6.4 Verifiche alle tensioni

Per edifici semplici, in zone non sismiche o con sismicità molto bassa o bassa, è consentito eseguire le verifiche, in via semplificativa, con il metodo delle tensioni, adottando le azioni previste nelle presenti Norme Tecniche, con resistenza del materiale di cui al punto 4.4.6.1. ponendo il coefficiente $\gamma_M = 4,2$ ed utilizzando il dimensionamento semplificato di seguito riportato con le corrispondenti limitazioni:

- l'edificio sia costituito da non più di tre piani entro e fuori terra ed un piano entro terra;
- la planimetria dell'edificio sia inscritta in un rettangolo con rapporti fra lato minore e lato maggiore non inferiore a 1/3;
- la snellezza della muratura, secondo l'espressione [4.4.6.5.], non sia in nessun caso superiore a 12;
- l'area della sezione di muratura resistente alle azioni orizzontali, espressa in percentuale rispetto alla superficie totale in pianta dell'edificio, sia non inferiore al 4% nelle due direzioni principali escluse le parti aggettanti, escludendo, ai fini della percentuale di muratura resistente, i muri di lunghezza inferiore a 50 cm misurata al netto delle aperture;
- il carico variabile per i solai non sia superiore a 3,00 kN/m².

La verifica si intende soddisfatta se vale:

$$\sigma = N / (0,65 A) \leq f_k / \gamma_M \quad [4.4.6.13]$$

in cui N è il carico verticale totale alla base di ciascun piano dell'edificio, mentre A è l'area totale dei muri portanti allo stesso piano.

4.4.7 MURATURA ARMATA

La muratura armata è costituita da elementi resistenti artificiali pieni e semipieni idonei alla realizzazione di pareti murarie incorporanti apposite armature metalliche verticali e orizzontali, annegate nella malta o nel conglomerato cementizio.

Le barre di armatura possono essere costituite da acciaio al carbonio, o da acciaio inossidabile o da acciaio con rivestimento speciale, nel rispetto delle pertinenti normative di comprovata validità.

Le barre di armatura che assolvono la funzione di incrementare la resistenza della muratura dovranno essere esclusivamente del tipo ad aderenza migliorata, le barre che assolvono invece altre funzioni (incremento di duttilità, controllo della fessurazione, ecc.) possono essere lisce.

È ammesso, per le armature orizzontali, l'impiego di armature a traliccio elettrosaldato nel rispetto delle pertinenti normative di comprovata validità, o l'impiego di altre armature conformate in modo da garantire adeguata aderenza ed ancoraggio.

In ogni caso dovrà essere garantita una adeguata protezione dell'armatura nei confronti della corrosione.

Le barre di armatura devono di regola avere un diametro minimo di 5 mm. Nelle pareti che incorporano armatura nei letti di malta al fine di fornire un aumento della resistenza ai carichi fuori

piano, per contribuire al controllo della fessurazione o per fornire duttilità, l'area totale dell'armatura non deve di regola essere minore dello 0,03% dell'area lorda della sezione trasversale della parete (cioè 0,015% per ogni faccia nel caso della resistenza fuori piano).

Qualora l'armatura sia utilizzata negli elementi di muratura armata per aumentare la resistenza nel piano, o quando sia richiesta armatura a taglio, la percentuale di armatura orizzontale, calcolata rispetto all'area lorda della muratura, non potrà essere inferiore allo 0.04 % né superiore allo 0.5%, e non potrà avere interasse superiore a 600 mm. La percentuale di armatura verticale, calcolata rispetto all'area lorda della muratura, non potrà essere inferiore allo 0.05 %, né superiore allo 1.0%. In tal caso, armature verticali con sezione complessiva non inferiore a 200 mm^2 dovranno essere collocate a ciascuna estremità di ogni parete portante, ad ogni intersezione tra pareti portanti, in corrispondenza di ogni apertura e comunque ad interasse non superiore a 4 m.

La lunghezza d'ancoraggio, idonea a garantire la trasmissione degli sforzi alla malta o al calcestruzzo di riempimento, deve in ogni caso essere in grado di evitare la fessurazione longitudinale o lo sfaldamento della muratura. L'ancoraggio deve di regola essere ottenuto mediante una barra rettilinea, mediante ganci, piegature o forcelle o, in alternativa, mediante opportuni dispositivi meccanici di comprovata efficacia.

La lunghezza di ancoraggio richiesta per barre dritte può essere calcolata in analogia a quanto usualmente fatto per le strutture di calcestruzzo armato.

L'ancoraggio dell'armatura a taglio, staffe incluse, deve di regola essere effettuato mediante ganci o piegature, con una barra d'armatura longitudinale inserita nel gancio o nella piegatura. Le sovrapposizioni devono garantire la continuità nella trasmissione degli sforzi di trazione, in modo che lo snervamento dell'armatura abbia luogo prima che venga meno la resistenza della giunzione. In mancanza di dati sperimentali relativi alla tecnologia usata, la lunghezza di sovrapposizione deve essere di almeno 60 diametri.

La malta od il conglomerato di riempimento dei vani od alloggi delle armature deve avvolgere completamente l'armatura. Lo spessore di ricoprimento deve essere tale da garantire la trasmissione degli sforzi tra la muratura e l'armatura e costituire un idoneo copriferro ai fini della durabilità degli acciai. L'armatura verticale dovrà essere collocata in apposite cavità o recessi, di dimensioni tali che in ciascuno di essi risulti inscrivibile un cilindro di almeno 6 cm di diametro.

