

COMUNE DI OLBIA

Provincia di Sassari

REALIZZAZIONE DI UN TRATTO DI MARCIAPIEDE NELLA FRAZIONE DI SAN PANTALEO

PROGETTO ESECUTIVO

Il sindaco:

Dott. Settimo Nizzi

Progettisti in R.T.P.:

Arch. Lorenzo G. Soro (Mandatario)

Altri componenti RTP

Arch. Andrea Pirastru

Arch. Giulia Sanna

Collaboratori

Ing. Paolo Bittu (calcoli statici)

Il dirigente del settore Tecnico:

Ing. Diego Ciceri

Il R.U.P.:

Geom. Graziella Orrù

Il committente:

Comune di Olbia

Oggetto:

**RELAZIONE DI CALCOLO
STRUTTURE IN ACCIAIO**

Tavola

R.03

Scala

Data

21.12.2023

Revisione

001

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE IN ACCIAIO - NTC 2018

MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI

DECRETO 17 gennaio 2018.



4.2. COSTRUZIONI DI ACCIAIO

Le presenti norme definiscono i principi e le regole generali per soddisfare i requisiti di sicurezza delle costruzioni con struttura di acciaio.

I requisiti per l'esecuzione di strutture di acciaio, al fine di assicurare un adeguato livello di resistenza meccanica e stabilità, di efficienza e di durata, devono essere conformi alle UNI EN 1090-2:2011, "Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio - Parte 2: Requisiti tecnici per strutture di acciaio", per quanto non in contrasto con le presenti norme.

4.2.1. MATERIALI

4.2.1.1 ACCIAIO LAMINATO

Gli acciai per impiego strutturale devono appartenere ai gradi da S235 a S460 e le loro caratteristiche devono essere conformi ai requisiti di cui al § 11.3.4 delle presenti norme.

Per le applicazioni nelle zone dissipative delle costruzioni soggette ad azioni sismiche sono richiesti ulteriori requisiti specificati nel § 11.3.4.9 delle presenti norme.

In sede di progettazione, per gli acciai di cui alle norme europee armonizzate UNI EN 10025-1, UNI EN 10210-1 ed UNI EN 10219-1, si possono assumere nei calcoli i valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} riportati nelle tabelle seguenti.

Tab. 4.2.I – Laminati a caldo con profili a sezione aperta piani e lunghi

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale “t” dell’elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550
UNI EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
UNI EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
S460 Q/QL/QL1	460	570	440	580
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

Tab. 4.2.II – Laminati a caldo con profili a sezione cava

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale “t” dell’elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]
UNI EN 10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
UNI EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S460 MH/MLH	460	530		
S460 NH/NHL	460	550		

4.2.1.2 ACCIAIO INOSSIDABILE

Gli acciai inossidabili per impieghi strutturali devono essere conformi a quanto previsto nel § 11.3.4.8. Per quanto attiene alla progettazione strutturale con acciai inossidabili, le indicazioni e le regole indicate nella presente norma devono essere integrate da norme di comprovata validità, quali, ad esempio, la UNI EN 1993-1-4.

4.2.1.3 SALDATURE

I procedimenti di saldatura e i materiali di apporto devono essere conformi ai requisiti di cui al § 11.3.4.5 delle presenti norme.

Per l'omologazione degli elettrodi da impiegare nella saldatura ad arco può farsi utile riferimento alla norma UNI EN ISO 2560.

Per gli altri procedimenti di saldatura devono essere impiegati fili, flussi o gas di cui alle prove di qualifica del procedimento.

Le caratteristiche dei materiali di apporto (tensione di snervamento, tensione di rottura, allungamento a rottura e resilienza) devono, salvo casi particolari precisati dal progettista, essere equivalenti o superiori alle corrispondenti caratteristiche delle parti collegate.

4.2.1.4 BULLONI E CHIODI

I bulloni e i chiodi per collegamenti di forza devono essere conformi ai requisiti di cui al § 11.3.4.6 delle presenti norme.

I valori della tensione di snervamento f_{yb} e della tensione di rottura f_{tb} dei bulloni, da adottare nelle verifiche quali valori caratteristici, sono specificati nel § 11.3.4.6 delle presenti norme.

4.2.2. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

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

I requisiti richiesti di resistenza, funzionalità, durabilità e robustezza si garantiscono verificando il rispetto degli stati limite ultimi e degli stati limite di esercizio della struttura, dei componenti strutturali e dei collegamenti descritti nella presente norma.

4.2.2.1 STATI LIMITE

Gli stati limite ultimi da verificare, ove necessario, sono:

- *stato limite di equilibrio*, al fine di controllare l'equilibrio globale della struttura e delle sue parti durante tutta la vita nominale comprese le fasi di costruzione e di riparazione;
- *stato limite di collasso*, corrispondente al raggiungimento della tensione di snervamento oppure delle deformazioni ultime del materiale e quindi della crisi o eccessiva deformazione di una sezione, di una membratura o di un collegamento (escludendo fenomeni di fatica), o alla formazione di un meccanismo di collasso, o all'instaurarsi di fenomeni di instabilità dell'equilibrio negli elementi componenti o nella struttura nel suo insieme, considerando anche fenomeni locali d'instabilità dei quali si possa tener conto eventualmente con riduzione delle aree delle sezioni resistenti;
- *stato limite di fatica*, controllando le variazioni tensionali indotte dai carichi ripetuti in relazione alle caratteristiche dei dettagli strutturali interessati.

Per strutture o situazioni particolari, può essere necessario considerare altri stati limite ultimi.

Gli stati limite di esercizio da verificare, ove necessario, sono:

- *stati limite di deformazione e/o spostamento*, al fine di evitare deformazioni e spostamenti che possano compromettere l'uso efficiente della costruzione e dei suoi contenuti, nonché il suo aspetto estetico;
- *stato limite di vibrazione*, al fine di assicurare che le sensazioni percepite dagli utenti garantiscano accettabili livelli di comfort ed il cui superamento potrebbe essere indice di scarsa robustezza e/o indicatore di possibili danni negli elementi secondari;
- *stato limite di plasticizzazioni locali*, al fine di scongiurare deformazioni plastiche che generino deformazioni irreversibili ed inaccettabili;
- *stato limite di scorrimento dei collegamenti ad attrito con bulloni ad alta resistenza*, nel caso che il collegamento sia stato dimensionato a collasso per taglio dei bulloni.

4.2.3. ANALISI STRUTTURALE

Il metodo di analisi deve essere coerente con le ipotesi di progetto. L'analisi deve essere basata su modelli strutturali di calcolo appropriati, a seconda dello stato limite considerato.

Le ipotesi scelte ed il modello di calcolo adottato devono essere in grado di riprodurre il comportamento globale della struttura e quello locale delle sezioni adottate, degli elementi strutturali, dei collegamenti e degli appoggi.

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 di cui al § 4.2.3.5.

4.2.3.1 CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI

Le sezioni trasversali degli elementi strutturali si classificano in funzione della loro capacità rotazionale C_θ definita come:

$$C_\theta = \vartheta_x / \vartheta_y - 1 \quad [4.2.0]$$

essendo ϑ_x e ϑ_y le rotazioni corrispondenti rispettivamente al raggiungimento della deformazione ultima ed allo snervamento.

La classificazione delle sezioni trasversali degli elementi strutturali si effettua in funzione della loro capacità di deformarsi in campo plastico. E' possibile distinguere le seguenti classi di sezioni:

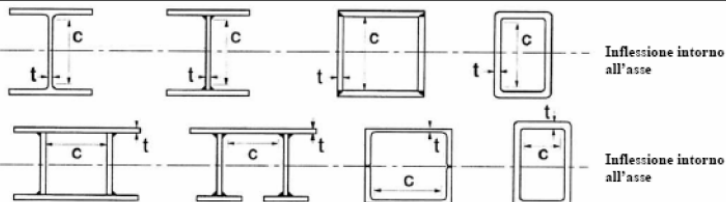
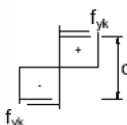
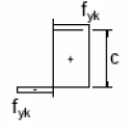
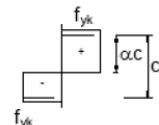
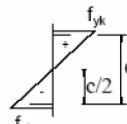
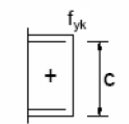
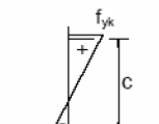
- classe 1* se la sezione è in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi strutturale condotta con il metodo plastico di cui al § 4.2.3.2 senza subire riduzioni della resistenza. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_s \geq 3$;
- classe 2* se la sezione è in grado di sviluppare il proprio momento resistente plastico, ma con capacità rotazionale limitata. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_s \geq 1,5$;
- classe 3* se nella sezione le tensioni calcolate nelle fibre estreme compresse possono raggiungere la tensione di snervamento, ma l'instabilità locale impedisce lo sviluppo del momento resistente plastico;
- classe 4* se, per determinarne la resistenza flettente, tagliante o normale, è necessario tener conto degli effetti dell'instabilità locale in fase elastica nelle parti compresse che compongono la sezione. In tal caso nel calcolo della resistenza la sezione geometrica effettiva può sostituirsi con una *sezione efficace*.

Le sezioni di classe 1 si definiscono duttili, quelle di classe 2 compatte, quelle di classe 3 semi-compatte e quelle di classe 4 snelle.

Per i casi più comuni delle forme delle sezioni e delle modalità di sollecitazione, le seguenti Tabelle 4.2.III, 4.2.IV e 4.2.V forniscono indicazioni per la classificazione delle sezioni.

La classe di una sezione composta corrisponde al valore di classe più alto tra quelli dei suoi elementi componenti.

Tab. 4.2.III - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

					
Parti interne compresse					
Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)					
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	quando $\alpha > 0,5 : c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5 : c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$		
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	quando $\alpha > 0,5 : c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5 : c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)					
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	quando $\psi > -1 : c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1 : c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$		
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420
ϵ	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75
					0,71

*) $\psi \leq -1$ si applica se la tensione di compressione $\sigma \leq f_{yk}$ o la deformazione a trazione $\epsilon_y > f_{yk}/E$

Tab. 4.2.IV - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

 Profilati laminati a caldo  Sezioni saldate						
Classe	Piattabande esterne soggette a compressione	Piattabande esterne soggette a flessione e a compressione				
		Con estremità in compressione		Con estremità in trazione		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_e}$ Per k_e vedere EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	e	1.00	0.92	0.81	0.75	0.71

Tab. 4.2.V - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

 Angolari						
Riferirsi anche alle piattabande esterne (v. Tab 4.2.II) Non si applica agli angoli in contatto continuo con altri componenti						
Classe		Sezione in compressione				
Distribuzione delle tensioni sulla sezione (compressione positiva)		 f_{yk}				
3		$h/t \leq 15\epsilon$ $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$				
 Sezioni Tubolari						
Classe		Sezione inflessa e/o compressa				
1		$d/t \leq 50\epsilon^2$				
2		$d/t \leq 70\epsilon^2$				
3		$d/t \leq 90\epsilon^2$ (Per $d/t > 90$ vedere EN 1993-1-6)				
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	e	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	e^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

4.2.3.2 CAPACITÀ RESISTENTE DELLE SEZIONI

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

La capacità resistente della sezione si determina con uno dei seguenti metodi.

Metodo elastico (E)

Si assume un comportamento elastico lineare del materiale, sino al raggiungimento della condizione di snervamento.

Il metodo può applicarsi a tutte le classi di sezioni, con l'avvertenza di riferirsi al metodo delle sezioni efficaci o a metodi equivalenti, nel caso di sezioni di classe 4.

Metodo plastico (P)

Si assume la completa plasticizzazione del materiale. Il metodo può applicarsi solo a sezioni di classe 1 e 2.

Metodo elasto-plastico (EP)

Si assumono legami costitutivi tensione-deformazione del materiale di tipo bilineare o più complessi.

Il metodo può applicarsi a qualsiasi tipo di sezione.

4.2.3.3 METODI DI ANALISI GLOBALE

L'analisi globale della struttura può essere condotta con uno dei seguenti metodi:

Metodo elastico (E)

Si valutano gli effetti delle azioni nell'ipotesi che il legame tensione-deformazione del materiale sia indefinitamente lineare.

Il metodo è applicabile a strutture composte da sezioni di classe qualsiasi.

La resistenza delle sezioni può essere valutata con il metodo elastico, plastico o elasto-plastico per le sezioni duttili o compatte (classe 1 o 2), con il metodo elastico o elasto-plastico per le sezioni semi-compatte o snelle (classe 3 o 4).

Metodo plastico (P)

Gli effetti delle azioni si valutano trascurando la deformazione elastica degli elementi strutturali e concentrando le deformazioni plastiche nelle sezioni di formazione delle cerniere plastiche.

Il metodo è applicabile a strutture interamente composte da sezioni di classe 1.

Metodo elasto-plastico (EP)

Gli effetti delle azioni si valutano introducendo nel modello il legame momento-curvatura delle sezioni ottenuto considerando un legame costitutivo tensione-deformazione di tipo bilineare o più complesso.

Il metodo è applicabile a strutture composte da sezioni di classe qualsiasi.

Le possibili alternative per i metodi di analisi strutturale e di valutazione della capacità resistente flessionale delle sezioni sono riassunte nella seguente Tab. 4.2.VI.

Tab. 4.2.VI - Metodi di analisi globali e relativi metodi di calcolo delle capacità e classi di sezioni ammesse

Metodo di analisi globale	Metodo di calcolo della capacità resistente della sezione	Tipo di sezione
(E)	(E)	tutte (*)
(E)	(P)	classi 1 e 2
(E)	(EP)	tutte (*)
(P)	(P)	classe 1
(EP)	(EP)	tutte (*)

(*) per le sezioni di classe 4 la capacità resistente può essere calcolata con riferimento alla sezione efficace.

4.2.3.4 EFFETTI DELLE DEFORMAZIONI

In generale, è possibile effettuare:

- l'analisi del primo ordine, imponendo l'equilibrio sulla configurazione iniziale della struttura,
- l'analisi del secondo ordine, imponendo l'equilibrio sulla configurazione deformata della struttura.

L'analisi globale può condursi con la teoria del primo ordine nei casi in cui possano ritenersi trascurabili gli effetti delle deformazioni sull'entità delle sollecitazioni, sui fenomeni di instabilità e su qualsiasi altro rilevante parametro di risposta della struttura.

Tale condizione si può assumere verificata se risulta soddisfatta la seguente relazione:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \quad \text{per l'analisi elastica}$$

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \quad \text{per l'analisi plastica} \quad [4.2.1]$$

dove α_{cr} è il moltiplicatore dei carichi applicati che induce l'instabilità globale della struttura, F_{Ed} è il valore dei carichi di progetto e F_{cr} è il valore del carico instabilizzante calcolato considerando la rigidezza iniziale elastica della struttura.

4.2.3.5 EFFETTO DELLE IMPERFEZIONI

Nell'analisi della struttura, in quella dei sistemi di controvento e nel calcolo delle membrature si deve tener conto degli effetti delle imperfezioni geometriche e strutturali quali la mancanza di verticalità o di rettilineità, la mancanza di accoppiamento e le inevitabili eccentricità minori presenti nei collegamenti reali.

A tal fine possono adottarsi nell'analisi adeguate imperfezioni geometriche equivalenti, di valore tale da simulare i possibili effetti delle reali imperfezioni da esse sostituite, a meno che tali effetti non siano inclusi implicitamente nel calcolo della resistenza degli elementi strutturali.

Si devono considerare nel calcolo:

- le imperfezioni globali per i telai o per i sistemi di controvento;
- le imperfezioni locali per i singoli elementi strutturali.

Gli effetti delle imperfezioni globali per telai sensibili agli effetti del secondo ordine possono essere riprodotti introducendo un errore iniziale di verticalità della struttura ed una curvatura iniziale degli elementi strutturali costituenti.

L'errore iniziale di verticalità in un telaio può essere trascurato quando:

$$H_{Ed} \geq 0,15 \cdot Q_{Ed} \quad [4.2.2]$$

dove H_{Ed} è la somma delle reazioni orizzontali alla base delle colonne del piano considerato e Q_{Ed} è la somma delle reazioni verticali alla base delle colonne del piano stesso.

Nel caso di telai non sensibili agli effetti del secondo ordine, nell'esecuzione dell'analisi globale per il calcolo delle sollecitazioni da introdurre nelle verifiche di stabilità degli elementi strutturali, la curvatura iniziale degli elementi strutturali può essere trascurata.

Nell'analisi dei sistemi di controvento che devono garantire la stabilità laterale di travi inflesse o elementi compressi, gli effetti delle imperfezioni globali devono essere riprodotti introducendo, sotto forma di errore di rettilineità iniziale, un'imperfezione geometrica equivalente dell'elemento da vincolare.

Nella verifica di singoli elementi strutturali, quando non occorra tenere conto degli effetti del secondo ordine, gli effetti delle imperfezioni locali sono da considerarsi inclusi implicitamente nelle formule di verifica di stabilità.

4.2.4. VERIFICHE

Le azioni caratteristiche (carichi, distorsioni, variazioni termiche, ecc.) 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 progetto si ottengono, per le verifiche statiche, secondo quanto indicato nel Capitolo 2.

Il calcolo deve condursi con appropriati metodi della meccanica strutturale, secondo i criteri indicati in § 4.2.3.

4.2.4.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

4.2.4.1.1 Resistenza di progetto

La resistenza di progetto delle membrature R_d si pone nella forma:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \quad [4.2.3]$$

dove:

R_k è il valore caratteristico della resistenza (trazione, compressione, flessione, taglio e torsione) della membratura, determinata dai valori caratteristici delle resistenze dei materiali f_{yk} e dalle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali, dipendenti dalla classe della sezione.

γ_M è il fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato.

Nel caso in cui si abbiano elementi con sezioni di classe 4 può farsi riferimento alle caratteristiche geometriche "efficaci", area efficace A_{eff} , modulo di resistenza efficace W_{eff} , modulo di inerzia efficace J_{eff} , valutati seguendo il procedimento indicato in UNI EN 1993-1-5. Nel caso di elementi strutturali formati a freddo e lamiere sottili, per valutare le caratteristiche "efficaci" si può fare riferimento a quanto indicato in UNI EN 1993-1-3. In alternativa al metodo delle caratteristiche geometriche efficaci si potrà utilizzare il metodo delle tensioni ridotte, indicato in UNI EN 1993-1-5.

Per le verifiche di resistenza delle sezioni delle membrature, con riferimento ai modelli di resistenza esposti nella presente normativa ed utilizzando acciai dal grado S 235 al grado S 460 di cui al § 11.3, si adottano i fattori parziali γ_{M0} e γ_{M2} indicati nella Tab. 4.2.VII. Il coefficiente di sicurezza γ_{M2} , in particolare, deve essere impiegato qualora si eseguano verifiche di elementi tesi nelle zone di unione delle membrature indebolite dai fori.

