



UNIVERSITÀ POLITECNICA DELLE MARCHE  
FACOLTÀ DI INGEGNERIA

---

Corso di Laurea in INGEGNERIA EDILE

**Usi dell'acciaio per coperture di grandi luci:  
analisi di un caso studio**

**Uses of steel for large-spans roofs: Structural analysis of a  
case study**

Relatrice:  
**Dott.ssa Ing. Erica Magagnini**

Candidato:  
**Antonio Mancini**

Correlatori:  
**Prof. Ing. Roberto Capozucca**

**Ing. Luca Papili**

A.A. 2023/2024





UNIVERSITÀ POLITECNICA DELLE MARCHE  
FACOLTÀ DI INGEGNERIA

---

Corso di Laurea in INGEGNERIA EDILE

**Usi dell'acciaio per coperture di grandi luci:  
analisi di un caso studio**

**Uses of steel for large-spans roofs: Structural analysis of a  
case study**

Relatrice:  
**Dott.ssa Ing. Erica Magagnini**

Candidato:  
**Antonio Mancini**

Correlatore:  
**Prof. Ing. Roberto Capozucca**

**Ing. Luca Papili**

A.A. 2023/2024



# INTRODUZIONE

*"Un buon progetto deve essere bello e utile; non può essere né l'uno né l'altro se non è costruito con una logica razionale."*

Si decide di aprire il presente elaborato con questa specifica affermazione di *Pierluigi Nervi*<sup>1</sup>. Egli mette in luce l'importanza di un approccio razionale nella progettazione ingegneristica, sottolineando come la bellezza e l'utilità debbano coesistere in ogni opera. In questo contesto, l'acciaio si distingue come un materiale che offre enormi possibilità all'ingegno umano, capace di rispondere alle sfide moderne permettendo la realizzazione di opere innovative e sostenibili.

La Tesi di Laurea ha come obiettivo quello di offrire un primo approccio alla progettazione strutturale di elementi in acciaio a grande luce, con particolare riguardo all'analisi strutturale di elementi di copertura.

L'edificio oggetto del caso studio è il futuro "*Museo del Mare*" di Civitanova Marche, da localizzarsi nella zona antistante al porto turistico della città. L'intervento, discusso in seno al team di progettazione, consiste nella demolizione e smaltimento dell'edificio esistente con annessa costruzione della struttura che ospiterà il Museo. L'edificio originario è di tipo industriale atto ad ospitare attività di manutenzione navale. Pertanto, si vede concretizzato il design strutturale ricorrente per edifici di grandi luci; in copertura travi reticolari in acciaio che poggiano su pilastri di sezione di tipo H ad interasse pressoché costante.

Il progetto proposto nella tesi, in accordo con quanto definito nella fase di progetto dallo studio presso cui si è svolto il tirocinio, si pone di riproporre la medesima

---

<sup>1</sup> Pierluigi Nervi (1891-1979) è stato un ingegnere e architetto Italiano considerato come il pioniere nell'uso del calcestruzzo armato e dell'acciaio, sviluppando tecniche costruttive che hanno rivoluzionato l'architettura moderna. Alcune, tra le più celeberrime opere, ricordiamo "Il Palazzetto dello Sport" (Roma 1960), "Stadio Comunale" (Firenze 1931), "Capannone industriale della FIAT" (Lingotto, Torino 1929)

concezione strutturale e si basa sullo studio della soluzione statica e tecnologica più vantaggiosa, in rapporto al progetto architettonico <sup>2</sup>originario.

Il lavoro consta di tre parti. Nella prima parte verrà analizzato il design strutturale delle coperture di grandi luci rapportandolo ad esempi illustri del patrimonio architettonico contemporaneo. Nella seconda parte si esegue un'indagine del materiale acciaio da carpenteria, caratterizzandone il comportamento sia in campo elastico che plastico.

In seguito ad una revisione della letteratura pertinente, si presenterà il modello analitico sviluppato, per poi discutere i risultati ottenuti. Pertanto, sarà illustrato il predimensionamento delle aste del telaio e si procederà con il dimensionamento della capriata di copertura. Verrà inoltre indagato, più nel dettaglio, il comportamento strutturale della capriata sotto carichi statici mediante “modellazione agli elementi finiti<sup>3</sup>” (FEM).

La progettazione si basa sul metodo semi probabilistico agli Stati Limite. Si è fatto riferimento in particolare alle “*Norme Tecniche per le Costruzioni*” del 17 gennaio 2018 ed alla relativa “*Circolare esplicativa*” del 21.01.2019.