La resistenza a compressione minima richiesta per la malta è di 10 N/mm^2 , mentre la classe minima richiesta per il conglomerato cementizio non deve di regola essere minore di C12/15. Per i valori di resistenza di aderenza caratteristica dell'armatura si può fare riferimento a risultati di prove sperimentali e a indicazioni normative di riconosciuta validità.

La resistenza di progetto della muratura da impiegare per le verifiche a taglio (f_{vd}), può essere calcolata ignorando il contributo di qualsiasi armatura a taglio incorporata nell'elemento, qualora non sia fornita l'area minima di armatura sopra specificata per elementi di muratura armata atti ad aumentare la resistenza nel piano, oppure prendendo in considerazione il contributo dell'armatura a taglio, qualora sia presente almeno l'area minima prevista, secondo quanto riportato in normative di riconosciuta validità.

Le verifiche di sicurezza vanno condotte assumendo per l'acciaio $\gamma_s = 1.15$.

4.5 COSTRUZIONI IN ALTRI MATERIALI

I materiali non tradizionali o non trattati nelle presenti norme tecniche potranno essere utilizzati per la realizzazione di elementi strutturali od opere, previa autorizzazione del Servizio Tecnico Centrale su parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, autorizzazione che riguarderà l'utilizzo del

materiale nelle specifiche tipologie strutturali proposte sulla base di procedure definite dal Servizio Tecnico Centrale.

Si intende qui riferirsi a materiali quali calcestruzzi di classe superiore a quelle previste in 4.1, calcestruzzi fibrorinforzati, acciai da costruzione non previsti in 4.2, leghe di alluminio, leghe di rame, travi tralicciate in acciaio conglobate nel getto di calcestruzzo collaborante, materiali polimerici fibrorinforzati, pannelli con poliuretano o polistirolo collaborante, materiali murari non tradizionali, vetro strutturale, materiali diversi dall'acciaio con funzione di armatura da c.a..

4.6 COSTRUZIONI COMPOSTE IN ACCIAIO - CALCESTRUZZO

4.6.1 INTRODUZIONE

Le presenti norme si applicano a costruzioni civili e industriali con strutture composte in acciaio e calcestruzzo per quanto attiene ai requisiti di resistenza, funzionalità, durabilità, robustezza ed esecuzione.

Le strutture composte sono costituite da parti realizzate in acciaio per carpenteria e da parti realizzate in calcestruzzo armato (normale o precompresso) rese collaboranti fra loro.

Per tutto quanto non espressamente indicato nel presente capitolo e riguardante la progettazione strutturale, l'esecuzione, i controlli e la manutenzione deve farsi riferimento ai precedenti capitoli 4.1. e 4.2. relativi alle costruzioni di calcestruzzo armato ed alle costruzioni di acciaio.

Si può fare riferimento a normative di dimostrata validità.

4.6.2 PRINCIPI DI PROGETTAZIONE

4.6.2.1 Generalità

Nell'analisi strutturale e nelle verifiche si dovranno tenere in conto, qualora rilevanti, gli effetti della fessurazione, della deformabilità a taglio e dei fenomeni lenti nel calcestruzzo. A tal fine si potrà fare riferimento a normative di dimostrata validità.

4.6.2.2 Azioni di calcolo

Di norma per le strutture composte acciaio-calcestruzzo si devono considerare le seguenti azioni:
- azioni permanenti: peso proprio, carichi permanenti portati, ritiro e viscosità del calcestruzzo, nonché, se presenti, deformazioni imposte di progetto, precompressione, cedimenti di fondazione;
- azioni variabili: sovraccarichi variabili, vento, neve, azioni sismiche e variazioni termiche.

I valori delle azioni, dei coefficienti parziali delle azioni, dei coefficienti di combinazione dei carichi, le combinazioni di carico per le verifiche agli stati limite ultimi e le combinazioni di carico per le verifiche agli stati limite di esercizio devono essere assunti in coerenza con i procedimenti specificati nei precedenti cap. 2. e 3..

4.6.2.3 Resistenze di calcolo

La resistenza di calcolo dei materiali f_d è definita mediante l'espressione:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$$

dove f_k è la resistenza caratteristica del materiale e γ_M il coefficiente parziale del materiale.

In particolare, nelle verifiche agli stati limite ultimi si assume:

γ_C (calcestruzzo) = 1,5 ;

γ_A (acciaio da carpenteria) = 1,05 ;

γ_S (acciaio da armatura) = 1,15 ;

γ_W (conessioni) = 1,25 .

Nelle verifiche agli stati limite di esercizio si assume $\gamma_M = 1$.

Si assumono per i differenti materiali presenti (acciaio da carpenteria, lamiere grecate, acciaio da armatura, calcestruzzo, ecc.) le resistenze caratteristiche f_k definite nel cap. 11. delle presenti norme.

4.6.2.4 Analisi Globale

L'analisi globale della struttura può essere effettuata, sia per le azioni corrispondenti agli stati limite ultimi sia per le azioni corrispondenti agli stati limiti di esercizio, con uno dei seguenti metodi:

elastico,

elastico con redistribuzione,

non lineare,

plastico.

Le ipotesi formulate nell'analisi globale della struttura devono essere congruenti con il tipo di comportamento previsto per le sezioni e per i collegamenti.

Il calcolo dello stato tensionale e deformativo deve tener conto, qualora rilevanti, della deformabilità a taglio e delle altre forme di incremento di deformabilità seguendo le indicazioni della normativa consolidata.

4.6.2.5 Criteri di verifica

Le verifiche agli stati limite devono essere sviluppate in accordo con i procedimenti specificati nelle presenti norme nei capitoli 4.1. e 4.2..