Per valutare la stabilità degli elementi strutturali compressi, inflessi e presso-inflessi, si utilizza il coefficiente parziale di sicurezza γ_{M1} indicato nella seguente tabella.

Tab. 4.2.VII - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

4.2.4.1.2 Resistenza delle membrature

Per la verifica delle travi la resistenza di progetto da considerare dipende dalla classificazione delle sezioni.

La verifica in campo elastico è ammessa per tutti i tipi di sezione, con l'avvertenza di tener conto degli effetti di instabilità locale per le sezioni di classe 4.

Le verifiche in campo elastico, per gli stati di sforzo piani tipici delle travi, si eseguono con riferimento al seguente criterio:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed}\sigma_{x,Ed} + 3\tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk}/\gamma_{M0})^2 \quad [4.2.4]$$

dove:

$\sigma_{x,Ed}$ è il valore di progetto della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;

$\sigma_{z,Ed}$ è il valore di progetto della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;

τ_{Ed} è il valore di progetto della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura.

La verifica in campo plastico richiede che si determini una distribuzione di tensioni interne “staticamente ammissibile”, cioè in equilibrio con le sollecitazioni applicate (N, M, T, ecc.) e rispettosa della condizione di plasticità.

I modelli resistenti esposti nei paragrafi seguenti definiscono la resistenza delle sezioni delle membrature nei confronti delle sollecitazioni interne, agenti separatamente o contemporaneamente.

Per le sezioni di classe 4, in alternativa alle formule impiegate nel seguito, si possono impiegare altri procedimenti di comprovata validità.

4.2.4.1.2.1 Trazione

L'azione assiale di progetto N_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.5]$$

dove la resistenza di progetto a trazione $N_{t,Rd}$ di membrature con sezioni indebolite da fori per collegamenti bullonati o chiodati deve essere assunta pari al minore dei valori seguenti:

a) la resistenza plastica di progetto della sezione lorda, A ,

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad [4.2.6]$$

b) la resistenza di progetto a rottura della sezione netta, A_{net} , in corrispondenza dei fori per i collegamenti

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad [4.2.7]$$

Qualora il progetto preveda la gerarchia delle resistenze, come avviene in presenza di azioni sismiche, la resistenza di progetto plastica della sezione lorda, $N_{pl,Rd}$, deve risultare minore della resistenza di progetto a rottura delle sezioni indebolite dai fori per i collegamenti, $N_{u,Rd}$:

$$N_{pl,Rd} \leq N_{u,Rd} \quad [4.2.8]$$

4.2.4.1.2.2 Compressione

La forza di compressione di progetto N_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.9]$$

dove la resistenza di progetto a compressione della sezione $N_{c,Rd}$ vale:

$$N_{c,Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad [4.2.10]$$

$$N_{c,Rd} = A_{eff} f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 4.}$$

Non è necessario dedurre l'area dei fori per i collegamenti bullonati o chiodati, purché in tutti i fori siano presenti gli elementi di collegamento e non siano presenti fori sovradimensionati o asolati.

4.2.4.1.2.3 Flessione monoassiale (retta)

Il momento flettente di progetto M_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.11]$$

dove la resistenza di progetto a flessione retta della sezione $M_{c,Rd}$ si valuta tenendo conto della presenza di eventuali fori in zona tesa per collegamenti bullonati o chiodati.

La resistenza di progetto a flessione retta della sezione $M_{c,Rd}$ vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 1 e 2;} \quad [4.2.12]$$

in cui W_{pl} rappresenta il modulo di resistenza plastico della sezione

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 3;} \quad [4.2.13]$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 4;} \quad [4.2.14]$$

per le sezioni di classe 3, $W_{el,min}$ è il modulo resistente elastico minimo della sezione in acciaio; per le sezioni di classe 4, invece, il modulo $W_{eff,min}$ è calcolato eliminando le parti della sezione inattive a causa dei fenomeni di instabilità locali, secondo il procedimento esposto in UNI EN1993-1-5, e scegliendo il minore tra i moduli così ottenuti.

Per la flessione biassiale si veda oltre.

Negli elementi inflessi caratterizzati da giunti strutturali bullonati, la presenza dei fori nelle piattabande tese dei profili può essere trascurata nel calcolo del momento resistente se è verificata la relazione

$$\frac{0,9 \cdot A_{f,net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A_f \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad [4.2.15]$$

dove A_f è l'area lorda della piattabanda tesa, $A_{f,net}$ è l'area della piattabanda al netto dei fori e f_{tk} è la resistenza ultima dell'acciaio.

4.2.4.1.2.4 Taglio

Il valore di progetto dell'azione tagliente V_{Ed} deve rispettare la condizione

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.16]$$

dove la resistenza di progetto a taglio $V_{c,Rd}$ in assenza di torsione, vale

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad [4.2.17]$$

dove A_v è l'area resistente a taglio. Per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f \quad [4.2.18]$$

per profilati a C o ad U caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + r) t_f \quad [4.2.19]$$

per profilati ad I e ad H caricati nel piano delle ali si può assumere

$$A_v = A - \sum (h_w \cdot t_w) \quad [4.2.20]$$

per profilati a T caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = 0,9 (A - b t_f) \quad [4.2.21]$$

per profili rettangolari cavi "profilati a caldo" di spessore uniforme si può assumere

$$A_v = Ah/(b+h) \quad \text{quando il carico è parallelo all'altezza del profilo,} \quad [4.2.22]$$

$$A_v = Ab/(b+h) \quad \text{quando il carico è parallelo alla base del profilo;}$$

per sezioni circolari cave e tubi di spessore uniforme:

$$A_v = 2A/\pi \quad [4.2.23]$$

dove:

A è l'area lorda della sezione del profilo,

b è la larghezza delle ali per i profilati e la larghezza per le sezioni cave,

h_w è l'altezza dell'anima,

h è l'altezza delle sezioni cave,

r è il raggio di raccordo tra anima ed ala,

t_f è lo spessore delle ali,

t_w è lo spessore dell'anima.

In presenza di torsione, la resistenza a taglio del profilo deve essere opportunamente ridotta. Per le sezioni ad I o H la resistenza di progetto a taglio ridotta è data dalla formula

$$V_{c,Rd,red} = V_{c,Rd} \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1,25 \cdot f_{yk}/(\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})}} \quad [4.2.24]$$

dove $\tau_{t,Ed}$ è la tensione tangenziale massima dovuta alla torsione uniforme. Per sezioni cave, invece, la formula è

$$V_{c,Rd,red} = \left[1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{f_{yk}/(\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})} \right] V_{c,Rd} \quad [4.2.25]$$

La verifica a taglio della sezione può anche essere condotta in termini tensionali (verifica elastica) nel punto più sollecitato della sezione trasversale utilizzando la formula

$$\frac{\tau_{t,Ed}}{f_{yk}/(\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})} \leq 1,0 \quad [4.2.26]$$

dove $\tau_{t,Ed}$ è valutata in campo elastico lineare.

La verifica all'instabilità dell'anima della sezione soggetta a taglio e priva di irrigidimenti deve essere condotta in accordo con § 4.2.4.1.3.4 se

$$\frac{h_w}{t} > \frac{72}{\eta} \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} \quad [4.2.27]$$

con η assunto cautelativamente pari a 1,00 oppure valutato secondo quanto previsto in norme di comprovata validità.

4.2.4.1.2.5 Torsione

Per gli elementi soggetti a torsione, quando possano essere trascurate le distorsioni della sezione, la sollecitazione torcente di progetto, T_{Ed} , deve soddisfare la relazione

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} \leq 1,0 \quad [4.2.28]$$

essendo T_{Rd} la resistenza torsionale di progetto della sezione trasversale. La torsione agente T_{Ed} può essere considerata come la somma di due contributi

$$T_{Ed} = T_{t,Ed} + T_{w,Ed} \quad [4.2.29]$$

dove $T_{t,Ed}$ è la torsione uniforme e $T_{w,Ed}$ è la torsione per ingobbamento impedito.

4.2.4.1.2.6 Flessione e taglio

Se il taglio di progetto V_{Ed} è inferiore a metà della resistenza di progetto a taglio $V_{c,Rd}$

$$V_{Ed} \leq 0,5 V_{c,Rd} \quad [4.2.30]$$

si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione, eccetto nei casi in cui l'instabilità per taglio riduca la resistenza a flessione della sezione. Se il taglio di progetto V_{Ed} è superiore a metà della resistenza di progetto a taglio $V_{c,Rd}$ bisogna tener conto dell'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Posto

$$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 \quad [4.2.31]$$

la resistenza a flessione si determina assumendo per l'area resistente a taglio A_v la tensione di snervamento ridotta $(1 - \rho) f_{yk}$.

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a flessione e taglio nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di progetto a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho \cdot A_w^2}{4t_w} \right] f_{yk}}{\gamma_{M0}} \leq M_{y,c,Rd} \quad [4.2.32]$$

in cui A_w rappresenta l'area dell'anima del profilo.

4.2.4.1.2.7 Presso o tenso-flessione retta

La presso- o tenso-flessione retta può essere trattata con riferimento a metodi di comprovata validità.

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso-flessione nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di progetto a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) / (1 - 0,5 a) \leq M_{pl,y,Rd} \quad [4.2.33]$$

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso-flessione nel piano delle ali, la corrispondente resistenza convenzionale di progetto a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \text{ per } n \leq a \quad [4.2.34]$$

$$\text{o} \quad M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n - a}{1 - a} \right)^2 \right] \text{ per } n > a \quad [4.2.35]$$

essendo

$M_{pl,y,Rd}$ il momento resistente plastico di progetto a flessione semplice nel piano dell'anima,

$M_{pl,z,Rd}$ il momento resistente plastico di progetto a flessione semplice nel piano delle ali,

e posto:

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} \quad [4.2.36]$$

$$a = \frac{(A - 2bt_f)}{A} \leq 0,5 \quad [4.2.37]$$

dove:

A è l'area lorda della sezione,

b è la larghezza delle ali,

t_f è lo spessore delle ali.

Per sezioni generiche di classe 1 e 2 la verifica si conduce controllando che il momento di progetto sia minore del momento plastico di progetto, ridotto per effetto dello sforzo normale di progetto, $M_{N,y,Rd}$.

4.2.4.1.2.8 Presso o tenso flessione biassiale

La presso- o tenso-flessione biassiale può essere trattata con riferimento a metodi di comprovata validità.

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso-flessione biassiale, la condizione di resistenza può essere valutata come:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right)^{5n} \leq 1 \quad [4.2.38]$$

con $n \geq 0,2$ essendo $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$. Nel caso in cui $n < 0,2$, e comunque per sezioni generiche di classe 1 e 2, la verifica può essere condotta cautelativamente controllando che:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right) + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right) \leq 1 \quad [4.2.39]$$

Per le sezioni di classe 3, in assenza di azioni di taglio, la verifica a presso o tenso-flessione retta o biassiale è condotta in termini tensionali utilizzando le verifiche elastiche; la tensione agente è calcolata considerando la eventuale presenza dei fori.

Per le sezioni di classe 4, le verifiche devono essere condotte con riferimento alla resistenza elastica (verifica tensionale); si possono utilizzare le proprietà geometriche efficaci della sezione trasversale considerando la eventuale presenza dei fori.

4.2.4.1.2.9 Flessione, taglio e sforzo assiale

Nel calcolo del momento flettente resistente devono essere considerati gli effetti di sforzo assiale e taglio, se presenti.

Nel caso in cui il taglio sollecitante di progetto, V_{Ed} , sia inferiore al 50% della resistenza di progetto a taglio, $V_{c,Rd}$, la resistenza a flessione della sezione può essere calcolata con le formule per la tenso/presso flessione. Se la sollecitazione di progetto a taglio supera il 50% della resistenza di progetto a taglio, si assume una tensione di snervamento ridotta per l'interazione tra flessione e taglio: $f_{y,red} = (1 - \rho) f_{yk}$ dove:

$$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 \quad [4.2.40]$$

Per le sezioni di classe 3 e classe 4 le verifiche devono essere condotte con riferimento alla resistenza elastica (verifica tensionale); per le sezioni di classe 4 si possono utilizzare le proprietà geometriche efficaci della sezione trasversale.

4.2.4.1.3 Stabilità delle membrature

4.2.4.1.3.1 Aste compresse

La verifica di stabilità di un'asta si effettua nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa. Deve essere

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.41]$$

dove

N_{Ed} è l'azione di compressione di progetto,

$N_{b,Rd}$ è la resistenza di progetto all'instabilità nell'asta compressa, data da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} \text{ per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad [4.2.42]$$

e da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_{yk}}{\gamma_{M1}} \text{ per le sezioni di classe 4} \quad [4.2.43]$$

I coefficienti χ dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; essi si desumono, in funzione di appropriati valori della snellezza normalizzata $\bar{\lambda}$, dalla seguente formula

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 \quad [4.2.44]$$

dove $\Phi = 0.5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$, α è il fattore di imperfezione ricavato dalla Tab. 4.2.VIII e la snellezza normalizzata $\bar{\lambda}$ è pari a

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 1, 2 e 3, e a} \quad [4.2.45]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 4.} \quad [4.2.46]$$

Tab. 4.2.VIII - Curve d'instabilità per varie tipologie di sezioni e classi d'acciaio, per elementi compressi

Sezione trasversale		Limiti	Inflexione intorno all'asse	Curva di instabilità		
				S235, S275, S355, S420	S460	
Sezioni laminate		h/b > 1,2	t_f ≤ 40 mm	a b	a_0 a_0	
			40 mm < t_f ≤ 100 mm	b c	a a	
		h/b ≤ 1,2	t_f ≤ 100 mm	b c	a a	
			t_f > 100 mm	d d	c c	
Sezioni ad I saldate		t_f ≤ 40 mm	y-y z-z	b c	b c	
		t_f > 40 mm	y-y z-z	c d	c d	
Sezioni curve		Sezione formata "a caldo"	qualunque	a	a_0	
		Sezione formata "a freddo"	qualunque	c	c	
Sezioni scatolari saldate		In generale	qualunque	b	b	
		saldature "spesse": a>0.5t_f; b/t_f<30; h/t_w<30	qualunque	c	c	
Sezioni piene, ad U e T			qualunque	c	c	
Sezioni ad L			qualunque	b	b	
Curva di instabilità		a_0	a	b	c	d
Fattore di imperfezione α		0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

N_{cr} è il carico critico elastico basato sulle proprietà della sezione lorda e sulla lunghezza di libera inflessione l_0 dell'asta, calcolato per la modalità di collasso per instabilità appropriata (flessionale, torsionale o flesso-torsionale).

Nel caso in cui $\bar{\lambda}$ sia minore di 0,2 oppure nel caso in cui la sollecitazione di progetto N_{Ed} sia inferiore a $0,04N_{cr}$, gli effetti legati ai fenomeni di instabilità per le aste compresse possono essere trascurati.

Limitazioni della snellezza

Si definisce lunghezza d'inflessione la lunghezza $l_0 = \beta \cdot l$ da sostituire nel calcolo del carico critico elastico N_{cr} alla lunghezza l dell'asta quale risulta dallo schema strutturale. Il coefficiente β deve essere valutato tenendo conto delle effettive condizioni di vincolo dell'asta nel piano di inflessione considerato.

Si definisce snellezza di un'asta nel piano di verifica considerato il rapporto

$$\lambda = l_0 / i \quad [4.2.47]$$

dove

l_0 è la lunghezza d'inflessione nel piano considerato,

i è il raggio d'inerzia relativo.

È opportuno limitare la snellezza λ al valore di 200 per le membrature principali ed a 250 per le membrature secondarie.

4.2.4.1.3.2 Travi inflesse

Le travi inflesse con la piattabanda compressa non sufficientemente vincolata lateralmente, devono essere verificate nei riguardi dell'instabilità flessio-torsionale secondo la formula

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.48]$$

dove:

M_{Ed} è il massimo momento flettente di progetto

$M_{b,Rd}$ è il momento resistente di progetto per l'instabilità.

Nel caso di profilo inflesso secondo l'asse forte (asse y) il momento resistente di progetto per i fenomeni di instabilità di una trave lateralmente non vincolata può essere assunto pari a

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad [4.2.49]$$

dove

W_y è il modulo resistente della sezione, pari al modulo plastico $W_{pl,y}$ per le sezioni di classe 1 e 2, al modulo elastico $W_{el,y}$ per le sezioni di classe 3 e che può essere assunto pari al modulo efficace $W_{eff,y}$ per le sezioni di classe 4.

Il fattore χ_{LT} è il fattore di riduzione per l'instabilità flessotorsionale, dipendente dal tipo di profilo impiegato e può essere determinato dalla formula

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq K\chi \quad [4.2.50]$$

$$\text{dove } \Phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

Il coefficiente di snellezza normalizzata $\bar{\lambda}_{LT}$ è dato dalla formula

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_{yk}}{M_{cr}}} \quad [4.2.51]$$

in cui M_{cr} è il momento critico elastico di instabilità flessio-torsionale, calcolato considerando la sezione lorda del profilo e tenendo in conto, le condizioni di carico ed i vincoli torsionali presenti, nell'ipotesi di diagramma di momento flettente uniforme.

Il fattore di imperfezione α_{LT} è ottenuto dalle indicazioni riportate nella Tab. 4.2.IX (a) in base alle curve di stabilità definite nella tabella Tab. 4.2.IX (b)

Il fattore f considera la reale distribuzione del momento flettente tra i ritegni torsionali dell'elemento inflesso ed è definito dalla formula

$$f = 1 - 0,5(1 - k_c) \left[1 - 2,0 (\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2 \right] \quad [4.2.52]$$

in cui il fattore correttivo k_c assume i valori riportati in Tab. 4.2.X. In particolare nel caso di variazione lineare del momento flettente ψ ($-1 \leq \psi \leq 1$) rappresenta il rapporto tra il momento in modulo minimo ed il momento in modulo massimo presi entrambi con il loro segno.

Nel caso generale, si può assumere $f=1$, $\beta=1$, $K\chi=1$ e $\bar{\lambda}_{LT,0}=0,2$.

Tab. 4.2.IX (a) Valori raccomandati di α_{LT} per le differenti curve di stabilità.