---

<sup>2</sup> I render e le tavole riferite al modello del progetto del “Museo del mare”, riportate al capitolo 3 del lavoro di tesi, sono state tratte da un progetto realizzato da *Aria 4 Srl*.

<sup>3</sup> Il metodo di modellazione ad elementi finiti è il metodo proprio dei software di calcolo strutturale. Esso consiste nella discretizzazione di un problema continuo, quale può essere il caso della trave semplicemente appoggiata uniformemente caricata, in un problema discreto. Si rimanda, per un'analisi più accurata alla sezione 3.7. del lavoro di tesi.

# SOMMARIO

<b>INTRODUZIONE.....</b>	<b>III</b>
<b>1. COPERTURE PER GRANDI LUCI.....</b>	<b>1</b>
1.1. Grande luce e nuove funzioni .....	1
1.2. L'architettura della grande luce .....	5
1.2.1. L'acciaio ed il cemento armato nell'architettura della grande luce.....	6
1.3. Esempi di edifici a grande luce.....	9
1.3.1. Stazione di St. Pancras, Londra 1865-1874 W.H. Barlow e R.M. Ordish; G.G. Scott (albergo).....	9
1.3.2. Aviorimesse, Orbetello 1936 ed Orvieto 1940-1942, P.L. Nervi.....	12
1.4. Conclusioni .....	18
<b>2. IL MATERIALE ACCIAIO PER CARPENTERIE METALLICHE .....</b>	<b>19</b>
2.1. Brevi note storiche .....	20
2.2. Caratteristiche e denominazioni.....	23
2.3. Processi di lavorazione ed imperfezioni strutturali.....	28
2.3.1. Imperfezioni meccaniche .....	31
2.3.2. Imperfezioni geometriche .....	33
2.4. Strutture e modelli di analisi .....	34
2.4.1. Cinematica delle strutture .....	34
2.4.2. Effetti del peso proprio .....	39
2.4.3. Deformabilità degli elementi strutturali.....	40
2.4.4. Il progetto del modello di calcolo .....	43
2.5. Duttilità e classificazione delle sezioni.....	45
2.6. Metodologie di connessione strutturale .....	50
2.6.1. Unioni saldate .....	50

2.6.2.	Unioni bullonate .....	58
<b>2.7.</b>	<b>Stabilità e snellezza delle aste.....</b>	<b>65</b>
2.7.1.	Fenomeni di instabilità.....	66
2.7.2.	Calcolo del carico critico euleriano elastico .....	68
2.7.3.	Instabilità elastica flessionale .....	71
<b>3.</b>	<b>ANALISI DI UN CASO STUDIO .....</b>	<b>76</b>
3.1.	Obiettivo progettuale .....	77
3.1.1.	Localizzazione lotto e disposizione fotografica.....	77
3.1.2.	Quadro esigenziale della committenza .....	79
3.1.3.	Offerta progettuale .....	80
3.1.4.	Proposta del progetto architettonica .....	81
3.2.	Progettazione strutturale .....	87
3.2.1.	Indagine di carpenteria: prima proposta .....	87
3.2.2.	Indagine di carpenteria: seconda proposta.....	99
3.2.3.	Controlli SLU e SLE sul travetto di solaio .....	102
3.2.4.	Predimensionamento della trave principale .....	108
3.2.5.	Controlli SLU e SLE sulla trave principale .....	114
3.3.	Progetto della copertura .....	119
3.3.1.	Analisi dei carichi variabili agenti in copertura.....	121
3.3.2.	Predimensionamento solaio di copertura.....	129
3.3.3.	Verifiche di sicurezza allo SLU .....	135
3.3.4.	Valori limite della freccia (SLE) .....	139
3.4.	Travatura reticolare.....	145
3.4.1.	Trave reticolare “Polanceau”: principi generali di funzionamento .	146
3.4.2.	Instabilità globale della travatura reticolare.....	150
3.4.3.	La tracciatura delle travi reticolari .....	151