4.6.2.6 Stati limite ultimi

In aggiunta a quanto indicato in 4.1. e 4.2, la sicurezza strutturale nelle condizioni ultime deve essere controllata per il seguente stato limite:

- *stato limite di resistenza della connessione acciaio – calcestruzzo.*

4.6.2.7 Stati limite di esercizio

In aggiunta a quanto indicato in 4.1. e 4.2, la sicurezza strutturale nelle condizioni di esercizio deve essere controllata per il seguente stato limite:

- *stato limite di scorrimento, all'interfaccia fra acciaio e calcestruzzo.*

4.6.3 MATERIALI

4.6.3.1 Acciaio

Per le caratteristiche degli acciai (strutturali, da lamiera grecata e da armatura) utilizzati nelle strutture composte di acciaio e calcestruzzo si deve fare riferimento al cap. 11. delle presenti norme.

Le prescrizioni generali relative alle saldature, di cui al cap. 11. delle presenti norme, si applicano integralmente; si evidenzia la necessità di particolari cautele per la messa a punto dei procedimenti di saldatura degli acciai con resistenza migliorata alla corrosione atmosferica (di cui alla EN 10025-5).

Per le procedure di saldatura dei connettori ed il relativo controllo si può fare riferimento a normative consolidate.

Nel caso si utilizzino connettori a piolo, l'acciaio deve essere idoneo al processo di formazione dello stesso e compatibile per saldatura con il materiale costituente l'elemento strutturale interessato dai pioli stessi. Esso deve avere le seguenti caratteristiche meccaniche:

- allungamento percentuale a rottura (valutato su base $L_0 = 5,65 \sqrt{A_0}$, dove A_0 è l'area della sezione trasversale del saggio) ≥ 12 ;
- rapporto $f_t / f_y \geq 1,2$.

Quando i connettori vengono uniti alle strutture con procedimenti di saldatura speciali, senza metallo d'apporto, essi devono essere fabbricati con acciai la cui composizione chimica soddisfi le limitazioni seguenti:

$C \leq 0,18\%$, $Mn \leq 0,9\%$, $S \leq 0,04\%$, $P \leq 0,05\%$.

4.6.3.2 Calcestruzzo

Le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo devono risultare da prove eseguite in conformità alle indicazioni delle presenti norme sulle strutture di cemento armato ordinario o precompresso.

Nei calcoli statici non può essere considerata né una classe di resistenza del calcestruzzo inferiore a C20/25 né una classe di resistenza superiore a C60/75.

Per classe di resistenza del calcestruzzo superiore a C50/60 si richiede che tutte le grandezze meccaniche e fisiche vengano accertate prima dell'inizio dei lavori e che la produzione segua specifiche procedure per il controllo qualità.

Qualora si preveda l'utilizzo di calcestruzzi con aggregati leggeri, si deve considerare che i valori sia del modulo di elasticità sia dei coefficienti di viscosità, ritiro e dilatazione termica dipendono dalle proprietà degli aggregati utilizzati; pertanto i valori da utilizzare sono scelti in base alle proprietà del materiale specifico.

Nel caso si utilizzino elementi prefabbricati, si rinvia alle indicazioni specifiche delle presenti norme.

Per quanto concerne la valutazione di ritiro, viscosità e coefficiente di dilatazione termica si rimanda al cap. 4.1. delle presenti norme.

4.6.4 TRAVI CON SOLETTA COLLABORANTE

4.6.4.1 Tipologia delle sezioni

Le sezioni resistenti in solo acciaio di travi composte si classificano secondo i criteri di cui in 4.2.2.1..

La prestazione di un elemento di acciaio compresso di classe 2, 3 o 4 può essere migliorata ponendolo in una classe superiore quando l'elemento venga collegato efficacemente ad un elemento di calcestruzzo armato.

Qualora la trave di acciaio sia rivestita dal calcestruzzo, le anime possono essere trattate come vincolate trasversalmente ai fini della classificazione della sezione purchè il calcestruzzo sia

armato, collegato meccanicamente alla sezione di acciaio e in grado di prevenire l'instabilità dell'anima e di ogni parte della piattabanda compressa nella direzione dell'anima.

La geometria della sezione trasversale, ai fini della determinazione della sua capacità resistente, deve essere definita tenendo conto dei fenomeni di diffusione degli sforzi taglianti dalle anime alle ali di grande larghezza, considerando la deformabilità di queste ultime con analisi rigorose o adottando larghezze collaboranti equivalenti opportunamente ridotte.

Per definire le larghezze collaboranti si può fare riferimento a normative consolidate.

4.6.4.1.1. Regole applicative – larghezza collaborante

La larghezza della soletta collaborante b_{eff} (fig. 4.6.1.) si ottiene come somma di due aliquote b_{e1} e b_{e2} (ai lati dell'asse della trave) e della larghezza b_c (impegnata direttamente dai connettori)

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} + b_c .$$

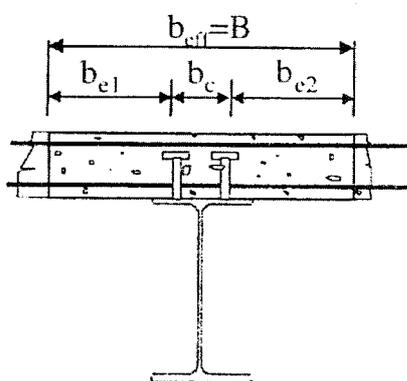


Fig. 4.6.1

Le aliquote b_{e1} e b_{e2} si assumono pari a $l_0 / 8$, comunque non superiori alla metà dell'interasse tra due travi o alla distanza del bordo libero della soletta dall'asse della trave adiacente.

l_0 è la distanza tra due successivi punti di nullo del momento flettente; per le travi semplicemente appoggiate l_0 coincide con la luce della trave; per le travi continue si può fare riferimento alle indicazioni della fig. 4.6.2. .