Curva di stabilità	a	b	c	d
Fattore di imperfezione α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Tab. 4.2.IX (b) - Definizione delle curve di stabilità per le varie tipologie di sezione e per gli elementi inflessi

Sezione trasversale	Limiti	Curva di instabilità da Tab. 4.2.VIII
Sezione laminata ad I	$h/b \leq 2$	b
	$h/b > 2$	c
Sezione composta saldata	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Altre sezioni trasversali	-	d

Per i profili a I o a H, laminati o composti saldati, il coefficiente $\lambda_{LT,0}$ non può mai essere assunto superiore a 0,4, il coefficiente β non può mai essere assunto inferiore a 0,75 e il termine K_χ è definito come:

$$K_\chi = \min\left(1, \frac{1}{f \cdot \lambda_{LT}^2}\right) \quad [4.2.53]$$

4.2.4.1.3.3 Membrature inflesse e compresse

Per elementi strutturali soggetti a compressione e flessione, si debbono studiare i relativi fenomeni di instabilità facendo riferimento a normative di comprovata validità.

4.2.4.1.3.4 Stabilità dei pannelli

Gli elementi strutturali in parete sottile (di classe 4) presentano problemi complessi d'instabilità locale, per la cui trattazione si deve fare riferimento a normative di comprovata validità.

4.2.4.1.4 Stato limite di fatica

Per le strutture soggette a carichi ciclici deve essere verificata la resistenza a fatica imponendo che:

$$\Delta_d \leq \Delta_R / \gamma_{Mf} \quad [4.2.54]$$

essendo

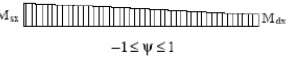
Δ_d l'escursione di tensione (effettiva o equivalente allo spettro di tensione) prodotta dalle azioni cicliche di progetto che inducono fenomeni di fatica con coefficienti parziali $\gamma_{Mf} = 1$;

Δ_R la resistenza a fatica per la relativa categoria dei dettagli costruttivi, come desumibile dalle curve S-N di resistenza a fatica, per il numero totale di cicli di sollecitazione N applicati durante la vita di progetto richiesta,

γ_{Mf} il coefficiente parziale definito nella Tab. 4.2.XI.

Nel caso degli edifici la verifica a fatica delle membrature non è generalmente necessaria, salvo per quelle alle quali sono applicati dispositivi di sollevamento dei carichi o macchine vibranti.

Tab. 4.2.X - Coefficiente correttivo del momento flettente per la verifica a stabilità delle travi inflesse

Distribuzione del momento flettente	Fattore correttivo k_ψ
 $\psi = M_{\min}/M_{\max} = 1$	1,0
 $-1 \leq \psi \leq 1$	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
	0,94
	0,90
	0,91
	0,86
	0,77
	0,82

Nel caso dei ponti gli spettri dei carichi da impiegare per le verifiche a fatica sono fissati nel Capitolo 5 delle presenti norme.

Per valutare gli effetti della fatica è innanzitutto necessario classificare le strutture nei confronti della loro sensibilità al fenomeno.

Si definiscono strutture poco sensibili alla rottura per fatica quelle in cui si verifichino tutte le seguenti circostanze:

- dettagli costruttivi, materiali e livelli di tensione tali che le eventuali lesioni presentino bassa velocità di propagazione e significativa lunghezza critica;
- disposizioni costruttive che permettano la redistribuzione degli sforzi;
- dettagli idonei ad arrestare la propagazione delle lesioni;
- dettagli facilmente ispezionabili e riparabili;
- prestabilite procedure di ispezione e di manutenzione atte a rilevare e riparare le eventuali lesioni.

Si definiscono strutture sensibili alla rottura per fatica quelle che non ricadono nei punti precedenti.

La resistenza a fatica di un dettaglio è individuata mediante una curva caratteristica, detta curva S-N, che esprime il numero di cicli a rottura N in funzione delle variazioni di tensione nel ciclo $\Delta\sigma$ o $\Delta\tau$.

Per indicazioni riguardanti le modalità di realizzazione dei dettagli costruttivi e la loro classificazione, con le rispettive curve S-N si può fare riferimento al documento UNI EN1993-1-9.

Tab. 4.2.XI - Coefficienti di sicurezza da assumere per le verifiche a fatica.

	Conseguenze della rottura	
	Conseguenze moderate	Conseguenze significative
Strutture poco sensibili alla rottura per fatica	$\gamma_{Mf} = 1,00$	$\gamma_{Mf} = 1,15$
Strutture sensibili alla rottura per fatica	$\gamma_{Mf} = 1,15$	$\gamma_{Mf} = 1,35$

Le verifiche a fatica possono essere a vita illimitata o a danneggiamento.

Verifica a vita illimitata.

La verifica a vita illimitata si esegue controllando che sia:

$$\Delta\sigma_{\max,d} = \gamma_{Mf} \cdot \Delta\sigma_{\max} \leq \Delta\sigma_D \quad [4.2.55]$$

oppure che :

$$\Delta\tau_{\max,d} = \gamma_{Mf} \cdot \Delta\tau_{\max} \leq \Delta\tau_D = \Delta\tau_L \quad [4.2.56]$$

dove $\Delta\sigma_{\max,d}$ e $\Delta\tau_{\max,d}$ sono, rispettivamente, i valori di progetto delle massime escursioni di tensioni normali e di tensioni tangenziali indotte nel dettaglio considerato dallo spettro di carico, e $\Delta\sigma_D$ e $\Delta\tau_D$ i limiti di fatica ad ampiezza costante.

La verifica a vita illimitata è esclusa per tutti i dettagli le cui curve S-N non presentino limite di fatica ad ampiezza costante (per es., i connettori a piolo).

Verifica a danneggiamento

La verifica a danneggiamento si esegue mediante la formula di Palmgren-Miner, controllando che il danneggiamento D risulti:

$$D = \sum_i \frac{n_i}{N_i} \leq 1,0 \quad [4.2.57]$$

dove n_i è il numero dei cicli di ampiezza $\Delta\sigma_{i,d}$ indotti dallo spettro di carico per le verifiche a danneggiamento nel corso della vita prevista per il dettaglio e N_i è il numero di cicli di ampiezza $\Delta\sigma_{i,d}$ a rottura, ricavato dalla curva S-N caratteristica del dettaglio.

La verifica a danneggiamento può essere eseguita anche con il metodo dei coefficienti di danneggiamento equivalente λ . Per l'impiego di tale metodo si deve fare riferimento a normative di comprovata validità, di cui al capitolo 12.

Nel caso di combinazioni di tensioni normali e tangenziali, la valutazione della resistenza a fatica dovrà considerare i loro effetti congiunti adottando idonei criteri di combinazione del danno.

Nella valutazione della resistenza a fatica dovrà tenersi conto dello spessore del metallo base nel quale può innescarsi una potenziale lesione.

Le curve S-N reperibili nella letteratura consolidata sono riferite ai valori nominali delle tensioni.

Per i dettagli costruttivi dei quali non sia nota la curva di resistenza a fatica, le escursioni tensionali potranno riferirsi alle tensioni geometriche o di picco, cioè alle tensioni principali nel metallo base in prossimità della potenziale lesione, secondo le modalità e le limitazioni specifiche del metodo, nell'ambito della meccanica della frattura.

Nelle verifiche a fatica è consentito tenere conto degli effetti favorevoli di eventuali trattamenti termici o meccanici, purché adeguatamente comprovati.

4.2.4.1.5 Fragilità alle basse temperature

La temperatura minima alla quale l'acciaio per impiego strutturale può essere utilizzato senza pericolo di rottura fragile, in assenza di dati più precisi, deve essere stimata sulla base della temperatura T alla quale per detto acciaio può essere garantita la resilienza KV, richiesta secondo le norme europee applicabili.

Per quanto riguarda le caratteristiche di tenacità, nel caso di strutture non protette, si assumono come temperatura di riferimento T_{Ed} quella minima del luogo di installazione della struttura, con un periodo di ritorno di cinquant'anni T_{min} definita al §3.5.2

$$T_{Ed} = T_{min} \quad [4.2.58]$$

Nel caso di strutture protette verrà invece adottata la temperatura T_{min} aumentata di 15 °C

$$T_{Ed} = T_{min} + 15 \text{ °C} \quad [4.2.59]$$

In assenza di dati statistici locali si potrà assumere come temperatura di riferimento il valore $T_{Ed} = -25 \text{ °C}$ per strutture non protette e $T_{Ed} = -10 \text{ °C}$ per strutture protette.

Per la determinazione dei massimi spessori di utilizzo degli acciai in funzione

- della temperatura minima di servizio,
- dei livelli di sollecitazione di progetto σ_{Ed} col metodo agli stati limiti,
- del tipo e del grado dell'acciaio,

può essere utilizzato il prospetto 2.1 di UNI EN 1993-1-10:2005.

Per membrature compresse valgono le prescrizioni del prospetto 2.1 della UNI EN 1993-1-10 con $\sigma_{Ed} = 0,25 f_y$.

Tale tabella è valida per velocità di deformazione non superiori a $\dot{\epsilon}_0 = 4 \times 10^{-4}/s$ e per materiali che non abbiano subito incrudimenti e/o invecchiamenti tali da alterarne le caratteristiche di tenacità.

4.2.4.1.6 Resistenza di cavi, barre e funi

La verifica di cavi, barre e funi dovrà tener conto della specificità di tali elementi sia per quanto riguarda le caratteristiche dei materiali, sia per i dettagli costruttivi e potrà essere condotta con riferimento a specifiche indicazioni contenute in normative di comprovata validità, quali UNI EN 12385, UNI EN 10059 e UNI EN 10060, adottando fattori parziali γ_M che garantiscano i livelli di sicurezza stabiliti nelle presenti norme.

4.2.4.1.7 Resistenza degli apparecchi di appoggio

Le verifiche degli apparecchi di appoggio devono essere condotte tenendo conto della specificità dei materiali impiegati e della tipologia delle apparecchiature.

Si può fare riferimento a modelli di calcolo contenuti in normative di comprovata validità, quali le norme della serie UNI EN 1337, adottando fattori parziali γ_M che garantiscano i livelli di sicurezza stabiliti nelle presenti norme.

4.2.4.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

4.2.4.2.1 Spostamenti verticali

Il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento (Fig. 4.2.3) è definito come

$$\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2 \quad [4.2.60]$$

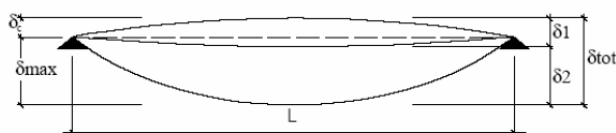


Fig. 4.2.3 -Definizione degli spostamenti verticali per le verifiche in esercizio

essendo:

δ_C la monta iniziale della trave,

δ_1 lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti,

δ_2 lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili,

δ_{max} lo spostamento nello stato finale, depurato della monta iniziale $= \delta_{tot} - \delta_C$.

Nel caso di coperture, solai e travi di edifici ordinari, i valori limite di δ_{max} e δ_2 , riferiti alle combinazioni caratteristiche delle azioni, sono espressi come funzione della luce L dell'elemento.

I valori di tali limiti sono da definirsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle caratteristiche degli elementi strutturali e non strutturali gravanti sull'elemento considerato, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti.

In carenza di più precise indicazioni si possono adottare i limiti indicati nella Tab. 4.2.XII, dove L è la luce dell'elemento o, nel caso di mensole, il doppio dello sbalzo.

4.2.4.2.2 Spostamenti laterali

Negli edifici gli spostamenti laterali alla sommità delle colonne per le combinazioni caratteristiche delle azioni devono generalmente limitarsi ad una frazione dell'altezza della colonna e dell'altezza complessiva dell'edificio da valutarsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti.

In assenza di più precise indicazioni si possono adottare i limiti per gli spostamenti orizzontali indicati in Tab. 4.2.XIII (Δ spostamento in sommità; δ spostamento relativo di piano – Fig. 4.2.4).

Tab. 4.2.XII - Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{\max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

Tab. 4.2.XIII - Limiti di deformabilità per costruzioni ordinarie soggette ad azioni orizzontali

Tipologia dell'edificio	Limiti superiori per gli spostamenti orizzontali	
	$\frac{\delta}{h}$	$\frac{\Delta}{H}$
Edifici industriali monopiano senza carro-ponte	$\frac{1}{150}$	/
Altri edifici monopiano	$\frac{1}{300}$	/
Edifici multipiano	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{500}$

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

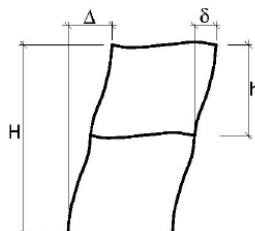


Fig. 4.2.4 - Definizione degli spostamenti orizzontali per le verifiche in esercizio

4.2.4.2.3 Stato limite di vibrazioni

Le verifiche devono essere condotte adottando le combinazioni frequenti di progetto e facendo riferimento a normative per la misura e la valutazione degli effetti indotti dalle vibrazioni quali: la UNI 9614, la UNI 9916 ed altre norme di comprovata validità.

4.2.4.2.3.1 Edifici

Nel caso di solai caricati regolarmente da persone, la frequenza naturale più bassa della struttura del solaio non deve in generale essere minore di 3 Hz.

Nel caso di solai soggetti a eccitazioni cicliche la frequenza naturale più bassa non deve in generale essere inferiore a 5 Hz.

In alternativa a tali limitazioni potrà condursi un controllo di accettabilità della percezione delle vibrazioni.

4.2.4.2.3.2 Strutture di elevata flessibilità e soggette a carichi ciclici

I controlli di accettabilità della percezione devono essere condotti seguendo metodologie e limitazioni suggerite da normative di comprovata validità.

4.2.4.2.3.3 Oscillazioni prodotte dal vento

Le strutture di elevata flessibilità, quali edifici alti e snelli, coperture molto ampie, ecc., devono essere verificate per gli effetti indotti dall'azione dinamica del vento sia per le vibrazioni parallele che per quelle perpendicolari all'azione del vento.

Le verifiche devono condursi per le vibrazioni indotte dalle raffiche e per quelle indotte dai vortici, utilizzando dati suffragati da opportuna documentazione, o tramite metodi analitici, numerici e/o sperimentali adeguatamente comprovati.

4.2.4.2.4 Stato limite di plasticizzazioni locali

Nelle strutture in acciaio è normale che la presenza di tensioni residue (dovute a processi di fabbricazione, tolleranze, particolarità di alcuni dettagli, variazioni localizzate della temperatura) produca concentrazioni di tensioni e conseguenti plasticizzazioni localizzate. Queste non influenzano la sicurezza dell'opera nei confronti degli stati limite ultimi. Inoltre i criteri di cui al § 4.2.4.1.3 tengono conto dell'influenza di questi parametri nei riguardi dell'instabilità delle membrature.

In presenza di fenomeni di fatica a basso numero di cicli ci si deve cautelare mediante specifiche verifiche.

4.2.5. VERIFICHE PER SITUAZIONI PROGETTUALI TRANSITORIE

Per le situazioni costruttive transitorie, come quelle che si hanno durante le fasi della costruzione, dovranno adottarsi tecnologie costruttive e programmi di lavoro che non possano provocare danni permanenti alla struttura o agli elementi strutturali e che comunque non possano riverberarsi sulla sicurezza dell'opera.

Le entità delle azioni ambientali da prendere in conto saranno determinate in relazione alla durata nel tempo della situazione transitoria e della tecnologia esecutiva.

4.2.6. VERIFICHE PER SITUAZIONI PROGETTUALI ECCEZIONALI

Per situazioni progettuali eccezionali, il progetto dovrà dimostrare la robustezza della costruzione mediante procedure di scenari di danno per i quali i fattori parziali γ_M dei materiali possono essere assunti pari all'unità.

4.2.7. PROGETTAZIONE INTEGRATA DA PROVE E VERIFICA MEDIANTE PROVE

La resistenza e la funzionalità di strutture ed elementi strutturali può essere misurata attraverso prove su campioni di adeguata numerosità.

I risultati delle prove eseguite su opportuni campioni devono essere trattati con i metodi dell'analisi statistica, in modo tale da ricavare parametri significativi quali media, deviazione standard e fattore di asimmetria della distribuzione, sì da caratterizzare adeguatamente un modello probabilistico descrittore delle quantità indagate (variabili aleatorie).

Indicazioni più dettagliate al riguardo e metodi operativi completi per la progettazione integrata da prove possono essere reperiti nella Appendice D della UNI EN 1990:2006.

4.2.8. UNIONI

Nel presente paragrafo sono considerati sistemi di unione elementari, in quanto parti costituenti i collegamenti strutturali tra le membrature in acciaio. In particolare, sono presentati metodi per calcolare le prestazioni resistenti e le relative modalità e regole per la realizzazione dei vari tipi di unione esaminati. Le tipologie di unione analizzate sono quelle realizzate tramite bulloni, chiodi, perni e saldature.

Le sollecitazioni agenti nei collegamenti allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio si devono valutare con i criteri indicati in § 4.2.2.

Le sollecitazioni così determinate possono essere distribuite, con criteri elastici oppure plastici, nei singoli elementi costituenti i collegamenti strutturali tra le membrature a condizione che:

- le azioni così ripartite fra gli elementi di unione elementari (unioni) del collegamento siano in equilibrio con quelle applicate e soddisfino la condizione di resistenza imposta per ognuno di essi;
- le deformazioni derivanti da tale distribuzione delle sollecitazioni all'interno degli elementi di unione non superino la loro capacità di deformazione.

Per il calcolo della resistenza a taglio delle viti e dei chiodi, per il rifollamento delle piastre collegate e per il precarico dei bulloni, si adottano i fattori parziali γ_M indicati in Tab. 4.2.XIV.

Tab. 4.2. XIV - Coefficienti di sicurezza per la verifica delle unioni.

Resistenza dei bulloni	$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistenza dei chiodi	
Resistenza delle connessioni a perno	
Resistenza delle saldature a parziale penetrazione e a cordone d'angolo	
Resistenza dei piatti a contatto	
Resistenza a scorrimento: per SLU	$\gamma_{M3} = 1,25$
per SLE	$\gamma_{M3} = 1,10$
Resistenza delle connessioni a perno allo stato limite di esercizio	$\gamma_{M6,ser} = 1,0$
Precarico di bullone ad alta resistenza	$\gamma_{M7} = 1,0$
con serraggio controllato	
con serraggio non controllato	$\gamma_{M7} = 1,10$

4.2.8.1 UNIONI CON BULLONI, CHIODI E PERNI SOGGETTI A CARICHI STATICI

Le unioni realizzate con bulloni si distinguono in “non precaricate” e “precaricate”.

Le unioni realizzate con chiodi si considerano sempre “non precaricate” e i chiodi devono essere preferibilmente impegnati a taglio.

I perni delle cerniere sono sollecitati a taglio e flessione.

4.2.8.1.1 Unioni con bulloni e chiodi

Nei collegamenti con bulloni “non precaricati” gli assiemi Vite/Dado/Rondella devono essere conformi a quanto specificato nel § 11.3.4.6.1.

Nei collegamenti con bulloni “precaricati” gli assiemi Vite/Dado/Rondella devono essere conformi a quanto specificato nel § 11.3.4.6.2.