3.4.4.	Esempi illustri di travi reticolari .....	154
3.5.	Predimensionamento trave reticolare “Polanceau”.....	156
3.5.1.	Dati e caratteristiche geometriche della capriata .....	156
3.5.2.	Analisi dei carichi .....	158
3.5.3.	Combinazione dei carichi per lo stato limite ultimo.....	162
3.5.4.	Combinazione dei carichi per lo stato limite d’esercizio.....	164
3.5.5.	Carichi concentrati ai nodi.....	165
3.5.6.	Scelta dei profili per le sezioni .....	166
3.5.7.	Calcolo delle sollecitazioni risultanti.....	168
3.5.8.	Metodi risolutivi trave reticolare .....	169
3.6.	Risoluzione con il metodo analitico.....	171
3.6.1.	Calcolo reazioni vincolari esterne.....	171
3.6.2.	Calcolo degli sforzi nelle aste .....	172
3.6.3.	Riepilogo sforzi sulle aste.....	182
3.6.4.	Riepilogo delle massime sollecitazioni da verificare allo stato limite ultimo .....	184
3.6.5.	Progetto delle membrature tese-corrente inferiore .....	184
3.6.6.	Progetto delle membrature tese-diagonale.....	187
3.6.7.	Progetto delle membrature compresse-corrente superiore.....	190
3.6.8.	Progetto delle membrature compresse-diagonale .....	196
3.6.9.	Progetto delle membrature compresse-montante.....	199
3.6.10.	Riepilogo aste della capriata metallica .....	203
3.7.	Verifica della capriata tramite modellazione numerica agli elementi finiti (FEM) 204	
3.7.1.	Modellazione geometrica della capriata .....	206
3.7.2.	Modellazione dei vincoli della capriata .....	208

3.7.3.	Setting dei materiali e delle sezioni .....	212
3.7.4.	Assegnazione dei carichi sollecitanti.....	213
3.7.5.	Combinazioni di carico .....	216
3.7.6.	Visualizzazione risultati.....	219
<b>CONCLUSIONI.....</b>		<b>226</b>
<b>BIBLIOGRAFIA .....</b>		<b>231</b>
<b>SITOGRAFIA .....</b>		<b>233</b>

# 1. COPERTURE PER GRANDI LUCI

*“L’immagine del grande ci piace sotto ogni punto di vista, perché la nostra anima avida di intendere la felicità, vorrebbe abbracciare l’universo”*, così scriveva l’architetto francese Étienne Boullée<sup>4</sup>. Parafrasando, si può convenire ad affermare che l’immagine del grande suscita e susciterà sempre in noi un sentimento di sconvolgente passione. “L’architettura della grande luce<sup>5</sup>” assolve una duplice funzione nel panorama edilizio contemporaneo. Da una parte la si può esaminare come soluzione escogitata per assolvere quelle richieste che impongono un’unica grande copertura senza appoggi a terra, ed è quindi analizzata dal punto di vista della soluzione materica più congeniale e dai sistemi tecnologici più adatti; dall’acciaio al calcestruzzo armato, dalle strutture reticolari alle tensostrutture<sup>6</sup>. Dall’altra, essa viene spesso recepita come immagine fascinosa di una struttura atipica in grado di stupire ma, anche, di omogeneizzarsi nel contesto urbano.

## 1.1. Grande luce e nuove funzioni

L’esigenza sempre più impellente di spazi aperti e liberi atti a svolgere, senza impedimenti, le attività di routine del quotidiano lavorativo, partì dalla fabbrica manifatturiera del XIX secolo, per coinvolgere man mano le nuove funzioni che saranno richieste dai centri urbani del XX e XXI secolo. Il panorama urbano si arricchiva sempre più di edifici per uffici, stazioni, teatri, musei, magazzini, che imponevano a loro volta la domanda per spazi aperti, che, attraverso un numero

---

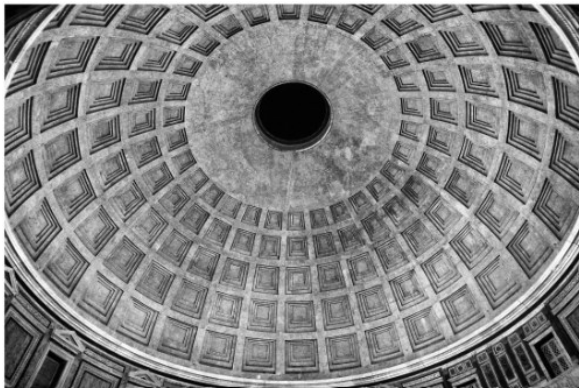
<sup>4</sup> Étienne Boullée (1728-1799) è stato un architetto e teorico dell’architettura francese, noto per le sue visioni innovative e le sue idee radicali nel campo dell’architettura neoclassica. È celebre soprattutto per i suoi progetti utopici, caratterizzati da forme geometriche semplici e monumentali, che al meglio incarnano l’attuale concezione della “Architettura della grande luce.”