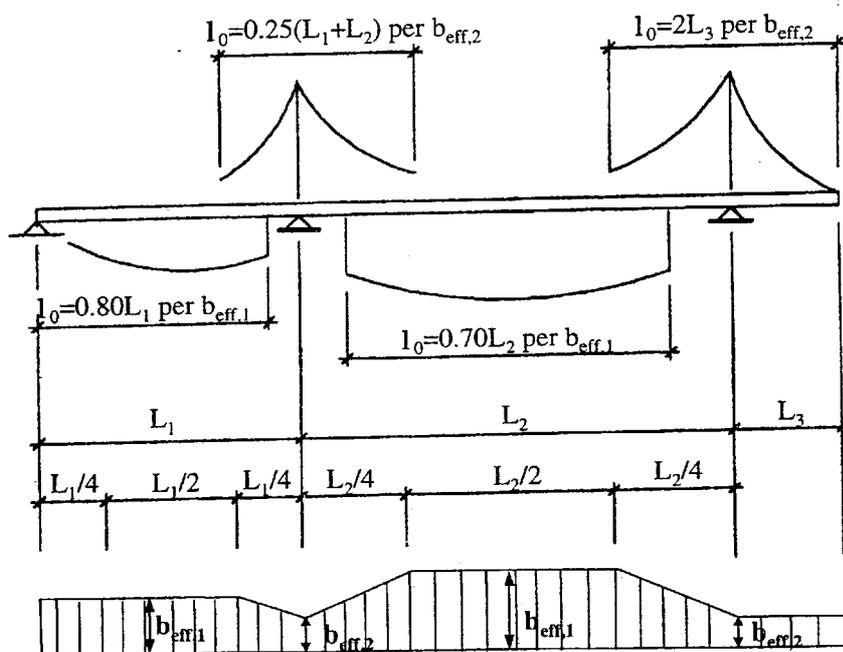


Fig. 4.6.2.

4.6.4.2 Resistenza delle sezioni

- La resistenza della sezione può essere determinata con
- metodo elastico (E)* Il metodo può applicarsi, indipendentemente dalla classe della sezione di solo acciaio, con l'avvertenza di riferirsi alle aree efficaci nel caso di classe 4;
 - metodo plastico (P)* Il metodo può applicarsi alle travi composte con sezioni di solo acciaio compatte, cioè di classe 1 e 2.
 - metodo elasto-plastico (EP)* I legami costitutivi tensioni-deformazioni si adotteranno di tipo bilineare (o più complesso) per l'acciaio e del tipo parabola-rettangolo per il calcestruzzo. Il metodo può applicarsi a qualsiasi tipo di sezione.

La capacità di resistenza delle sezioni deve essere valutata nei confronti di sforzi normali di trazione o compressione, flessione, taglio e torsione, determinando anche gli effetti indotti sulla resistenza dalla presenza combinata di più sollecitazioni.

4.6.4.3 Sistemi di connessione acciaio – calcestruzzo

4.6.4.3.1 Generalità

Nelle strutture composte si definiscono sistemi di connessione i dispositivi atti ad assicurare la trasmissione delle forze di scorrimento tra acciaio e calcestruzzo.

Per le travi, sull'intera lunghezza devono essere previsti connettori a taglio ed armatura trasversale in grado di trasmettere la forza di scorrimento tra soletta e trave di acciaio trascurando l'effetto dell'aderenza tra le due parti.

Quando le sezioni di solo acciaio sono compatte (classe 1 e 2, secondo quanto definito ai punti 4.2.2.1. e 4.6.4.1.) si può utilizzare una connessione a taglio a parziale ripristino di resistenza se il carico ultimo di progetto è minore di quello che potrebbe essere sopportato dallo stesso elemento

progettato con connessioni a completo ripristino di resistenza. In questo caso il numero di connettori deve essere determinato mediante una teoria che tenga conto sia del parziale ripristino sia della capacità deformativa dei connettori.

La connessione a taglio a parziale ripristino di resistenza si può applicare alle travi degli edifici, non si applica alle travate da ponte.

Per prevenire il distacco della soletta di calcestruzzo i connettori devono essere progettati per una forza nominale di trazione, normale al piano della piattabanda di acciaio, pari almeno ad 1/10 della resistenza a taglio di progetto degli stessi.

Deve essere evitata la rottura per scorrimento longitudinale e la fessurazione longitudinale della soletta di calcestruzzo dovuta alle forze concentrate applicate mediante i connettori.

Le diverse tipologie dei connettori possono essere classificate secondo le seguenti categorie:

- connessioni a taglio;
- connessioni a staffa;
- connessioni composte da connettori a taglio e a staffa;
- connessioni ad attrito.

4.6.4.3.2 Connettori a piolo in solette piene – regole applicative

La resistenza di progetto P_{Rd} di connettori a piolo immersi in calcestruzzo di densità normale o con inerti leggeri (densità maggiore di 1750 Kg m^{-3}), muniti di testa e saldati in modo automatico, con collare di saldatura normale, può essere determinata con riferimento al modello di EN 1994-1-1; in tal caso si applica il fattore parziale di cui al paragrafo 4.6.2.3..

Tali formule sono applicabili per pioli aventi diametro d che rispetta la seguente limitazione:

$$16 \text{ mm} \leq d \leq 25,4 \text{ mm.}$$

La verifica di resistenza a fatica dei connettori a taglio saldati si esegue, ove ritenuto necessario, secondo metodologie di riconosciuta validità; in alternativa si possono seguire le seguenti regole applicative.