Nelle unioni con bulloni ad alta resistenza delle classi 8.8 e 10.9, precaricati con serraggio controllato, per giunzioni ad attrito, le viti, i dadi e le rondelle devono essere forniti dal medesimo produttore. Il momento di serraggio M per tali unioni è pari a:

$$M = k \cdot d \cdot F_{p,c} = k \cdot d \cdot 0,7 \cdot A_{res} \cdot f_{tbk} \quad [4.2.61]$$

dove: d è il diametro nominale della vite, A_{res} è l'area resistente della vite e f_{tbk} è la resistenza a rottura del materiale della vite.

Il valore del fattore k è indicato sulle targhette delle confezioni (dei bulloni, oppure delle viti) per le tre classi funzionali specificate nella seguente Tabella 4.2.XV.

Tabella 4.2.XV - Classi funzionali per i bulloni

K0	Nessun requisito sul fattore k
K1	Campo di variabilità del fattore k_i del singolo elemento tra minimo e massimo dichiarati sulla confezione
K2	Valore medio k_m del fattore e suo coefficiente di variazione V_k dichiarati sulla confezione

Nel caso il momento di serraggio non sia riportato sulle targhette delle confezioni, ma compaia il solo fattore k secondo la classe funzionale, si può fare riferimento alle seguenti Tabelle 4.2.XVI e 4.2.XVII, che si riferiscono rispettivamente alle viti di classe 8.8 e 10.9.

Tabella 4.2.XVI – Coppie di serraggio per i bulloni 8.8

Viti 8.8 – Momento di serraggio M [N m]						
Vite	k=0.10	k=0.12	k=0.14	k=0.16	$F_{p,c}$ [kN]	A_{res} [mm ²]
M12	56.6	68.0	79.3	90.6	47.2	84.3
M14	90.2	108	126	144	64.4	115
M16	141	169	197	225	87.9	157
M18	194	232	271	310	108	192
M20	274	329	384	439	137	245
M22	373	448	523	597	170	303
M24	474	569	664	759	198	353
M27	694	833	972	1110	257	459
M30	942	1131	1319	1508	314	561
M36	1647	1976	2306	2635	457	817

Tabella 4.2.XVII Coppie di serraggio per bulloni 10.9

Viti 10.9 – Momento di serraggio M [N m]						
Vite	k=0.10	k=0.12	k=0.14	k=0.16	$F_{p,c}$ [kN]	A_{res} [mm ²]
M12	70.8	85.0	99.1	113	59.0	84.3
M14	113	135	158	180	80.5	115
M16	176	211	246	281	110	157
M18	242	290	339	387	134	192
M20	343	412	480	549	172	245
M22	467	560	653	747	212	303
M24	593	712	830	949	247	353
M27	868	1041	1215	1388	321	459
M30	1178	1414	1649	1885	393	561
M36	2059	2471	2882	3294	572	817

Nelle tabelle sono riportati: la dimensione della vite MXX, l'area resistente della vite A_{res} in mm², la forza di precarico $F_{p,c}=0.7 \cdot A_{res} \cdot f_{tbk}$ in kN ed i valori del momento di serraggio M in Nm, corrispondenti a differenti valori del fattore k. Poiché il momento di serraggio è funzione lineare del fattore k, la interpolazione per righe è immediata.

E' consigliabile utilizzare, per quanto possibile, lotti di produzione di bulloni omogenei.

Nel caso di carichi dinamici e/o vibrazione è opportuno predisporre sistemi antisvitamento reperibili in norme di comprovata validità tecnica.

Nel caso di utilizzo di bulloneria con classe funzionale K1 o K2, tutti i bulloni "non precaricati" devono essere adeguatamente serrati.

Il serraggio dei bulloni deve essere eseguito in accordo alla norma UNI EN 1090-2:2011.

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. Il valore della forza di "precarico" da assumere nelle unioni progettate ad attrito, per lo stato limite di servizio oppure per lo stato limite ultimo è pari quindi a

$$F_{p,Cd} = 0,7 \cdot \frac{f_{tbk} \cdot A_{res}}{\gamma_{M7}} \quad [4.2.62]$$

dove A_{res} è l'area resistente della vite del bullone

La posizione dei fori per le unioni bullonate o chiodate deve rispettare le limitazioni presentate nella Tab. 4.2.XVIII, che fa riferimento agli schemi di unione riportati nella Fig. 4.2.5.

Tab. 4.2.XVIII - Posizione dei fori per unioni bullonate e chiodate.

Distanze e interassi (Fig. 4.2.5)	Minimo	Massimo		
		Unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni non esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni di elementi in acciaio resistente alla corrosione (UNI EN10025-5)
e_1	$1,2 d_0$	$4t+40$ mm	-	$\max(8t;12$ mm)
e_2	$1,2 d_0$	$4t+40$ mm	-	$\max(8t;125$ mm)
p_1	$2,2 d_0$	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;175$ mm)
$p_{1,0}$	-	$\min(14t;200$ mm)	-	-
$p_{1,i}$	-	$\min(28t;400$ mm)	-	-
p_2	$2,4 d_0$	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;175$ mm)

L'instabilità locale del piatto posto tra i bulloni/chiodi non deve essere considerata se $(p_1/t) < [9(235/f_y)^{0.5}]$: in caso contrario si assumerà una lunghezza di libera inflessione pari a $0.6 \cdot p_1$.

t è lo spessore minimo degli elementi esterni collegati.

I fori devono avere diametro uguale a quello del bullone maggiorato al massimo di 1 mm, per bulloni sino a 20 mm di diametro, e di 1,5 mm per bulloni di diametro maggiore di 20 mm. Si può derogare da tali limiti quando eventuali assestamenti sotto i carichi di servizio non comportino il superamento dei limiti di deformabilità o di servizio. Quando necessario, è possibile adottare "accoppiamenti di precisione" in cui il gioco foro-bullone non dovrà superare 0,3 mm per bulloni sino a 20 mm di diametro e 0,5 mm per bulloni di diametro superiore, o altri accorgimenti di riconosciuta validità.

Per fori asolati o maggiorati devono essere utilizzate le indicazioni riportate in UNI EN 1993-1-8.

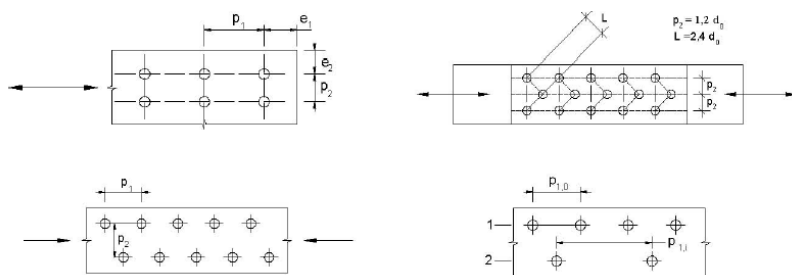


Fig. 4.2.5 -Disposizione dei fori per le realizzazioni di unioni bullonate o chiodate

Unioni con bulloni o chiodi soggette a taglio e/o a trazione

La resistenza di progetto a taglio dei bulloni e dei chiodi $F_{v,Rd}$, per ogni piano di taglio che interessa il gambo dell'elemento di connessione, può essere assunta pari a:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tbk} A_{res} / \gamma_{M2}, \quad \text{bulloni classe 4.6, 5.6 e 8.8;} \quad [4.2.63]$$

$$F_{v,Rd} = 0,5 f_{tbk} A_{res} / \gamma_{M2}, \quad \text{bulloni classe 6.8 e 10.9;} \quad [4.2.64]$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tk} A_0 / \gamma_{M2}, \quad \text{per i chiodi.} \quad [4.2.65]$$

A_{res} indica l'area resistente della vite e si adotta quando il piano di taglio interessa la parte filettata della vite. Nei casi in cui il piano di taglio interessa il gambo non filettato della vite si ha

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tbk} A / \gamma_{M2}, \quad \text{bulloni - tutte le classi di resistenza,} \quad [4.2.66]$$

dove A indica l'area nominale del gambo della vite e f_{tbk} , invece, indica la resistenza a rottura del materiale impiegato per realizzare il bullone. Con f_{tk} è indicata la resistenza caratteristica del materiale utilizzato per i chiodi, mentre A_0 indica la sezione del foro.

La resistenza di progetto a rifollamento $F_{b,Rd}$ del piatto dell'unione, bullonata o chiodata, può essere assunta pari a

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2}, \quad [4.2.67]$$

dove:

d è il diametro nominale del gambo del bullone,

t è lo spessore della piastra collegata,

f_{tk} è la resistenza caratteristica a rottura del materiale della piastra collegata,

$\alpha = \min \{e_1 / (3 d_0) ; f_{tbk} / f_{tk} ; 1\}$ per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato,

$\alpha = \min \{p_1 / (3 d_0) - 0,25 ; f_{tbk} / f_{tk} ; 1\}$ per bulloni interni nella direzione del carico applicato,

$k = \min \{2,8 e_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5\}$ per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato,

$k = \min \{1,4 p_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5\}$ per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico applicato,

essendo e_1 , e_2 , p_1 e p_2 indicati in Fig. 4.2.5 e d_0 il diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone.

La resistenza di progetto a trazione degli elementi di connessione $F_{t,Rd}$ può essere assunta pari a:

$$F_{t,Rd} = 0,9 f_{tbk} A_{res} / \gamma_{M2}, \quad \text{per i bulloni;} \quad [4.2.68]$$

$$F_{t,Rd} = 0,6 f_{tk} A_{res} / \gamma_{M2}, \quad \text{per i chiodi.} \quad [4.2.69]$$

Inoltre, nelle unioni bullonate soggette a trazione è necessario verificare la piastra a punzonamento; ciò non è richiesto per le unioni chiodate. La resistenza di progetto a punzonamento del piatto collegato è pari a

$$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_{tk} / \gamma_{M2}, \quad [4.2.70]$$

dove d_m è il minimo tra il diametro del dado e il diametro medio della testa del bullone; t_p è lo spessore del piatto e f_{tk} è la tensione di rottura dell'acciaio del piatto.

La resistenza di progetto complessiva della singola unione a taglio è perciò data da $\min (F_{v,Rd}; F_{b,Rd})$, mentre la resistenza di progetto della singola unione a trazione è ottenuta come $\min (B_{p,Rd}; F_{t,Rd})$.

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

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.71]$$

con la limitazione $\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$, dove con $F_{v,Ed}$ ed $F_{t,Ed}$ si sono indicate rispettivamente le sollecitazioni di taglio e di trazione agenti sull'unione; per brevità, le resistenze a taglio ed a trazione dell'unione sono state indicate con $F_{v,Rd}$ ed $F_{t,Rd}$.

Unioni a taglio per attrito con bulloni ad alta resistenza

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

$$F_{s,Rd} = n \mu F_{p,Cd} / \gamma_{M3}, \quad [4.2.72]$$

dove:

n è il numero delle superfici di attrito,

μ è il coefficiente di attrito,

$F_{p,Cd}$ è la forza di precarico del bullone data dalla espressione [4.2.62] che, in caso di serraggio controllato, può essere assunta pari a $0,7 f_{tbk} A_{res}$, invece che pari a $0,7 f_{tk} A_{res} / \gamma_{M7}$.

Il coefficiente di attrito tra le piastre μ a contatto nelle unioni "precaricate" è in genere assunto pari a:

$\mu = 0,5$	– superfici sabbiolate meccanicamente o a graniglia, esenti da incrostazioni di ruggine e da vaiolature;
$\mu = 0,4$	– superfici sabbiolate meccanicamente o a graniglia, e verniciate a spruzzo con prodotti a base di alluminio o di zinco.
	– superfici sabbiolate meccanicamente o a graniglia, e verniciate con silicato di zinco alcalino applicando uno spessore dello strato di 50-80 μm ;
$\mu = 0,3$	– superfici pulite mediante spazzolatura o alla fiamma, esenti da incrostazioni di ruggine;
$\mu = 0,2$	– superfici non trattate.

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 progetto allo scorrimento $F_{s,Rd}$ si riduce rispetto al valore sopra indicato e può essere assunta pari a:

$$F_{s,Rd} = n \mu (F_{p,Cd} - 0,8 F_{t,Ed}) / \gamma_{M3} \quad [4.2.73]$$

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

$$F_{s,Rd,eser} = n \mu (F_{p,Cd} - 0,8 F_{t,Ed,eser}) / \gamma_{M3} \quad [4.2.74]$$

dove $F_{t,Ed,eser}$ è la sollecitazione di progetto ottenuta dalla combinazione dei carichi per le verifiche in esercizio.

4.2.8.1.2 Collegamenti con perni

La resistenza di progetto a taglio del perno è pari a

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{upk} A / \gamma_{M2} \quad [4.2.75]$$

dove A è l'area della sezione del perno ed f_{upk} è la tensione a rottura del perno.

La resistenza di progetto a rifollamento dell'elemento in acciaio connesso dal perno è pari a

$$F_{b,Rd} = 1,5 t d f_y / \gamma_{M0} \quad [4.2.76]$$

dove t è lo spessore dell'elemento, d il diametro del perno, f_y è la minore tra la tensione di snervamento del perno (f_{ypk}) e quella delle piastre (f_{yk}).

Nella concezione delle connessioni con perni si deve aver cura di contenere le azioni flettenti. La resistenza a flessione del perno è data da

$$M_{Rd} = 1,5 W_{el} f_{ypk} / \gamma_{M0} \quad [4.2.77]$$

dove W_{el} è il modulo (resistente) elastico della sezione del perno.

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 cui la forza di taglio ed il momento agenti sul perno in esercizio, $F_{b,Ed,ser}$ e $M_{Ed,ser}$, devono essere limitate secondo le seguenti formule:

$$F_{b,Rd,ser} = 0,6 t d f_y / \gamma_{M6,ser} > F_{b,Ed,ser} \quad [4.2.78]$$

$$M_{Rd,ser} = 0,8 W_{el} f_{ypk} / \gamma_{M6,ser} > M_{Ed,ser} \quad [4.2.79]$$

Inoltre, affinché il perno possa essere sostituito, è necessario limitare le tensioni di contatto, $\sigma_{h,Ed}$, al valore limite, $f_{h,Ed} = 2,5 f_y / \gamma_{M6,ser}$. Le tensioni di contatto possono essere valutate con la formula seguente

$$\sigma_{h,Ed} = 0,591 \sqrt{\frac{E \cdot F_{Ed,ser} \cdot (d_0 - d)}{d^2 \cdot t}} \quad [4.2.80]$$

dove con d_0 si è indicato il diametro del foro di alloggiamento del perno, mentre $F_{Ed,ser}$ è la forza di taglio che il perno trasferisce al servizio ed E è il modulo elastico dell'acciaio.

4.2.8.2 UNIONI SALDATE

Nel presente paragrafo sono considerate unioni saldate a piena penetrazione, a parziale penetrazione, ed unioni realizzate con cordoni d'angolo. Per i requisiti riguardanti i procedimenti di saldatura, i materiali d'apporto e i controlli idonei e necessari per la realizzazione di saldature dotate di prestazioni meccaniche adeguate ai livelli di sicurezza richiesti dalla presente norma, si faccia riferimento al § 11.3.4.5.

4.2.8.2.1 Unioni con saldature a piena penetrazione

I collegamenti testa a testa, a T e a croce a piena penetrazione sono generalmente realizzati con materiali d'apporto aventi resistenza uguale o maggiore a quella degli elementi collegati. Pertanto la resistenza di progetto dei collegamenti a piena penetrazio-

ne si assume eguale alla resistenza di progetto del più debole tra gli elementi connessi. Una saldatura a piena penetrazione è caratterizzata dalla piena fusione del metallo di base attraverso tutto lo spessore dell'elemento da unire con il materiale di apporto.

4.2.8.2.2 Unioni con saldature 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 § 4.2.8.2.4.).

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, in conformità con la norme UNI EN ISO 9692, parti 1, 2, 3 e 4.

4.2.8.2.3 Unioni con saldature a 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. 4.2.6).

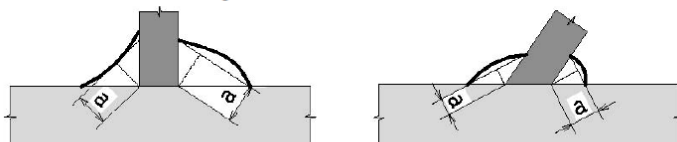


Fig. 4.2.6 - Definizione dell'area di gola per le saldature a cordone d'angolo

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

Eventuali tensioni $\sigma_{\parallel}$ definite al paragrafo successivo agenti 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 presentati nel paragrafo seguente, si adottano i fattori parziali γ_M indicati in Tab. 4.2.XIV. È possibile utilizzare modelli contenuti in normative di comprovata 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, realizzati in modo non continuo lungo i lembi delle parti da unire, non sono ammesse in strutture non sicuramente protette contro la corrosione.

Per le verifiche occorre riferirsi alternativamente alla sezione di gola nella effettiva posizione o in posizione ribaltata, come indicato nel paragrafo successivo.

4.2.8.2.4 Resistenza delle saldature a cordoni d'angolo

Allo stato limite ultimo le azioni di progetto sui cordoni d'angolo si distribuiscono uniformemente sulla sezione di gola (definita al § 4.2.8.2.3).

Nel seguito si indicano con $\sigma_{\perp}$ la tensione normale e con $\tau_{\perp}$ la tensione tangenziale perpendicolari all'asse del cordone d'angolo, agenti nella sezione di gola nella sua posizione effettiva, e con $\sigma_{\parallel}$ la tensione normale e con $\tau_{\parallel}$ la tensione tangenziale parallele all'asse del cordone d'angolo. La tensione normale $\sigma_{\parallel}$ non influenza la resistenza del cordone.

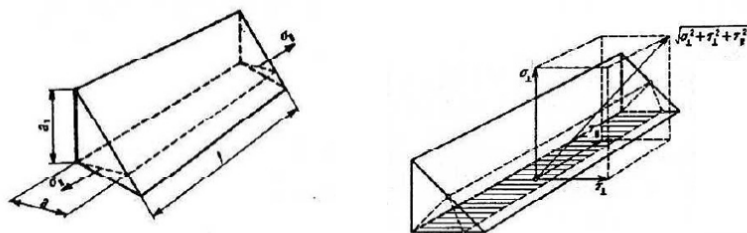


Figura 4.2.7

Considerando la sezione di gola nella sua effettiva posizione, si può assumere la seguente condizione di resistenza

$$\left[\sigma_{\perp}^2 + 3 (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2) \right]^{0.5} \leq f_{tk} / (\beta \gamma_{M2}) \quad [4.2.81]$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0,9 f_{tk} / \gamma_{M2}$$

dove:

f_{tk} è la resistenza caratteristica a trazione ultima nominale della più debole delle parti collegate; $\beta = 0,80$ per acciaio S235; 0,85 per acciaio S275; 0,90 per acciaio S355; 1,00 per acciaio S420 e S460.