<sup>5</sup> Tale nomenclatura è stata ripresa dal libro “L’architettura della grande luce”, Funari M. - Pietrangeli M. - Valentin N. - Vannucci R. - Giura Longo T.

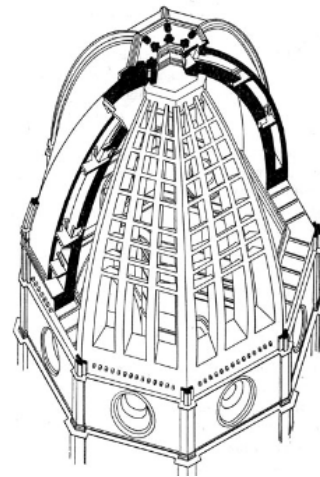
<sup>6</sup> Tensostrutture: sono sistemi che sfruttano le proprietà dei materiali tesi, come cavi o membrane, per creare forme architettoniche leggere e spesso innovative.

ridotto di supporti, permettessero una più facile organizzazione delle attività al loro interno.

Infatti, fino alla metà del XVIII secolo, i materiali da costruzione predominanti erano la pietra, il legno e il mattone. I metalli venivano prodotti in quantità ridotte e per usi non edilizi, mentre il calcestruzzo, nonostante fosse stato ampiamente utilizzato dai Romani, era caduto in disuso. I materiali lapidei, molto resistenti alla compressione ma fragili in trazione, erano ideali per la realizzazione di strutture bidimensionali come cupole e volte. Sebbene queste opere siano state eccezionali sia esteticamente che tecnologicamente, le cupole più grandi del patrimonio architettonico italiano, come quelle del Pantheon a Roma (27 a.c.) e di Santa Maria del Fiore a Firenze <sup>7</sup>(1420-34), non superano un diametro di circa 45 metri. Anche le coperture in legno, basate fin dall'epoca greco-romana sulla tecnica della capriata, presentavano delle limitazioni dovute alle dimensioni degli elementi lignei, rendendo difficile la creazione di strutture di maggiori dimensioni.



**Figura 1-Cupola Pantheon**



**Figura 2-spaccato assonometrico della cupola di Brunelleschi per il duomo di Santa Maria del Fiore**

---

<sup>7</sup> La figura 2 è stata estrapolata dal sito “[www.silab.it](http://www.silab.it)”, alla voce “*Atlante storico- L'Italia tra Medioevo e Rinascimento*”.

La tecnologia applicata ai nuovi materiali permetteva, con più versatilità, la costruzione di luci strutturali più ampie rispetto alla tradizione edilizia imposta fino a quel momento. L'emergere dei materiali ferrosi, tra cui ferro, ghisa e acciaio, ha profondamente plasmato l'evoluzione dei sistemi strutturali per le coperture. La loro maggiore resistenza, nonché duttilità<sup>8</sup>, unita all'innovazione nelle tecniche di calcolo e ad una conoscenza approfondita delle proprietà dei materiali, ha facilitato la creazione di nuove forme strutturali, permettendo di coprire spazi sempre più ampi. Nei ponti<sup>9</sup>, in particolar modo, si sperimentava e si sfidava a fondo la resistenza e la flessibilità costruttiva dell'acciaio. La forma della struttura, non più frutto di scelte empiriche tramandate da generazioni di costruttori, risultava determinata dalla tipologia e dai calcoli statici.



**Figura 3- Sydney Harbour Bridge 1932.**

---

<sup>8</sup> Duttilità: la capacità di un componente strutturale o di un insieme di componenti di deformarsi oltre il limite elastico senza una significativa perdita di resistenza. Tale definizione è stata ripresa dal materiale del corso “*Strutture in zona sismica*” Docente: prof. Ing. Sandro Carbonari, Facoltà di Ingegneria Civile, Università Politecnica delle Marche, a.a. 2023-2024

<sup>9</sup> Tra gli esempi più illustri di ingegneria infrastrutturale del XX secolo, è il Sydney Harbour Bridge, completato nel 1932. La scelta dell'acciaio ha consentito di realizzare un ponte con un'apertura centrale di 503 metri. Il design, che prevede una sezione trasversale a forma di "U", considera l'espansione e la contrazione del materiale dovuta ai cambiamenti di temperatura, garantendo la sicurezza e l'integrità strutturale.

Pertanto, da un lato, si sviluppavano edifici per uffici, in cui le nuove tecniche costruttive venivano utilizzate per creare ampie superfici libere e uno scheletro strutturale espandibile sia in orizzontale che in verticale. Dall'altro, la sperimentazione delle potenzialità strutturali e delle diverse esigenze funzionali si univa nella progettazione di edifici caratterizzati da un grande spazio coperto, adatto alle nuove attività urbane. Questi edifici erano destinati a scopi pubblici, progettati per accogliere un elevato afflusso di persone.