La resistenza di calcolo a taglio di un piolo dotato di testa, saldato in modo automatico, con collare di saldatura normale, può essere assunta pari al minore dei seguenti valori:

$$P_{Rd,a} = 0,8 f_t (\pi d^2 / 4) / \gamma_V$$

$$P_{Rd,c} = 0,29 \alpha d^2 (f_{ck} E_c)^{0,5} / \gamma_V$$

dove

γ_V è il fattore parziale definito al par. 4.6.2.3.

f_t è la resistenza a rottura dell'acciaio del piolo (comunque $f_t \leq 500 \text{ N mm}^{-2}$),

f_{ck} è la resistenza cilindrica del calcestruzzo della soletta

d è il diametro del piolo,

h è l'altezza del piolo,

$\alpha = 0,2 (h / d + 1)$ per $3 \leq h / d \leq 4$,

$\alpha = 1,0$ per $h / d > 4$.

Nel caso di solette con lamiera grecata la resistenza di calcolo dei connettori a piolo deve essere convenientemente ridotta secondo le indicazioni della normativa di comprovata validità.

4.6.4.3.3 *Altri tipi di connettori*

Per altri tipi di connettori quali: pioli muniti di testa in solette con lamiera grecata, connettori a pressione in solette piene, uncini e cappi in solette piene, connettori a pressione con uncini e cappi in solette piene, connettori ad angolare nelle solette piene, la resistenza a taglio si può valutare secondo metodologie di riconosciuta validità.

4.6.4.3.4 *Valutazione delle sollecitazioni*

Ai fini della progettazione della connessione, la forza di scorrimento per unità di lunghezza può essere calcolata impiegando la teoria elastica o, nel caso di connettori duttili, la teoria plastica.

Nel caso di analisi elastica, le verifiche devono essere condotte su ogni singolo connettore.

Per connessioni duttili a completo ripristino, la forza totale di scorrimento di progetto V_{td} che deve essere contrastata da connettori distribuiti tra le sezioni critiche, si determina con equazioni di equilibrio plastico.

Nel caso di connessione a parziale ripristino di resistenza con connettori duttili, si può assumere che allo stato limite ultimo si sviluppino scorrimenti sufficienti per ottenere i momenti resistenti nelle sezioni critiche calcolati sulla base della teoria plastica. In tal caso la forza di scorrimento si determina con equazioni di equilibrio globali.

Se si utilizza per le sezioni trasversali la teoria elastica, anche la forza di scorrimento per unità di lunghezza deve essere calcolata utilizzando la teoria elastica, considerando l'aliquota di taglio che agisce dopo che la connessione si è attivata. Le proprietà statiche della sezione trasversale devono essere uguali a quelle utilizzate nel calcolo delle tensioni normali.

Per le travate da ponte, nello stato limite di esercizio, il taglio longitudinale per ciascun connettore non deve eccedere il 60 % della resistenza di progetto.

4.6.4.3.5 *Distribuzione e capacità deformativa dei connettori*

I connettori devono essere distribuiti lungo la trave in modo da trasmettere la forza di scorrimento e da prevenire la separazione tra la soletta di calcestruzzo e la trave di acciaio, considerando un adeguato andamento della forza di scorrimento.

I connettori a piolo possono essere distribuiti uniformemente sulla lunghezza L_{cr} tra le sezioni trasversali critiche adiacenti quando è garantito che:

tutte le sezioni critiche nella campata considerata sono compatte (classe 1 e 2);

i connettori sono duttili;

il grado di connessione soddisfa le limitazioni indicate dalla normativa consolidata;

il momento resistente plastico della sezione composta non supera 2,5 volte il momento resistente plastico del solo elemento di acciaio.

Se il momento resistente plastico della sezione composta supera 2,5 volte il momento resistente plastico del solo elemento di acciaio, devono essere effettuate verifiche supplementari.

Nelle applicazioni per gli edifici i connettori duttili devono possedere una capacità deformativa sufficiente al fine di giustificare l'ipotesi di comportamento plastico ideale della connessione a taglio nella struttura.

I pioli, muniti di testa, caratterizzati da una lunghezza complessiva al di sopra della saldatura non minore di 4 volte il diametro e da un diametro del gambo d che rispetta la limitazione:

$$16 \text{ mm} \leq d \leq 25.4 \text{ mm},$$

sono considerati duttili se il grado di connessione rispetta le limitazioni indicate dalla normativa consolidata.

Questa estensione non è applicabile al caso delle travate da ponte.

4.6.4.3.6 *Dettagli costruttivi nelle connessioni*

La massima distanza longitudinale misurata in asse tra i connettori, la distanza tra il bordo del connettore e il bordo della piattabanda della trave al quale è saldato, i limiti del rapporto altezza diametro e i limiti dimensionali della testa dei connettori a piolo devono corrispondere alle indicazioni della normativa consolidata.

4.6.4.3.7 *Armatura trasversale*

L'armatura trasversale della soletta deve essere progettata in modo da prevenire la rottura prematura per scorrimento o fessurazione longitudinale.

La forza di scorrimento per unità di lunghezza di trave agente su una superficie di scorrimento, determinata in accordo con il punto 4.6.4.3.4, deve essere coerente con il progetto dei connettori a taglio.

L'area di armatura in una soletta piena non deve essere minore di 0,002 volte l'area del calcestruzzo e deve essere distribuita uniformemente.

In solette con lamiera grecata aventi nervature parallele o perpendicolari all'asse della trave, l'area dell'armatura trasversale non deve essere minore di 0,002 volte l'area del calcestruzzo della soletta posta al di sopra dell'estradosso della lamiera grecata e deve essere uniformemente distribuita.