In alternativa, detta a l'altezza di gola, si può adottare cautelativamente il criterio semplificato

$$F_{w,Ed} / F_{w,Rd} \leq 1 \quad [4.2.82]$$

dove $F_{w,Ed}$ è la forza di progetto che sollecita il cordone d'angolo per unità di lunghezza e $F_{w,Rd}$ è la resistenza di progetto del cordone d'angolo per unità di lunghezza

$$F_{w,Rd} = af_{tk} / (\sqrt{3}\beta\gamma_{M2}) \quad [4.2.83]$$

Considerando la sezione di gola in posizione ribaltata, si indicano con $n_{\perp}$ e con $t_{\perp}$ la tensione normale e la tensione tangenziale perpendicolari all'asse del cordone.

La verifica dei cordoni d'angolo si effettua controllando che siano soddisfatte simultaneamente le due condizioni

$$\sqrt{n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk} \quad [4.2.84]$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk} \quad [4.2.85]$$

dove f_{yk} è la tensione di snervamento caratteristica ed i coefficienti β_1 e β_2 sono dati, in funzione del grado di acciaio, in Tab. 4.2.XIX.

Tab. 4.2.XIX - Valori dei coefficienti β_1 e β_2

	S235	S275 - S355	S420 - S460
β_1	0,85	0,70	0,62
β_2	1,0	0,85	0,75

4.2.8.3 UNIONI SOGGETTE A CARICHI DA FATICA

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

In ogni caso si adottano i coefficienti parziali indicati in Tab. 4.2.XI. In alternativa si possono utilizzare modelli contenuti in normative di comprovata validità, adottando fattori parziali γ_M che garantiscano i livelli di sicurezza stabiliti nelle presenti norme.

4.2.8.4 UNIONI SOGGETTE A VIBRAZIONI, URTI E/O INVERSIONI DI CARICO

Nei collegamenti soggetti a taglio e dinamicamente sollecitati, a causa di vibrazioni indotte da macchinari oppure a causa di improvvise variazioni delle sollecitazioni dovute a urti o altre azioni dinamiche, devono adottarsi apposite soluzioni tecniche che impediscano efficacemente lo scorrimento.

A tal proposito si consiglia l'utilizzo di giunzioni saldate, oppure, nel caso di unioni bullonate, l'utilizzo di dispositivi anti-svitamento, bulloni precaricati, bulloni in fori calibrati o altri tipi di bulloni idonei a limitare o eliminare lo scorrimento.

4.2.9. REQUISITI PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE

L'esecuzione delle strutture in acciaio deve essere conforme alla UNI EN 1090-2:2011, per quanto non in contrasto con le presenti norme.

4.2.9.1 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.

4.2.9.2 ACCIAIO INCRUDITO

Deve essere giustificato mediante specifica valutazione l'impiego di acciaio incrudito in ogni caso in cui si preveda la plasticizzazione del materiale (analisi plastica, azioni sismiche o eccezionali, ecc.) o prevalgano i fenomeni di fatica.

4.2.9.3 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, oppure sia dimostrato, per via sperimentale o teorica, che la disposizione costruttiva è esente dal pericolo di collasso prematuro a catena.

4.2.9.4 PROBLEMATICHE SPECIFICHE

Per tutto quanto non trattato nelle presenti norme, in relazione 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

si può far riferimento a normative di comprovata validità.

1. VERIFICA DELLE ASTE DI CONTROVENTO IN ACCIAIO AGLI SLU E SLE

Nodes

Node ID	X (m)	Y (m)	dX (mm)	dY (mm)	Rot (rad)
1	0.0	0.0	0.000	0.000	0.000
2	2.34	0.0	0.000	0.000	0.000

Sections

Section Name	E (kN/mm ²)	I (mm)	A (mm ²)
DEFAULT	200.000	0.000	0.050

Members

From	To	Length (m)	Section
1	2	2.340	DEFAULT

Supports

Node	Type	dx (mm)	dy (mm)	Rot (rad)	Rx (kN)	Ry (kN)	M (kNm)
1	FIXED	0.000	0.000	0.000	0.000	11.340	5.269
2	FIXED	0.000	0.000	0.000	0.000	11.340	-5.269

Point Loads

Member	Location (m)	Magnitude (kN)	Angle
1-2	0.520	7.560	90.000
1-2	1.170	7.560	90.000
1-2	1.820	7.560	90.000

Member 1-2

Location	Axial Force (kN)	Shear Force (kN)	Bending Moment (kNm)	Slope	Deflection_Y (mm)	Deflection_X (mm)
0.0L	0.000	11.340	5.269	0.000	0.000	0.000
0.1L	0.000	11.340	2.615	-0.000	-0.006	0.000
0.2L	0.000	11.340	-0.038	-0.000	-0.019	0.000
0.3L	0.000	3.780	-1.316	-0.000	-0.033	0.000
0.4L	0.000	3.780	-2.200	-0.000	-0.042	0.000
0.5L	-0.000	-3.780	-3.085	-0.000	-0.046	0.000
0.6L	-0.000	-3.780	-2.200	0.000	-0.042	0.000
0.7L	-0.000	-3.780	-1.316	0.000	-0.033	0.000
0.8L	-0.000	-11.340	-0.038	0.000	-0.019	0.000
0.9L	-0.000	-11.340	2.615	0.000	-0.006	0.000
1.0L	-0.000	-11.340	5.269	0.000	-0.000	0.000

combinazione agli SLU

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$$

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti G1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

DIAGRAMMA DEI MOMENTI

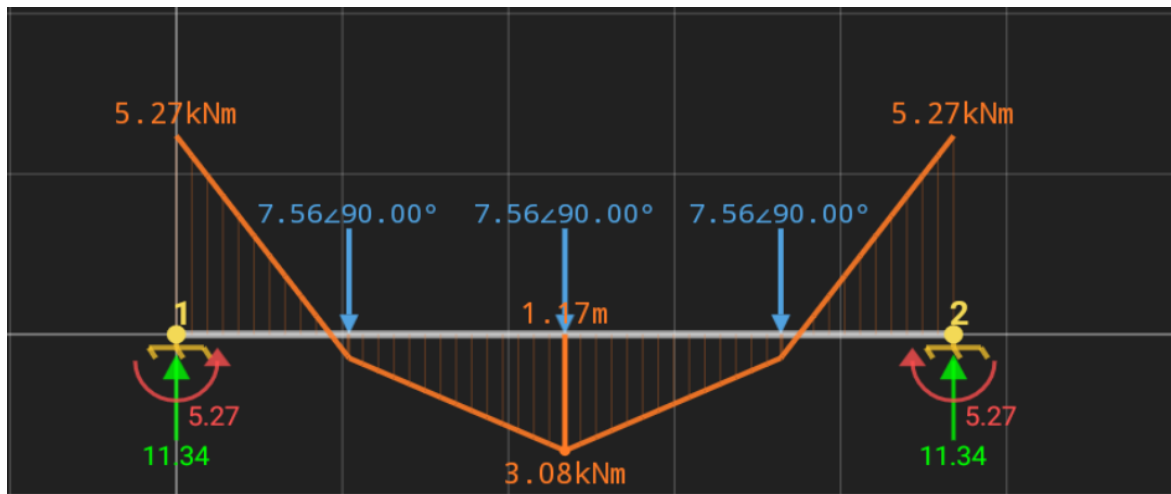
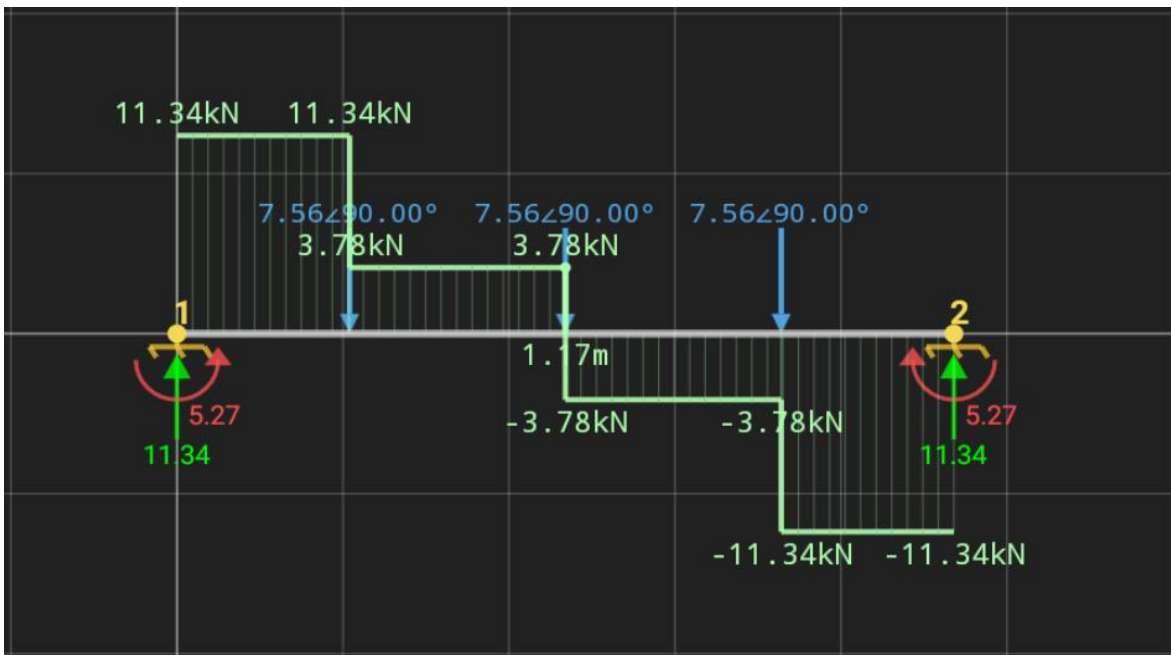


DIAGRAMMA DEL TAGLIO



$$M(SLU) = 5,27 \text{ KNm}$$

Tab. 4.2.VII - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

Tab. 4.2.I – Laminati a caldo con profili a sezione aperta piani e lunghi

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale "t" dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f _{yk} [N/mm ²]	f _{tk} [N/mm ²]	f _{yk} [N/mm ²]	f _{tk} [N/mm ²]
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550
UNI EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
UNI EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
S460 Q/QL/QL1	460	570	440	580
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

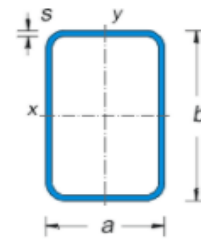
b x a mm	s mm	Peso kg/m	Sezione metallica cm ²	Momenti di inerzia		Moduli di resistenza		Raggi di inerzia	
				Jx cm ⁴	Jy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	ix cm	iy cm
120 x 80	3,0	9,14	11,64	238,38	127,04	39,73	31,76	4,53	3,30
	4,0	12,06	15,36	309,04	163,64	51,51	40,91	4,49	3,26
	5,0	14,92	19,00	375,58	197,58	62,60	49,40	4,45	3,22
150 x 50	3,0	9,14	11,64	311,39	54,03	41,52	21,61	5,17	2,15
	4,0	12,06	15,36	404,10	68,58	53,88	27,43	5,13	2,11
	5,0	14,92	19,00	491,58	81,58	65,54	32,63	5,09	2,07
150 x 60	3,0	9,61	12,24	343,81	81,04	45,84	27,01	5,30	2,57
	4,0	12,69	16,16	446,74	103,61	59,57	34,54	5,26	2,53
	5,0	15,70	20,00	544,17	124,17	72,56	41,39	5,22	2,49
150 x 80	3,0	10,55	13,44	408,64	153,73	54,49	38,43	5,51	3,38
	4,0	13,94	17,76	532,03	198,32	70,94	49,58	5,47	3,34
	5,0	17,27	22,00	649,33	239,83	86,58	59,96	5,43	3,30
150 x 100	3,0	11,49	14,64	473,48	253,30	63,13	50,66	5,69	4,16
	4,0	15,20	19,36	617,31	328,55	82,31	65,71	5,65	4,12
	5,0	18,84	24,00	754,50	399,50	100,60	79,90	5,61	4,08
180 x 80	3,0	11,96	15,24	639,39	180,43	71,04	45,11	6,48	3,44
	4,0	15,83	20,16	834,93	233,01	92,77	58,25	6,44	3,40
	5,0	19,63	25,00	1.022,08	282,08	113,56	70,52	6,39	3,36
180 x 120	3,0	13,85	17,64	827,38	443,76	91,93	73,96	6,85	5,02
	4,0	18,34	23,36	1.082,78	578,27	120,31	96,38	6,81	4,98
	5,0	22,77	29,00	1.328,42	706,42	147,60	117,74	6,77	4,94
200 x 100	3,0	13,85	17,64	947,25	323,89	94,72	64,78	7,33	4,28
	4,0	18,34	23,36	1.240,29	420,77	124,03	84,15	7,29	4,24
	5,0	22,77	29,00	1.522,42	512,42	152,24	102,48	7,25	4,20
200 x 150	3,0	16,20	20,64	1.238,34	797,66	123,83	106,35	7,75	6,22
	4,0	21,48	27,36	1.624,50	1.043,74	162,45	139,17	7,71	6,18
	5,0	26,69	34,00	1.997,83	1.280,33	199,78	170,71	7,67	6,14
250 x 100	3,0	16,20	20,64	1.641,52	394,48	131,32	78,90	8,92	4,37
	4,0	21,48	27,36	2.155,26	512,98	172,42	102,60	8,88	4,33
	5,0	26,69	34,00	2.652,83	625,33	212,23	125,07	8,83	4,29
250 x 150	3,0	18,56	23,64	2.099,11	959,75	167,93	127,97	9,42	6,37
	4,0	24,62	31,36	2.760,47	1.256,95	220,84	167,59	9,38	6,33
	5,0	30,62	39,00	3.403,25	1.543,25	272,26	205,77	9,34	6,29
300 x 100	3,0	18,56	23,64	2.593,79	465,07	172,92	93,01	10,47	4,44
	4,0	24,62	31,36	3.412,23	605,19	227,48	121,04	10,43	4,39
	5,0	30,62	39,00	4.208,25	738,25	280,55	147,65	10,39	4,35
300 x 150	3,0	20,91	26,64	3.255,38	1.121,84	217,03	149,58	11,05	6,49
	4,0	27,76	35,36	4.288,45	1.470,17	285,90	196,02	11,01	6,45
	5,0	34,54	44,00	5.296,17	1.806,17	353,08	240,82	10,97	6,41

VERIFICA A FLESSIONE PER M_{max}

N =	1	numero profili
f_{yk} =	275	N/mm ²
f_{yd} =	220	N/mm ²
δ =	1	coefficiente di amplificazione dei carichi
W_x =	123,83	cm ³
M_{max} =	5,27	
M_c =	5,27	KNm

5270000 N.mm

$M_{rde} = f_{yd} \cdot W_x$ **27,24** KNm momento resistente



azione di calcolo

VERIFICATO

VERIFICA A TAGLIO

$V_{ed} =$ **11,34** KN azione tagliante su singolo profilo
 $V_{pl,Rd} = A_v(f_{yk}/(3)^{0,5}/\gamma_{M0})$ taglio resistente
 $A_v = A - 2be + (a + 2r)e$ area resistente a taglio

$A =$ **2064** mm²

$A_v =$ **1032** mm²
 $V_{pl,Rd} =$ **156,05** KN

VERIFICATO

AZIONE DEL VENTO PAR. 3.3 NTC18

DEFINIZIONE DEI DATI

zona:

5) Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)



Classe di rugosità del terreno:

C) Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D. Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati.

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinchè una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Nelle fasce entro i 40km dalla costa delle zone 1,2,3,4,5 e 6 la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

a_s (altitudine sul livello del mare della costruzione):

215 [m]

Distanza dalla costa

4,7 [km]

T_R (Tempo di ritorno):

50 [anni]

Categoria di esposizione

III

ZONE 1,2,3,4,5						
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

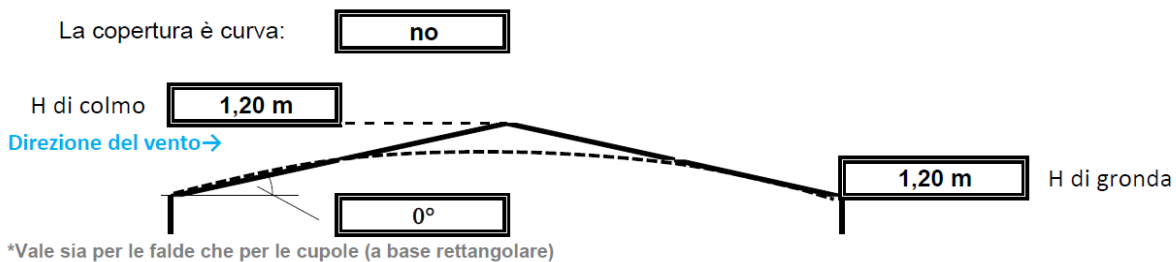
ZONA 6					
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8			

ZONA 9		
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

Altezza del colmo della copertura, rispetto al suolo e inclinazione della falda sopravvento

E' consigliabile calcolare la pressione del vento per ogni facciata del fabbricato modificando i parametri per ogni caso. Nel caso di studio su prospetto di timpano, la valutazione della pressione del vento si conduce come se la copertura fosse piana e la parete alta fino alla linea di colmo. Nel caso di coperture a padiglione, la valutazione delle pressioni si esegue su ogni facciata del fabbricato utilizzando di volta in volta l'angolo della falda investito dal vento. Nel caso di coperture curve, si deve inserire l'angolo della retta tangente al bordo della copertura, in sostanza l'angolo di attacco della copertura. (per cupole a tutto sesto l'angolo è di 90°, per cupole a sesto ribassato è minore di 90°). Nel caso di studio su prospetto piano l'analisi si conduce come su prospetto di timpano. Si osserva che oltre alle pressioni andrebbe considerata anche la forza tangenziale esercitata dal vento sul fabbricato. Generalmente essa si trascura, è necessaria modellarla solo per grandi coperture piane ad esempio: coperture di grandi capannoni industriali. Il foglio di calcolo è utilizzabile per fabbricati a base rettangolare.



CALCOLO VELOCITA' DI RIFERIMENTO DEL VENTO §3.3.2.