4.6.4.4 **Analisi globale**

Nell'ambito del metodo di verifica agli stati limiti, il calcolo delle sollecitazioni nelle travi continue degli edifici può essere effettuato mediante i seguenti metodi di analisi, a seconda che siano soddisfatti i requisiti per renderne possibile l'applicabilità:

- analisi elastica,
- analisi elastica con redistribuzione,
- analisi plastica.

Nel caso dei ponti è consentita la sola analisi elastica.

4.6.4.5 **Verifiche di stabilità della sezione di acciaio**

Se la resistenza delle sezioni è verificata con riferimento allo stato limite plastico, le verifiche di stabilità sono implicite nel rispetto delle limitazioni dimensionali e delle prescrizioni indicate in 4.2.2.1..

Se la resistenza delle sezioni è verificata con riferimento allo stato limite elastico, le verifiche di stabilità devono essere effettuate in conformità alle indicazioni della normativa consolidata per le condizioni di carico corrispondenti alle varie fasi di costruzione e di esercizio.

Occorre comunque verificare che l'instabilità laterale della piattabanda superiore della trave metallica sia efficacemente impedita dal collegamento con la soletta in calcestruzzo; occorre infine verificare la stabilità della piattabanda compressa nelle zone di momento negativo e in quelle di momento positivo nelle fasi costruttive precedenti la presa del calcestruzzo.

La verifica all'imbozzamento dei pannelli d'anima, in tutte le fasi di carico successive alla maturazione del calcestruzzo della soletta, può essere condotta considerando incastrato il bordo superiore dei pannelli d'anima.

4.6.4.6 Verifiche agli stati limite di esercizio

Nelle solette, per assicurare la funzionalità e la durabilità delle strutture, è necessario prefissare uno stato limite di fessurazione coerente con le indicazioni del cap. 4.1. delle presenti norme.

Si devono considerare i seguenti stati limite:

- stato limite di decompressione;
- stato limite di formazione delle fessure;
- stato limite di apertura delle fessure;
- verifiche tensionali;
- stato limite di deformazione.

La deformabilità della struttura deve essere contenuta entro i limiti ammessi dalla destinazione della stessa.

Le frecce dovute ai carichi permanenti devono essere compensate da opportune controfrecce di costruzione.

4.6.4.7 Modalità esecutive

Le modalità esecutive devono essere conformi alle indicazioni della normativa consolidata.

4.6.4.8 Spessori minimi

Per gli elementi di acciaio della struttura composta valgono le regole stabilite al paragrafo 4.2.8.1. delle presenti norme.

Nelle travi composte da profilati metallici e soletta in c.a. lo spessore della soletta collaborante non deve essere inferiore a 5 cm e lo spessore della piattabanda della trave di acciaio cui è collegata la soletta non deve essere inferiore a 5 mm.

4.6.5 COLONNE COMPOSTE

4.6.5.1 Generalità e tipologie

Si considerano colonne composte soggette a compressione centrata, costituite dall'unione di profili metallici, armature metalliche e calcestruzzo, con sezione costante:

- sezioni completamente rivestite di calcestruzzo;
- sezioni parzialmente rivestite di calcestruzzo;
- sezioni scatolari rettangolari riempite di calcestruzzo;
- sezioni circolari cave riempite di calcestruzzo.

Nei criteri di verifica si deve distinguere il caso in cui le sollecitazioni siano affidate interamente alla struttura composta (tali procedure sono quindi applicabili nel caso in cui durante le fasi costruttive i carichi che gravano sulla sola parte di acciaio siano nulli o trascurabili come nella realizzazione delle colonne composte prima degli altri elementi strutturali) dal caso in cui la costruzione venga realizzata costruendo prima la parte in acciaio e poi completando con il calcestruzzo.

Nel caso di colonne composte soggette a presso flessione si rimanda alle indicazioni della normativa di comprovata validità.

4.6.5.2 Verifiche degli elementi

4.6.5.2.1 *Instabilità locale*

I fenomeni di instabilità locale possono essere ignorati nel calcolo delle colonne:

- per sezioni di acciaio completamente rivestite da calcestruzzo armato,
 - per le sezioni di acciaio circolari cave,
 - per le sezioni di acciaio rettangolari cave,
 - per le sezioni a doppio T parzialmente rivestite,
- se vengono rispettate le limitazioni sulla snellezza locale indicate dalla normativa consolidata.

4.6.5.2.2 *Resistenza allo scorrimento fra i componenti*

La resistenza allo scorrimento fra profili in acciaio e calcestruzzo è dovuta alle tensioni di aderenza, all'attrito all'interfaccia acciaio-calcestruzzo nonché al collegamento meccanico; la resistenza deve essere tale da evitare scorrimenti rilevanti che possano inficiare i modelli di calcolo considerati.

Nell'ambito del metodo di verifica agli stati limiti si può assumere una tensione tangenziale di progetto dovuta all'aderenza ed all'attrito fino ai seguenti limiti:

- per sezioni completamente rivestite: $0,6 \text{ N mm}^{-2}$;
- per sezioni riempite di calcestruzzo: $0,4 \text{ N mm}^{-2}$;
- per le ali delle sezioni parzialmente rivestite: $0,2 \text{ N mm}^{-2}$;
- per l'anima delle sezioni parzialmente rivestite: 0 (zero).

Se tali limiti vengono superati, l'intero sforzo va affidato a collegamenti meccanici.