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s	C_a
5	28	750	0,4	1,000

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$$

$c_a = 1$ per $a_s \leq a_0$
 $c_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m

v_b (velocità base di riferimento) 28,00 m/s

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

C_r coefficiente di ritorno 1,00

v_r (velocità di riferimento) 28,02 m/s

PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO §3.3.6.

q_r (pressione cinetica di riferimento [N/mq])

$$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3)$$

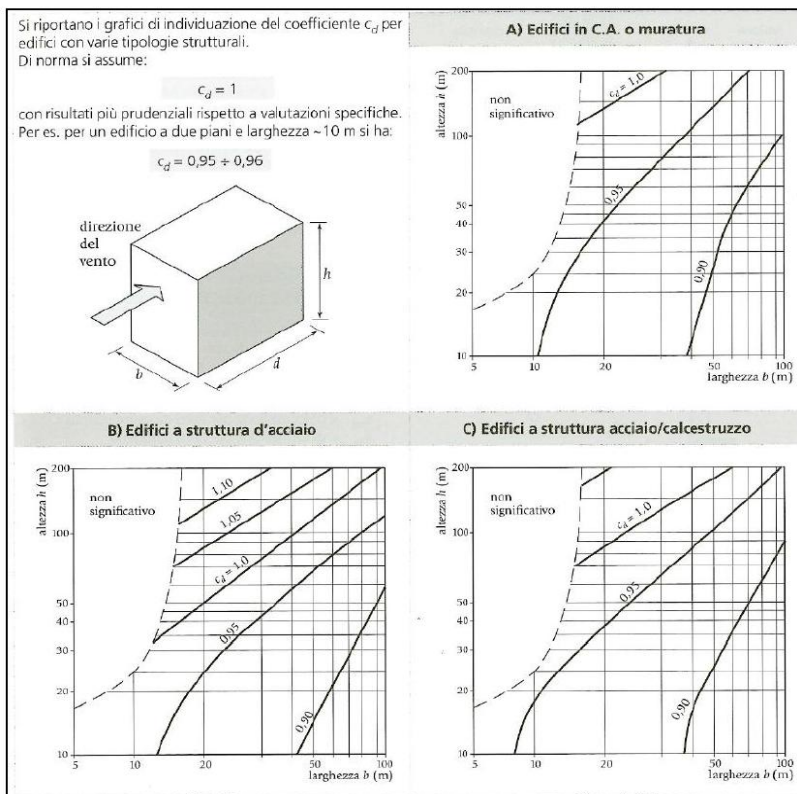
Pressione cinetica di riferimento q_r 490,72 [N/m²]

CALCOLO DEI COEFFICIENTI

Coefficiente dinamico [§3.3.8]

C_d

Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.



Coefficiente Topografico (Orografico)

Il coefficiente topografico si assume di norma uguale ad 1, sia per zone pianeggianti, ondulate, collinose e montane. Nel caso di costruzioni che sorgono presso la sommità di colline o pendii isolati si procede nel modo seguente:

1	2	3
Costruzioni ubicate sulla cresta di una collina	Costruzioni ubicate sul livello superiore	Costruzioni ubicate su di un pendio
$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma$	$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \cdot \left(1 - 0,1 \cdot \frac{x}{H}\right) \geq 1$	$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \cdot \frac{h}{H}$
Coefficiente β		
per: $\frac{z}{H} \leq 0,75$	$0,75 \leq \frac{z}{H} \leq 2$	$\frac{z}{H} \geq 2$
$\beta = 0,5$	$\beta = 0,8 - 0,4 \cdot \frac{z}{H}$	$\beta = 0$
Coefficiente γ		
per: $\frac{H}{D} \leq 0,10$	$0,10 < \frac{H}{D} \leq 0,30$	$\frac{H}{D} > 0,3$
$\gamma = 0$	$\gamma = 5 \left(\frac{H}{D} - 0,10\right)$	$\gamma = 1$

Caso selezionato:

Condizione non isolata

Dati inseriti, in base alla figura di riferimento:

H	215 m	β	0,50
D	100 m	γ	1,00
h	0 m		
x	0 m		

Il coefficiente topografico vale: c_t 1,00

Coefficiente di esposizione [§3.3.7]

Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito (e quindi dalla classe di rugosità del terreno) ove sorge la costruzione; per altezze non maggiori di $z=200\text{m}$ valgono le seguenti espressioni

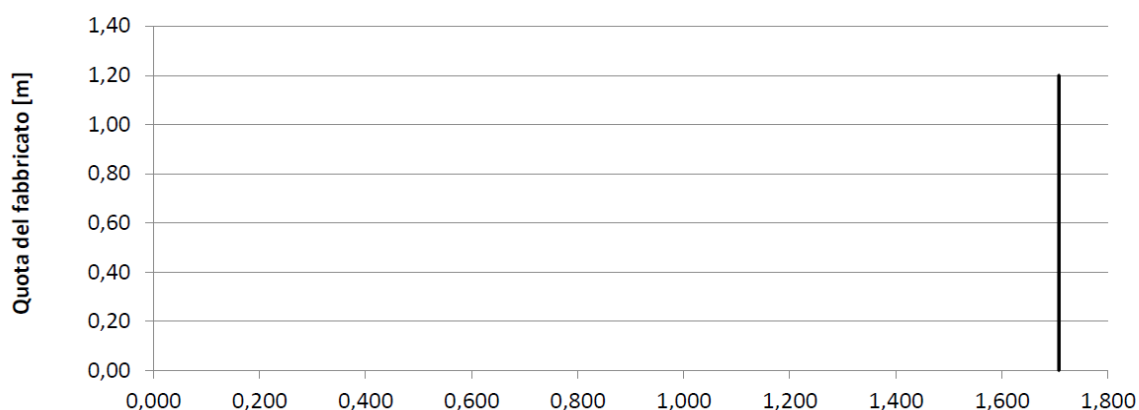
$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

k_r	z_0 [m]	$z_{\min}$ [m]
0,20	0,10	5,00

Coefficiente di esposizione minimo	$c_{e,\min}$	1,71	$z < 5,00$
Coefficiente di esposizione alla gronda	$c_{e,\text{gronda}}$	1,71	$z = 1,20$
Coefficiente di esposizione al colmo	$c_{e,\text{colmo}}$	1,71	$z = 1,20$

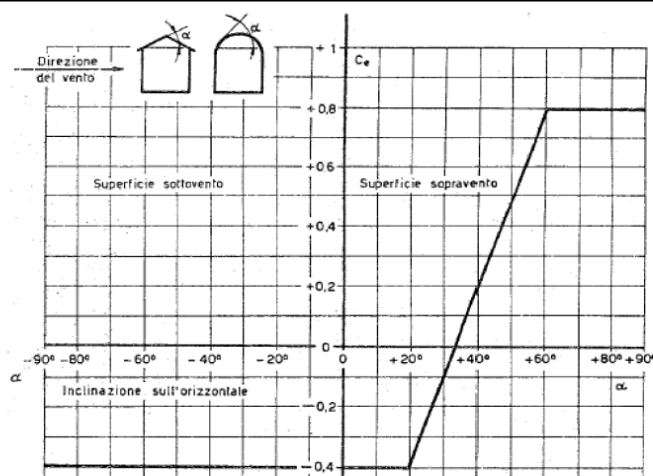
Andamento Coefficiente di Esposizione

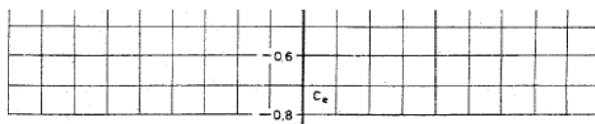


Coefficiente di forma

Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate, curve

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.





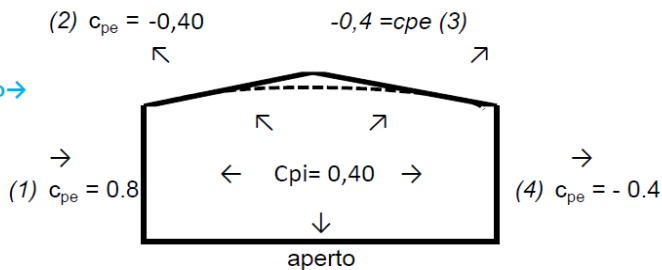
Costruzioni che presentano su due pareti opposte, normali alla direzione del vento, aperture di superficie non minore di 1/3 di quella totale

Configurazione più svantaggiosa

Configurazione A

(1) parete sopravvento	c_p
	0,40
(2) copertura sopravvento	c_p
	-0,80
(3) copertura sottovento	c_p
	-0,80
(4) parete sottovento	c_p
	-0,80

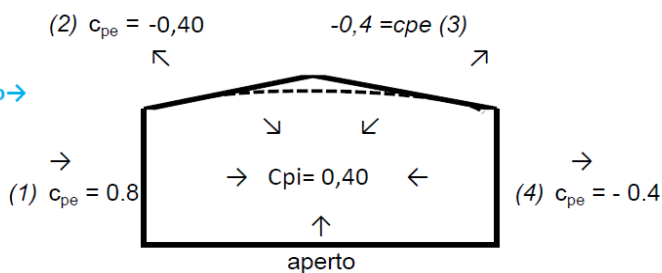
Direzione del vento →



Configurazione A

(1) parete sopravvento	c_p
	1,20
(2) copertura sopravvento	c_p
	0,00
(3) copertura sottovento	c_p
	0,00
(4) parete sottovento	c_p
	0,00

Direzione del vento →



Configurazione B

PRESSIONI DEL VENTO

Combinazione più sfavorevole per pareti e copertura:

Valori massimi della pressione per ogni elemento

p (pressione del vento) = $q_f \cdot c_d \cdot c_t \cdot c_e \cdot c_p$

c_d (coefficiente dinamico)

c_t (coefficiente topografico)

c_e (coefficiente di esposizione)

c_p (coefficiente di forma)

	p [kN/m ²]	c_d	c_t	c_e	c_p	P [kN/m ²]
(1) par. sopravent.	0,491	1,00	1,00	1,708	0,40	0,34
(2) cop. sopravent.	0,491	1,00	1,00	1,708	-0,80	-0,67
(3) cop. Sottovent.	0,491	1,00	1,00	1,708	-0,80	-0,67
(4) par. sottovent.	0,491	1,00	1,00	1,708	-0,80	-0,67

(2) copertura sopravvento

-0,67 kN/mq

(3) copertura sottovento

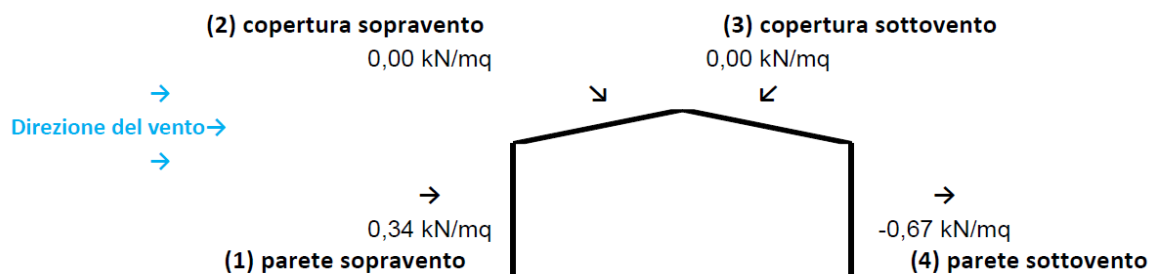
-0,67 kN/mq



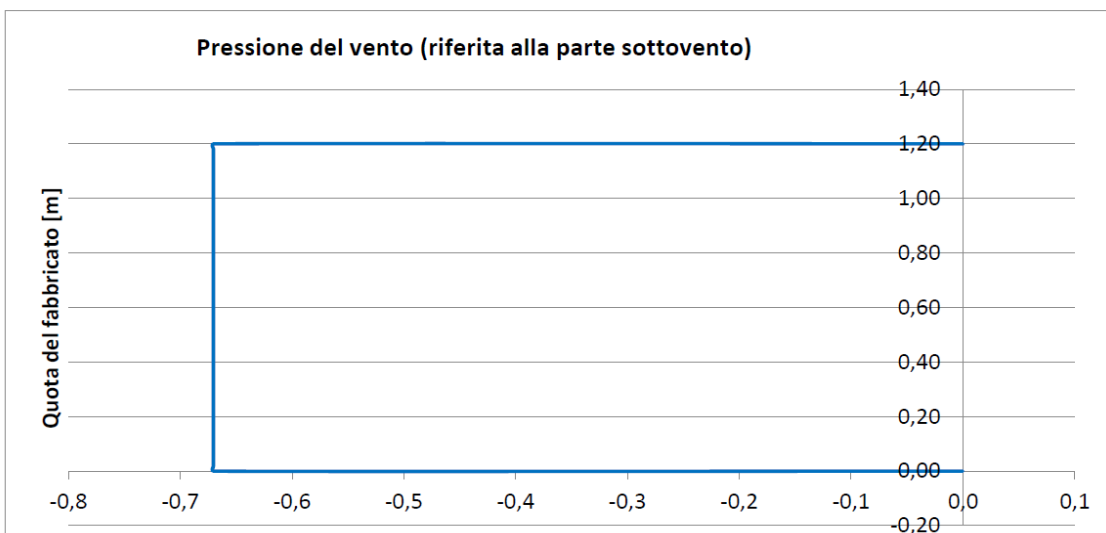
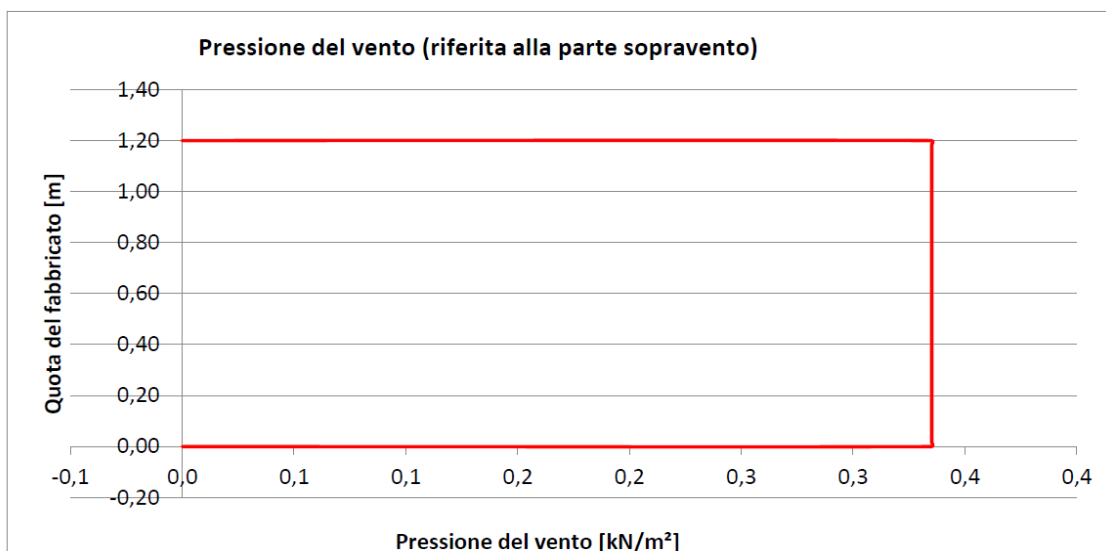
Direzione del vento →



Valori medi della pressione per ogni elemento (da utilizzare per caricare il modello FEM)



Andamento delle pressioni più svataggiose



Pressione del vento [kN/m²]

PRESSIONI DEL VENTO IN DIREZIONE TANGENZIALE [§3.3.5]

Tipo di superficie:

Superficie liscia (acciaio, calcestruzzo a faccia liscia...)

Pressione tangenziale del vento q_{tan} 8,38 [N/m²]

*Si applica solitamente alle superfici piane di grande estensione

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

$F_v =$ 1,01 KN/mq

$A_i =$ 1,8 mq

pressione cinetica del vento

area di influenza

$N =$ 1,818 KN

$N_{(SLU)} =$ 2,727 kN

azione assiale del vento su controvento

azione assiale agli SLU

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_{max}}{W_x} \leq f_{yd}$$

$N =$ 2,727 KN

$A =$ 2064 mmq

$M_c =$ 5,27 KNm

$W_x =$ 123830 mmc

$\sigma =$ 43,88 N/mmq

VERIFICATO

UNIONE BULLONATA NODO INCASTRO: TRAVE - TRAVE

La verifica sarà condotta nelle aste maggiormente sollecitate a momento e taglio.

	Normali			Ad alta resistenza	
Vite	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Dado	4	5	6	8	10
f_{yb} (N/mm ²)	240	300	480	649	900
f_{tb} (N/mm ²)	400	500	600	800	1000

Le tensioni di snervamento f_{yb} e di rottura f_{tb} delle viti appartenuti alle classi indicate nella precedente tabella, sono ricavabili direttamente dalla classe in quanto il primo numero indica il valore di rottura mentre il secondo indica il valore di snervamento quale percentuale di quello di rottura.

ES. CLASSE 5.6 $f_{tb} = 500 \text{ N/mm}^2$ $f_{yb} = 0.6 \cdot 500 = 300 \text{ N/mm}^2$

Tabella 4.2. XII Coefficienti di sicurezza per la verifica delle unioni.

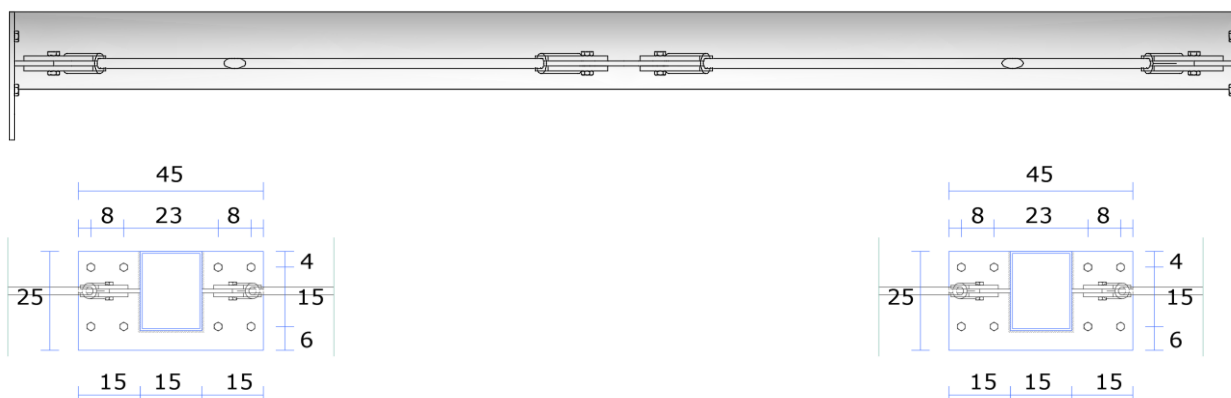
Resistenza dei bulloni	$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistenza dei chiodi	
Resistenza delle connessioni a perno	
Resistenza delle saldature a parziale penetrazione e a cordone d'angolo	
Resistenza dei piatti a contatto	
Resistenza a scorrimento per SLU per SLE	$\gamma_{M3} = 1,25$ $\gamma_{M3} = 1,10$
Resistenza delle connessioni a perno allo stato limite di esercizio	$\gamma_{M6,ser} = 1,0$
Precarico di bulloni ad alta resistenza	$\gamma_{M7} = 1,10$

La resistenza di calcolo a trazione degli elementi di connessione $F_{t,Rd}$ può essere assunta pari a:

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

AREA RESISTENTE DEI PRINCIPALI BULLONI

sigla	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
Φ (mm)	12	14	16	18	20	22	24	27	30
A (mm ²)	113	154	201	254	314	380	452	572	706
A_{res} (mm ²)	84	115	157	192	245	303	353	459	561
A_{res} / A	0,75	0,75	0,78	0,75	0,78	0,80	0,78	0,80	0,79



VERIFICA A FLESSIONE

$f_{tb} =$	600	N/mm ²	
$\varphi =$	8	mm	diametro bullone
$A_{res} =$	37,68	mm ²	area resistente singolo bullone
$n.b =$	4		numero bulloni zona tesa = zona compressa
$d =$	150	mm	braccio della copia interna
$M_c =$	5,27	kNm	momento di calcolo al nodo

$$F_{t,Rd} = 65111,04 \text{ N}$$

$$M_{rde} = 976656 \text{ Nmm}$$

$$9,76656 \text{ kNm}$$

VERIFICATO

VERIFICA A TAGLIO DEI BULLONI

La resistenza di calcolo a taglio dei bulloni $F_{v,Rd}$, per ogni piano di taglio che interessa il gambo dell'elemento di connessione, può essere assunta pari a:

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

$$F_{v,Rd} = 0,5 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}, \text{ per bulloni classe 6.8 e 10.9;}$$

dove:

A_{res} indica l'area resistente della vite e si adotta quando il piano di taglio interessa la parte filettata della vite;

f_{tb} , indica la resistenza a rottura del materiale impiegato per realizzare il bullone.

AREA RESISTENTE DEI PRINCIPALI BULLONI

sigla	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
Φ (mm)	12	14	16	18	20	22	24	27	30
A (mm ²)	113	154	201	254	314	380	452	572	706
A_{res} (mm ²)	84	115	157	192	245	303	353	459	561
A_{res} / A	0,75	0,75	0,78	0,75	0,78	0,80	0,78	0,80	0,79

$$\varphi = 8 \text{ mm}$$

$$A_{res} = 37,68 \text{ mm}^2$$

Tab. 4.2.VII - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

	Normali			Ad alta resistenza	
Vite	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Dado	4	5	6	8	10
f_{yb} (N/mm ²)	240	300	480	649	900
f_{tb} (N/mm ²)	400	500	600	800	1000

$f_{tb} =$ N/mm²

$N_b =$ numero bulloni sul piano di taglio

$V_{ed} =$ KN Azione tagliante sui bulloni

per la verifica deve risultare che la resistenza di progetto sia maggiore all'azione risultante

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

$F_{v,Rd} =$ KN resistenza di progetto a taglio dei bulloni

VERIFICATO

VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO DI DEFORMAZIONE

COMBINAZIONE RARA $F_d = \sum_{i=1} G_{k,i} + P_k + Q_{kI} + \sum_{i=2} \Psi_{0,i} Q_{ki}$

Tabella A – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/azione variabile	SLU/ SLE rari	SLE frequenti	SLE quasi permanenti
	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

DIAGRAMMA DEI MOMENTI

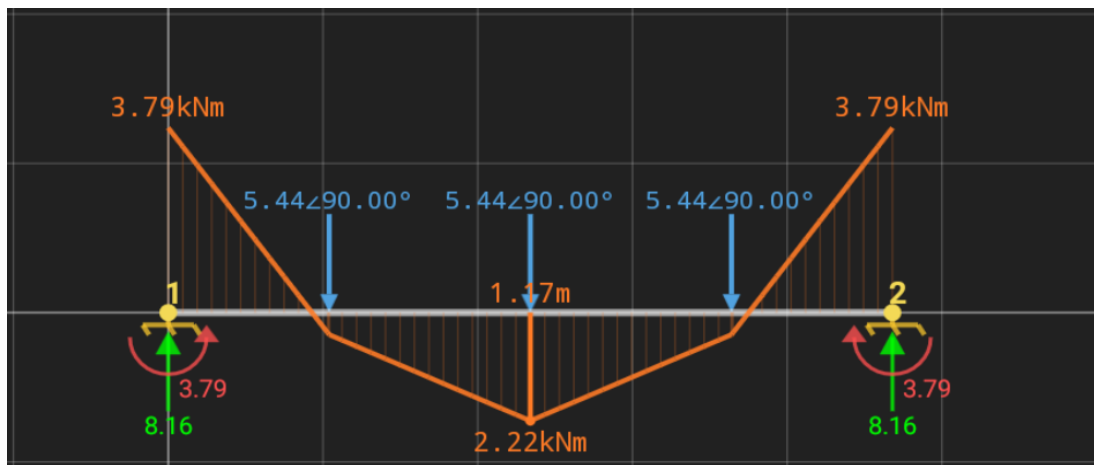
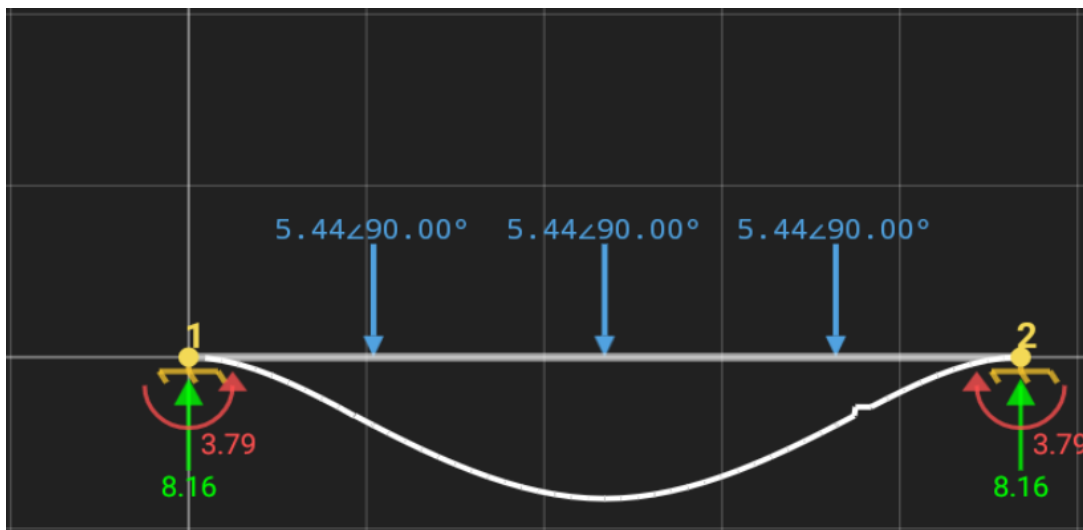


DIAGRAMMA DELLE DEFORMATE ELASTICHE



Member 1-2

Location	Axial Force (kN)	Shear Force (kN)	Bending Moment (kNm)	Slope	Deflection_Y (mm)	Deflection_X (mm)
0.0L	0.000	8.160	3.791	0.000	0.000	0.000
0.1L	0.000	8.160	1.882	-0.000	-0.004	0.000
0.2L	0.000	8.160	-0.028	-0.000	-0.014	0.000
0.3L	0.000	2.720	-0.947	-0.000	-0.023	0.000
0.4L	0.000	2.720	-1.583	-0.000	-0.030	0.000
0.5L	-0.000	-2.720	-2.220	-0.000	-0.033	0.000
0.6L	-0.000	-2.720	-1.583	0.000	-0.030	0.000
0.7L	-0.000	-2.720	-0.947	0.000	-0.023	0.000
0.8L	-0.000	-8.160	-0.028	0.000	-0.014	0.000
0.9L	-0.000	-8.160	1.882	0.000	-0.004	0.000
1.0L	-0.000	-8.160	3.791	-0.000	-0.000	0.000

Tab. 4.2.XII - Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{\max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

4.2.4.2.1 Spostamenti verticali

Il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento (Fig. 4.2.3) è definito come

$$\delta_{\text{tot}} = \delta_1 + \delta_2 \quad [4.2.60]$$

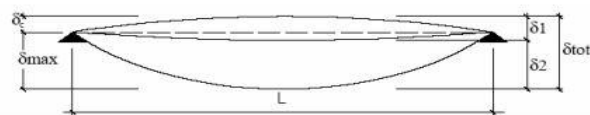


Fig. 4.2.3 - Definizione degli spostamenti verticali per le verifiche in esercizio

essendo:

δ_C la monta iniziale della trave,

δ_1 lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti,

δ_2 lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili,

$\delta_{\max}$ lo spostamento nello stato finale, depurato della monta iniziale = $\delta_{\text{tot}} - \delta_C$.

Nel caso di coperture, solai e travi di edifici ordinari, i valori limite di $\delta_{\max}$ e δ_2 , riferiti alle combinazioni caratteristiche delle azioni, sono espressi come funzione della luce L dell'elemento.

I valori di tali limiti sono da definirsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle caratteristiche degli elementi strutturali e non strutturali gravanti sull'elemento considerato, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti.

2. VERIFICA DELLE CERNIERE IN ACCIAIO

Member 1-2

Location	Axial Force (kN)	Shear Force (kN)	Bending Moment (kNm)	Slope	Deflection_Y (mm)	Deflection_X (mm)
0.0L	0.000	-3.780	0.000	0.000	0.000	0.000
0.1L	0.000	-3.780	0.983	0.000	0.055	0.000
0.2L	0.000	-3.780	1.966	0.000	0.106	0.000
0.3L	0.000	-3.780	2.948	0.000	0.151	0.000
0.4L	0.000	-3.780	3.931	0.000	0.186	0.000
0.5L	0.000	-3.780	4.914	0.000	0.208	0.000
0.6L	0.000	-3.780	5.897	-0.000	0.213	0.000
0.7L	0.000	-3.780	6.880	-0.000	0.198	0.000
0.8L	0.000	-3.780	7.862	-0.000	0.159	0.000
0.9L	0.000	-3.780	8.845	-0.000	0.095	0.000
1.0L	0.000	-3.780	9.828	-0.000	-0.000	0.000

DIAGRAMMA DEI MOMENTI

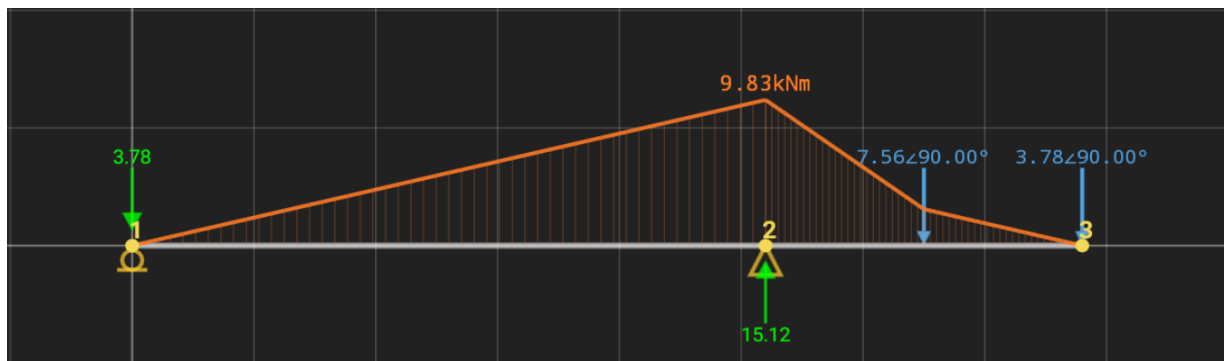
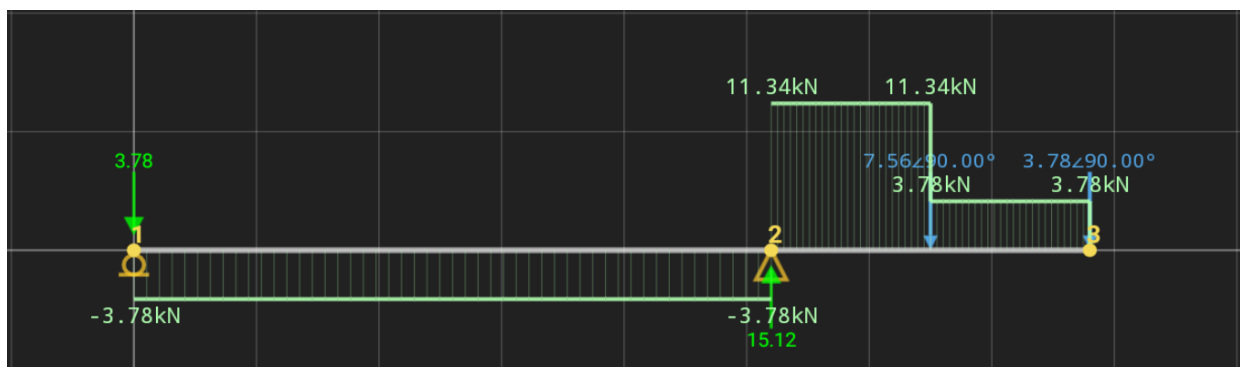


DIAGRAMMA DEL TAGLIO



VERIFICA A TAGLIO DEI BULLONI

La resistenza di calcolo a taglio dei bulloni $F_{v,Rd}$, per ogni piano di taglio che interessa il gambo dell'elemento di connessione, può essere assunta pari a:

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

$$F_{v,Rd} = 0,5 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}, \text{ per bulloni classe 6.8 e 10.9;}$$

dove:

A_{res} indica l'area resistente della vite e si adotta quando il piano di taglio interessa la parte filettata della vite;

f_{tb} , indica la resistenza a rottura del materiale impiegato per realizzare il bullone.

AREA RESISTENTE DEI PRINCIPALI BULLONI

sigla	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
Φ (mm)	12	14	16	18	20	22	24	27	30
A (mm ²)	113	154	201	254	314	380	452	572	706
A_{res} (mm ²)	84	115	157	192	245	303	353	459	561
A_{res} / A	0,75	0,75	0,78	0,75	0,78	0,80	0,78	0,80	0,79

$$\varphi = \boxed{10} \text{ mm}$$

$$A_{res} = \boxed{59,06} \text{ mmq}$$

Tab. 4.2.VII - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

$$\gamma_{M2} = \boxed{1,25}$$

	Normali			Ad alta resistenza	
Vite	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Dado	4	5	6	8	10
f_{yb} (N/mm ²)	240	300	480	649	900
f_{tb} (N/mm ²)	400	500	600	800	1000

$$f_{tb} = \boxed{600} \text{ N/mmq}$$

$$N_b = \boxed{1} \quad \text{numero bulloni sul piano di taglio}$$

$$V_{ed} = \boxed{3,78} \text{ KN} \quad \text{Azione tagliante sui bulloni}$$

per la verifica deve risultare che la resistenza di progetto sia maggiore all'azione risultante

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{v,Rd} = \boxed{14,175} \text{ KN} \quad \text{resistenza di progetto a taglio dei bulloni}$$

VERIFICATO

3. VERIFICA PARAPETTI E RINGHIERE IN ACCIAIO

Nodes

Node ID	X (m)	Y (m)	dX (mm)	dY (mm)	Rot (rad)
1	2.0	0.0	0.000	0.000	0.000
2	2.0	0.3	0.000	0.000	-0.000
3	2.0	1.3	0.074	-0.000	-0.000

Sections

Section Name	E (kN/mm ²)	I (mm)	A (mm ²)
DEFAULT	200.000	0.000	0.050

Members

From	To	Length (m)	Section
1	2	0.300	DEFAULT
2	3	1.000	DEFAULT

Supports

Node	Type	dx (mm)	dy (mm)	Rot (rad)	Rx (kN)	Ry (kN)	M (kNm)
2	HINGE	0.000	0.000	0.000	-21.600	0.000	0.000
1	FIXED	0.000	0.000	0.000	18.000	0.000	-1.800

Point Loads

Member	Location (m)	Magnitude (kN)	Angle
2-3	1.000	3.600	180.000

Member 1-2

Location	Axial Force (kN)	Shear Force (kN)	Bending Moment (kNm)	Slope	Deflection_Y (mm)	Deflection_X (mm)
0.0L	0.000	-18.000	-1.800	0.000	0.000	0.000
0.1L	0.000	-18.000	-1.260	0.000	0.000	0.000
0.2L	0.000	-18.000	-0.720	0.000	0.000	0.000
0.3L	0.000	-18.000	-0.180	0.000	0.000	0.000
0.4L	0.000	-18.000	0.360	0.000	0.000	0.000
0.5L	0.000	-18.000	0.900	0.000	0.001	0.000
0.6L	0.000	-18.000	1.440	0.000	0.001	0.000
0.7L	0.000	-18.000	1.980	-0.000	0.001	0.000
0.8L	0.000	-18.000	2.520	-0.000	0.001	0.000
0.9L	0.000	-18.000	3.060	-0.000	0.000	0.000
1.0L	0.000	-18.000	3.600	-0.000	-0.000	0.000

Member 2-3

Location	Axial Force (kN)	Shear Force (kN)	Bending Moment (kNm)	Slope	Deflection_Y (mm)	Deflection_X (mm)
0.0L	0.000	3.600	3.600	-0.000	0.000	0.000
0.1L	0.000	3.600	3.240	-0.000	-0.002	-0.000
0.2L	0.000	3.600	2.880	-0.000	-0.006	-0.000
0.3L	0.000	3.600	2.520	-0.000	-0.011	-0.000
0.4L	0.000	3.600	2.160	-0.000	-0.018	-0.000
0.5L	0.000	3.600	1.800	-0.000	-0.025	-0.000
0.6L	0.000	3.600	1.440	-0.000	-0.034	-0.000
0.7L	0.000	3.600	1.080	-0.000	-0.043	-0.000
0.8L	0.000	3.600	0.720	-0.000	-0.053	-0.000
0.9L	0.000	3.600	0.360	-0.000	-0.063	-0.000
1.0L	-0.000	0.000	-0.000	-	-	-