4.6.5.2.3 *Trasferimento degli sforzi tra componente in acciaio e componente in calcestruzzo*

Il trasferimento di sforzi fra acciaio e calcestruzzo può avvenire a causa delle modalità di collegamento fra la colonna e gli altri elementi strutturali. La lunghezza di trasferimento degli sforzi non deve superare il doppio della dimensione maggiore della sezione trasversale.

Qualora, nel trasferimento degli sforzi, si faccia affidamento sulla resistenza dovuta all'aderenza ed all'attrito, il valore puntuale della tensione tangenziale può calcolarsi mediante un'analisi elastica non fessurata. Il valore puntuale massimo non deve superare le tensioni tangenziali fornite nel punto precedente.

Se si realizza un collegamento meccanico, utilizzando connettori duttili di cui al paragrafo 4.6.4.3.5, si può effettuare una valutazione in campo plastico degli sforzi trasferiti, ripartendoli in modo uniforme fra i connettori.

Nelle sezioni parzialmente rivestite con profili a doppio T, il calcestruzzo tra le ali deve essere collegato all'anima mediante staffe individuando un chiaro meccanismo di trasferimento tra il calcestruzzo e l'anima; in particolare le staffe devono essere passanti o saldate, oppure si devono inserire connettori.

Qualora vi siano connettori a piolo sull'anima nelle sezioni rivestite con sezioni in acciaio a doppio T o una sezione simile, le ali limitano l'espansione laterale del calcestruzzo incrementando la resistenza a taglio dei pioli (le indicazioni quantitative sono reperibili nella normativa consolidata).

4.6.5.2.4 *Verifica degli elementi*

Nell'ambito di applicazione del metodo di verifica agli stati limiti, la resistenza a compressione $N_{pl,Rd}$ della sezione composta si può calcolare sommando le resistenze plastiche dei componenti (profilo di acciaio, calcestruzzo, armatura).

Per le colonne di tipo riempito si può considerare, secondo le indicazioni della normativa consolidata, un incremento di resistenza dovuto all'effetto di confinamento esercitato dal profilato sul calcestruzzo.

Ai fini delle verifiche di stabilità è necessario introdurre l'effetto della viscosità a lungo termine se l'elemento è particolarmente snello; si può considerare che tale effetto non sia trascurabile se gli elementi sono particolarmente snelli secondo quanto indicato dalla normativa consolidata. In tal caso il modulo di elasticità del calcestruzzo deve essere ridotto nei calcoli.

4.6.5.2.5 Copriferro e minimi di armatura

Per le sezioni completamente rivestite deve essere realizzato un copriferro minimo che garantisca:

- una adeguata trasmissione degli sforzi di aderenza;
- la protezione delle armature dalla corrosione;
- una adeguata protezione nei riguardi dell'espulsione del copriferro stesso.

Si devono rispettare le seguenti limitazioni:

- il copriferro dell'ala non deve essere minore di 40 mm e non inferiore ad 1/6 della larghezza dell'ala;
- il copriferro delle armature deve essere in accordo con le disposizioni relative alle strutture in cemento armato ordinario.

Le armature devono essere realizzate rispettando le seguenti indicazioni:

- l'armatura longitudinale, nel caso che venga considerata nel calcolo, non deve essere inferiore allo 0.3% della sezione in calcestruzzo;
- l'armatura trasversale deve essere progettata seguendo le regole delle strutture in cemento armato ordinario;
- la distanza tra le barre ed il profilo può essere inferiore a quella tra le barre ed anche nulla; in questo caso il perimetro efficace per l'aderenza acciaio-calcestruzzo deve essere considerato pari alla metà o un quarto di quello totale;
- le reti elettrosaldate possono essere utilizzate come staffe nelle colonne rivestite ma non possono sostituire l'armatura longitudinale.

Nelle sezioni riempite di calcestruzzo generalmente l'armatura non è necessaria.

4.6.6 SOLETTE COMPOSTE CON LAMIERA GRECATA

4.6.6.1 Generalità

Si definisce come composta una soletta gettata in calcestruzzo su una lamiera grecata, in cui quest'ultima, ad avvenuto indurimento del calcestruzzo, partecipa alla resistenza dell'insieme costituendo interamente o in parte l'armatura inferiore.

Al fine di garantire la trasmissione delle forze di scorrimento all'interfaccia fra lamiera e calcestruzzo non si può fare affidamento sulla aderenza fra i materiali ma si devono adottare sistemi generalmente del tipo:

- a ingranamento meccanico fornito dalla deformazione del profilo metallico o ingranamento ad attrito nel caso di profili sagomati con forme rientranti;
- ancoraggi di estremità costituiti da pioli saldati o altri tipi di connettori, purchè combinati a sistemi ad ingranamento;
- ancoraggi di estremità ottenuti con deformazione della lamiera, purchè combinati con sistemi a ingranamento per attrito.

4.6.6.2 Analisi globale

4.6.6.2.1 Metodi di analisi

Nel caso in cui le solette siano calcolate come travi continue si possono utilizzare i seguenti metodi di analisi:

- (a) analisi lineare con o senza redistribuzione;
- (b) analisi globale rigido-plastica, a condizione che, dove vi sono richieste di rotazione plastica, le sezioni abbiano sufficiente capacità rotazionale;
- (c) analisi elasto-plastica che tenga conto del comportamento non lineare dei materiali.

I metodi lineari di analisi sono idonei sia per gli stati limite ultimi, sia per gli stati limite di esercizio.

I metodi plastici devono essere utilizzati solo nello stato limite ultimo.

Si può utilizzare, per lo stato limite ultimo, l'analisi plastica senza alcuna verifica diretta della capacità rotazionale se si utilizza acciaio da armatura B450C (di cui al paragrafo 11.2.2.1.) e se le campate hanno luce minore di 3 m.

Se nell'analisi si trascurano gli effetti della fessurazione del calcestruzzo, i momenti flettenti negativi in corrispondenza degli appoggi interni possono essere ridotti fino al 30%, considerando i corrispondenti aumenti dei momenti flettenti positivi nelle campate adiacenti.

Una soletta continua può essere progettata come una serie di campate semplicemente appoggiate; in corrispondenza degli appoggi intermedi si raccomanda di disporre armature secondo le indicazioni del successivo punto 4.6.6.4.1..

4.6.6.2.2 Larghezza efficace per forze concentrate o lineari

Forze concentrate o applicate lungo una linea parallela alle nervature della lamiera possono essere considerate ripartite su una larghezza b_m operando una diffusione a 45° sino al lembo superiore della lamiera, seguendo le indicazioni della normativa consolidata.

4.6.6.3 Verifiche di resistenza

Si considereranno di regola le seguenti verifiche:

- resistenza flessionale;
- resistenza allo scorrimento;
- resistenza al punzonamento.

Ai fini della verifica allo scorrimento occorre la resistenza a taglio longitudinale di progetto $\tau_{u,Rd}$ tipica della lamiera grecata di previsto impiego, determinata secondo i criteri di cui al cap. 11. delle presenti norme.

La resistenza di una soletta composta alle sollecitazioni di taglio - punzonamento è di regola valutata sulla base di una adeguata sperimentazione, condotta in modo da riprodurre le effettive condizioni della superficie di contatto tra lamiere e getto in calcestruzzo riscontrabili in cantiere.

Qualora si consideri efficace la sola lamiera grecata, attribuendo al calcestruzzo esclusivamente la funzione di contrasto all'imbozzamento locale, la resistenza può essere verificata in accordo con le indicazioni della normativa consolidata in materia di profilati sottili di acciaio formati a freddo.

4.6.6.4 Verifiche agli stati limite di esercizio

4.6.6.4.1 Verifiche a fessurazione

L'ampiezza delle fessure nelle regioni di momento negativo di solette continue deve essere calcolata con le formulazioni delle strutture in cemento armato.

Qualora le solette continue siano progettate come semplicemente appoggiate in accordo con il precedente paragrafo 4.6.6.2.1, la sezione trasversale dell'armatura di controllo della fessurazione non deve essere minore di 0,2% dell'area della sezione trasversale del calcestruzzo posta al di sopra delle nervature nelle costruzioni non puntellate, e di 0,4% dell'area della sezione trasversale del calcestruzzo posta al di sopra delle nervature per le costruzioni puntellate.

4.6.6.4.2 Verifiche di deformabilità

L'effetto di scorrimento di estremità può essere trascurato nei casi indicati dalla normativa consolidata.

Il calcolo delle frecce può essere omissivo se il rapporto tra luce ed altezza non supera i limiti indicati nel precedente capitolo 4.1. relativo alle strutture di c.a. e risulta trascurabile l'effetto dello scorrimento di estremità.

4.6.6.5 Verifiche della lamiera grecata nella fase di getto

4.6.6.5.1 Verifica di resistenza

La verifica della lamiera grecata deve essere svolta in accordo con le indicazioni della normativa consolidata in materia di profilati sottili di acciaio formati a freddo.

4.6.6.5.2 Verifiche agli stati limite di esercizio

L'inflessione della lamiera sotto il peso proprio ed il peso del calcestruzzo fresco, escludendo i carichi di costruzione, non deve essere maggiore di $L/180$ o 20 mm, essendo L la lunghezza effettiva della campata fra due appoggi (in questo contesto gli eventuali puntelli devono essere considerati appoggi).

Tali limiti possono essere aumentati qualora inflessioni maggiori non inficino la resistenza o l'efficienza del solaio e sia considerato nella progettazione del solaio e della struttura di supporto il peso addizionale dovuto all'accumulo del calcestruzzo.

4.6.6.6 Dettagli costruttivi

4.6.6.6.1 Spessore minimo delle lamiere grecate

Lo spessore delle lamiere grecate impiegate nelle solette composte non deve essere inferiore a 0,8 mm.

4.6.6.6.2 Spessore della soletta

L'altezza complessiva del solaio composto h , non deve essere minore di 80 mm. Lo spessore del calcestruzzo h_c al di sopra dell'estradosso delle nervature della lamiera non deve essere minore di 40 mm.

Se la soletta realizza con la trave una membratura composta, oppure è utilizzata come diaframma, l'altezza complessiva non deve essere minore di 90 mm ed h_c non deve essere minore di 50 mm.

4.6.6.6.3 Inerti

La dimensione nominale dell'inerte dipende dalla più piccola dimensione dell'elemento strutturale nel quale il calcestruzzo è gettato.

4.6.6.6.4 Appoggi

Le solette composte sostenute da elementi di acciaio o calcestruzzo devono avere una larghezza di appoggio minimo di 75 mm, con una dimensione di appoggio del bordo della lamiera grecata di almeno 50 mm.

Nel caso di solette composte sostenute da elementi in diverso materiale, tali valori devono essere portati rispettivamente a 100 mm e 70 mm.

Nel caso di lamiere sovrapposte o continue che poggiano su elementi di acciaio o calcestruzzo, l'appoggio minimo deve essere 75 mm e per elementi in altro materiale 100 mm.

I valori minimi delle larghezze di appoggio riportati in precedenza possono essere ridotti, in presenza di specifiche di progetto circa tolleranze, carichi, campate, altezza dell'appoggio e requisiti di continuità per le armature.