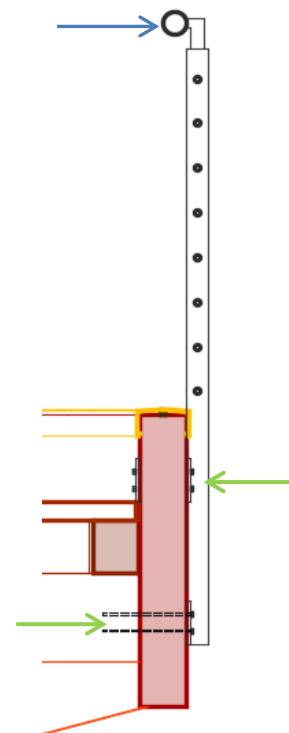
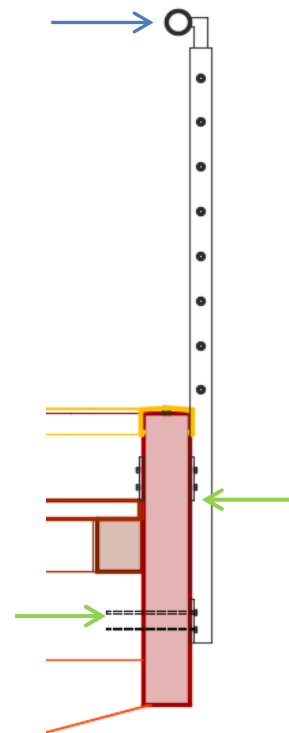
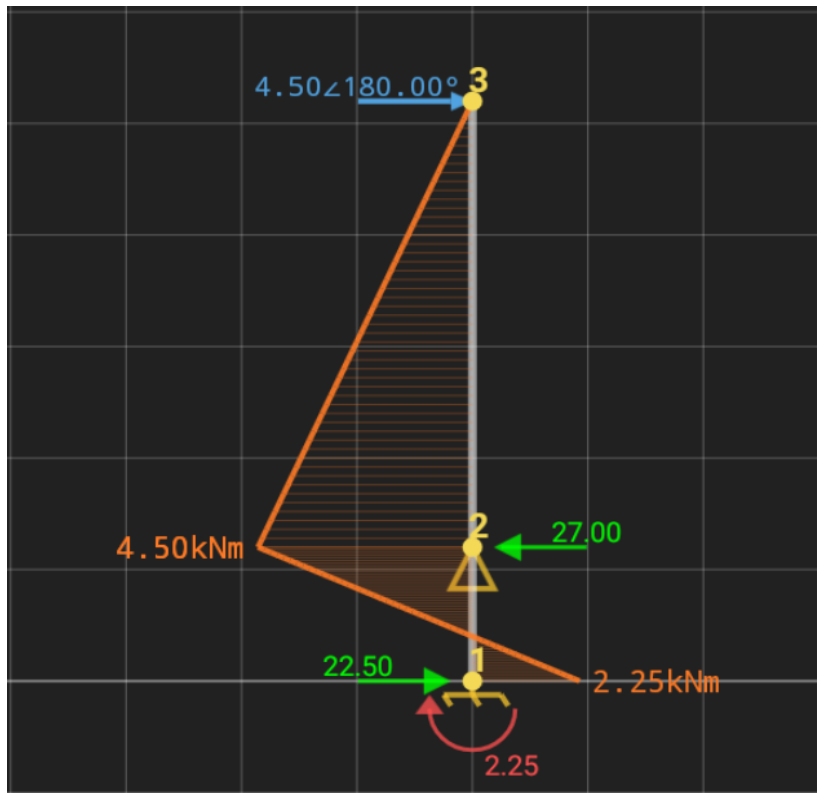
combinazione agli SLU

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$$

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti G1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		$\geq 4,00$	$\geq 4,00$	$\geq 2,00$



$$M(\text{SLU}) = 4,50 \quad \text{KNm}$$

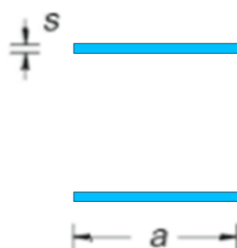
Tab. 4.2.VII - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

Tab. 4.2.I – Laminati a caldo con profili a sezione aperta piani e lunghi

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale "t" dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550
UNI EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
UNI EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
S460 Q/QL/QL1	460	570	440	580
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

Profilo di progetto



$$a = \boxed{85} \text{ mm}$$

$$s = \boxed{5} \text{ mm}$$

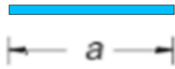
$$W_x = 6020,83 \quad \text{mm}^3$$

VERIFICA A FLESSIONE PER M_{max}

N =	2	numero profili
f_{yk} =	440	N/mm ²
f_{yd} =	419,047619	N/mm ²
δ =	1	coefficiente di amplificazione dei carichi
W_x =	6,020833333	cm ³
M_{max} =	4,50	
M_c =	4,5	KNm

4500000 N.mm

$M_{rde} = f_{yd} \cdot W_x$ 5,05 KNm momento resistente



azione di calcolo

VERIFICATO

VERIFICA A TAGLIO

$V_{ed} = 18,00$ KN azione tagliante su singolo profilo
 $V_{pl,Rd} = A_v(f_{yk}/(3)^{0,5}/\gamma_{M0})$ taglio resistente

$A = 850$ mm²

$A_v = 850$ mm²
 $V_{pl,Rd} = 205,65$ KN

VERIFICATO

UNIONE BULLONATA NODO: ASTA IN ACCIAIO - TRAVE

La verifica sarà condotta nelle aste maggiormente sollecitate a momento e taglio.

	Normali			Ad alta resistenza	
Vite	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Dado	4	5	6	8	10
f_{yb} (N/mm ²)	240	300	480	649	900
f_{tb} (N/mm ²)	400	500	600	800	1000

Le tensioni di snervamento f_{yb} e di rottura f_{tb} delle viti appartenuti alle classi indicate nella precedente tabella, sono ricavabili direttamente dalla classe in quanto il primo numero indica il valore di rottura mentre il secondo indica il valore di snervamento quale percentuale di quello di rottura.

ES. CLASSE 5.6 $f_{tb} = 500$ N/mm² $f_{yb} = 0.6 \cdot 500 = 300$ N/mm²

Tabella 4.2. XII Coefficienti di sicurezza per la verifica delle unioni.

Resistenza dei bulloni	$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistenza dei chiodi	
Resistenza delle connessioni a perno	
Resistenza delle saldature a parziale penetrazione e a cordone d'angolo	
Resistenza dei piatti a contatto	
Resistenza a scorrimento per SLU	$\gamma_{M3} = 1,25$ $\gamma_{M3} = 1,10$
per SLE	
Resistenza delle connessioni a perno allo stato limite di esercizio	$\gamma_{M6,ser} = 1,0$
Precarico di bulloni ad alta resistenza	$\gamma_{M7} = 1,10$

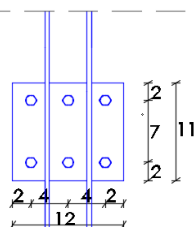
La resistenza di calcolo a trazione degli elementi di connessione $F_{t,Rd}$ può essere assunta pari a:

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

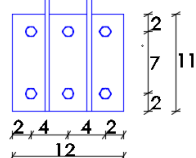
AREA RESISTENTE DEI PRINCIPALI BULLONI

sigla	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
Φ (mm)	12	14	16	18	20	22	24	27	30
A (mm ²)	113	154	201	254	314	380	452	572	706
A_{res} (mm ²)	84	115	157	192	245	303	353	459	561
A_{res} / A	0,75	0,75	0,78	0,75	0,78	0,80	0,78	0,80	0,79

PIASTRA 1



PIASTRA 2



VERIFICA A FLESSIONE PIASTRA 1

$f_{tb} =$	600	N/mm ²	
$\varphi =$	10	mm	diametro bullone
$A_{res} =$	58,875	mm ²	area resistente singolo bullone
$n.b =$	3		numero bulloni zona tesa = zona compressa
$d =$	70	mm	braccio della copia interna
$M_c =$	4,50	kNm	momento di calcolo al nodo

$$F_{t,Rd} = 76302 \text{ N}$$

$$M_{rde} = 5341140 \text{ Nmm} \quad 5,34114 \text{ kNm}$$

VERIFICATO

VERIFICA A TAGLIO DEI BULLONI PIASTRA 1

La resistenza di calcolo a taglio dei bulloni $F_{v,Rd}$, per ogni piano di taglio che interessa il gambo dell'elemento di connessione, può essere assunta pari a:

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

$$F_{v,Rd} = 0,5 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}, \text{ per bulloni classe 6.8 e 10.9;}$$

dove:

A_{res} indica l'area resistente della vite e si adotta quando il piano di taglio interessa la parte filettata della vite;

f_{tb} , indica la resistenza a rottura del materiale impiegato per realizzare il bullone.

AREA RESISTENTE DEI PRINCIPALI BULLONI

sigla	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
Φ (mm)	12	14	16	18	20	22	24	27	30
A (mm ²)	113	154	201	254	314	380	452	572	706
A_{res} (mm ²)	84	115	157	192	245	303	353	459	561
A_{res} / A	0,75	0,75	0,78	0,75	0,78	0,80	0,78	0,80	0,79

$$\varphi = 10 \text{ mm} \quad A_{res} = 58,875 \text{ mm}^2$$

Tab. 4.2.VII - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

	Normali			Ad alta resistenza	
Vite	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Dado	4	5	6	8	10
f_{yb} (N/mm ²)	240	300	480	649	900
f_{tb} (N/mm ²)	400	500	600	800	1000

ftb = 600 N/mmq

Nb = 6 numero bulloni sul piano di taglio

Ved = 0,00 KN Azione tagliante sui bulloni

per la verifica deve risultare che la resistenza di progetto sia maggiore all'azione risultante

Fv,Rd = (0,5 * ftb * Ares) / gammaM2

Fv,Rd = 84,78 KN resistenza di progetto a taglio dei bulloni VERIFICATO

Tab. 4.2.XVIII - Posizione dei fori per unioni bullonate e chiodate.

Distanze e interassi (Fig. 4.2.5)	Minimo	Massimo		
		Unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni non esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni di elementi in acciaio resistente alla corrosione (UNI EN10025-5)
e1	1,2 d0	4t+40 mm	-	max(8t;12 mm)
e2	1,2 d0	4t+40 mm	-	max(8t;125 mm)
p1	2,2 d0	min(14t;200 mm)	min(14t;200 mm)	min(14t;175 mm)
p1,0	-	min(14t;200 mm)	-	-
p1,i	-	min(28t;400 mm)	-	-
p2	2,4 d0	min(14t;200 mm)	min(14t;200 mm)	min(14t;175 mm)

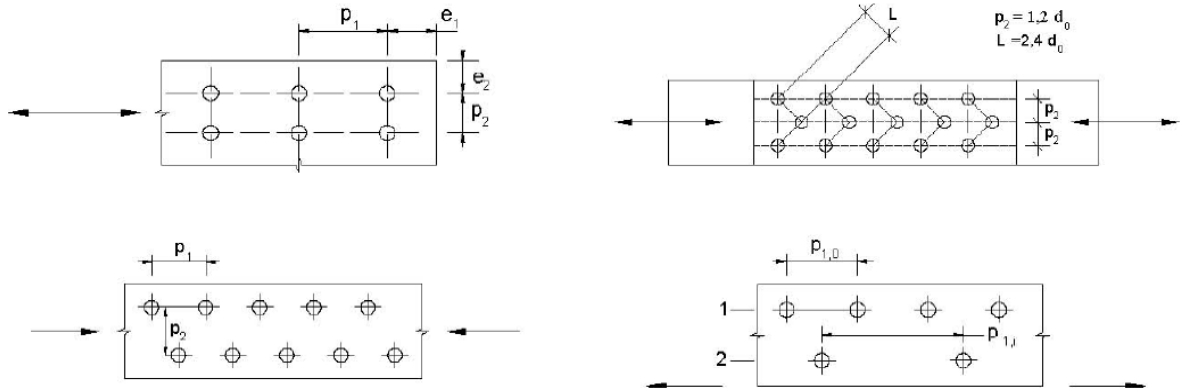


Fig. 4.2.5 -Disposizione dei fori per le realizzazioni di unioni bullonate o chiodate

do = 11 mm

Prescrizioni

e1 =	13,2	mm
e2 =	13,2	mm
p1 =	24,2	mm
P2 =	26,4	mm

Progetto

e1 =	20	mm
e2 =	20	mm
p1 =	40	mm
P2 =	70	mm

VERIFICATO
VERIFICATO
VERIFICATO
VERIFICATO

VERIFICA A FLESSIONE PIASTRA 2

Nodes

Node ID	X (m)	Y (m)	dX (mm)	dY (mm)	Rot (rad)
1	0.75	0.0	0.000	0.000	0.000
2	0.75	0.32	-0.015	0.000	0.000

Sections

Section Name	E (kN/mm ²)	I (mm)	A (mm ²)
DEFAULT	200.000	0.000	0.050

Members

From	To	Length (m)	Section
1	2	0.320	DEFAULT

Supports

Node	Type	dx (mm)	dy (mm)	Rot (rad)	Rx (kN)	Ry (kN)	M (kNm)
1	FIXED	0.000	0.000	0.000	27.000	-0.000	-8.640

Point Loads

Member	Location (m)	Magnitude (kN)	Angle
1-2	0.320	-27.000	180.000

Member 1-2

Location	Axial Force (kN)	Shear Force (kN)	Bending Moment (kNm)	Slope	Deflection_Y (mm)	Deflection_X (mm)
0.0L	-0.000	-27.000	-8.640	0.000	0.000	0.000
0.1L	-0.000	-27.000	-7.776	0.000	0.000	0.000
0.2L	-0.000	-27.000	-6.912	0.000	0.001	0.000
0.3L	-0.000	-27.000	-6.048	0.000	0.002	0.000
0.4L	-0.000	-27.000	-5.184	0.000	0.003	0.000
0.5L	-0.000	-27.000	-4.320	0.000	0.005	0.000
0.6L	-0.000	-27.000	-3.456	0.000	0.006	0.000
0.7L	-0.000	-27.000	-2.592	0.000	0.008	0.000
0.8L	-0.000	-27.000	-1.728	0.000	0.010	0.000
0.9L	-0.000	-27.000	-0.864	0.000	0.013	0.000
1.0L	0.000	0.000	-0.000	-	-	-

DIAGRAMMA DEL MOMENTO



DIAGRAMMA DEL TAGLIO



$f_{tb} =$	600	N/mm ²	
$\varphi =$	14	mm	diametro bullone
$A_{res} =$	115,395	mm ²	area resistente singolo bullone
$n.b =$	3		numero bulloni zona tesa = zona compressa
$d =$	70	mm	braccio della copia interna
$M_c =$	8,64	kNm	momento di calcolo al nodo

$$F_{t,Rd} = 149551,92 \text{ N}$$

$$M_{rde} = 10468634,4 \text{ Nmm} \quad 10,46863 \text{ KNm}$$

VERIFICATO

VERIFICA A TAGLIO DEI BULLONI PIASTRA 2

La resistenza di calcolo a taglio dei bulloni $F_{v,Rd}$, per ogni piano di taglio che interessa il gambo dell'elemento di connessione, può essere assunta pari a:

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

$$F_{v,Rd} = 0,5 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}, \text{ per bulloni classe 6.8 e 10.9;}$$

dove:

A_{res} indica l'area resistente della vite e si adotta quando il piano di taglio interessa la parte filettata della vite;

f_{tb} , indica la resistenza a rottura del materiale impiegato per realizzare il bullone.

AREA RESISTENTE DEI PRINCIPALI BULLONI

sigla	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
Φ (mm)	12	14	16	18	20	22	24	27	30
A (mm ²)	113	154	201	254	314	380	452	572	706
A_{res} (mm ²)	84	115	157	192	245	303	353	459	561
A_{res} / A	0,75	0,75	0,78	0,75	0,78	0,80	0,78	0,80	0,79

$$\varphi = 14 \text{ mm} \quad A_{res} = 115,395 \text{ mm}^2$$

Tab. 4.2.VII - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

	Normali			Ad alta resistenza	
Vite	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Dado	4	5	6	8	10
f_{yb} (N/mm ²)	240	300	480	649	900
f_{tb} (N/mm ²)	400	500	600	800	1000

$f_{tb} =$ N/mm²

$N_b =$ numero bulloni sul piano di taglio

$V_{ed} =$ KN Azione tagliante sui bulloni

per la verifica deve risultare che la resistenza di progetto sia maggiore all'azione risultante

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

$F_{v,Rd} =$ KN resistenza di progetto a taglio dei bulloni

VERIFICATO

Tab. 4.2.XVIII - Posizione dei fori per unioni bullonate e chiodate.

Distanze e interassi (Fig. 4.2.5)	Minimo	Massimo		
		Unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni non esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni di elementi in acciaio resistente alla corrosione (UNI EN10025-5)
e_1	$1,2 d_0$	$4t+40$ mm	-	$\max(8t;12$ mm)
e_2	$1,2 d_0$	$4t+40$ mm	-	$\max(8t;125$ mm)
p_1	$2,2 d_0$	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;175$ mm)
$p_{1,0}$	-	$\min(14t;200$ mm)	-	-
$p_{1,i}$	-	$\min(28t;400$ mm)	-	-
p_2	$2,4 d_0$	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;175$ mm)

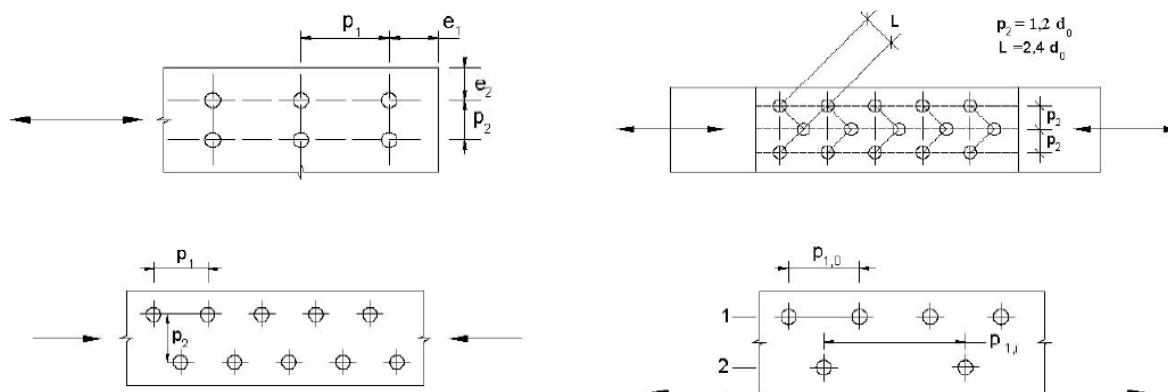


Fig. 4.2.5 - Disposizione dei fori per le realizzazioni di unioni bullonate o chiodate

$d_0 =$ mm

Prescrizioni

$e_1 =$ mm
 $e_2 =$ mm
 $p_1 =$ mm
 $p_2 =$ mm

Progetto

$e_1 =$ mm
 $e_2 =$ mm
 $p_1 =$ mm
 $p_2 =$ mm

VERIFICATO

VERIFICATO

VERIFICATO

VERIFICATO