**Figura 4- Museo dell'università, Oxford 1853**

La possibilità di realizzare ampi spazi coperti costituiva un'opzione progettuale cruciale per dotare la moderna città industriale di ambienti adeguati a diverse nuove funzioni. In un primo momento, le stazioni e i grandi spazi pubblici coperti rappresentavano le principali occasioni per tali realizzazioni. Tuttavia, con l'avvento del nuovo secolo ed il mutamento delle esigenze del contesto urbano, il continuo progresso tecnologico portò ad un significativo incremento della domanda di spazi chiusi di notevoli dimensioni.

Proprio in questo scenario di metamorfosi delle esigenze dell'ambito urbano e di implementazione tecnologica, si va a collocare la "architettura della grande luce".

## 1.2. L'architettura della grande luce

Nella nuova città industriale, emergono come simboli i luoghi chiave: stazioni ferroviarie, grandi magazzini, musei, mercati, padiglioni espositivi e teatri. Questi spazi innovativi, difficili da realizzare con i materiali tradizionali come pietra, mattone e legno, hanno indotto un processo di innovazione tecnologica che portò alla comparsa, nel bagaglio costruttivo dell'ingegnere del XIX secolo, di nuove ed affascinanti soluzioni. L'uso di ferro, vetro e, successivamente, cemento armato ha rivoluzionato la costruzione, permettendo forme e strutture fino ad allora impensabili.

Questi materiali si conoscevano fin dall'antichità ma fu solo nell'Ottocento che si resero disponibili in nuove qualità e quantità. Il concetto di "affidabilità strutturale"<sup>10</sup> inizia ad essere teorizzato proprio in questo periodo storico e renderà possibile la realizzazione di veri e propri "monumenti strutturali" ampiamente apprezzati ancora oggi.

La conseguenza più evidente, a seguito di questa dinamica di alterazione del consueto percorso evolutivo del tessuto urbano, è stata la crescente tensione tra l'ammodernamento della città e la salvaguardia del patrimonio storico. Questo conflitto si è fatto sempre più palpabile, rivelando le sfide di integrare innovazione e tradizione.

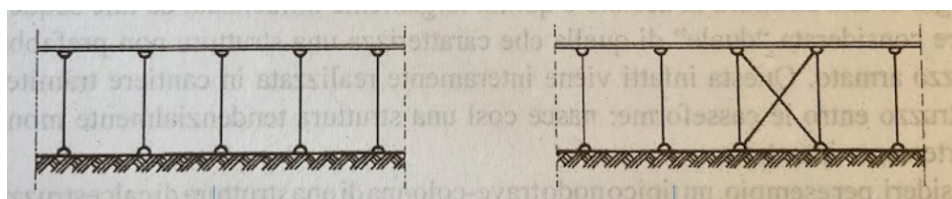
---

<sup>10</sup> Affidabilità strutturale: oggi la sua definizione viene fornita dal documento normante le costruzioni, il quale la definisce come: la capacità di una costruzione di adempiere lo scopo per cui è stata concepita durante l'intero ciclo di vita e per cui deve funzionare, mantenendo il prestabilito livello di sicurezza. Tale definizione è stata ricavata dal sito "[www.ingenio-web.it](http://www.ingenio-web.it)", sotto la sezione "*Affidabilità strutturale degli edifici esistenti e Indice di Cornell*"

### 1.2.1. L'acciaio ed il cemento armato nell'architettura della grande luce

Sebbene l'uso del cemento si faccia corrispondere all'operato degli antichi romani, l'adozione sistematica del cemento armato si è registrata in edilizia a partire dalla seconda metà dell'Ottocento in poi. Questo materiale, oltre ad essere molto flessibile come il ferro, manifesta anche proprietà plastiche in più che il ferro non possiede. È molto versatile e semplifica ampiamente il problema delle giunzioni, come per esempio quella tra travi e pilastri, che si realizza senza interruzioni rendendo il nodo continuo e trasformando la costruzione in un sistema intelaiato.

D'altro canto, l'impiego dell'acciaio ha da sempre registrato un minor numero di utilizzi strutturali. Le problematiche derivanti dalla richiesta di una competenza progettuale avanzata, dalla progettazione delle giunzioni, con l'obiettivo di rendere il telaio il più possibile isostatico<sup>11</sup> (figura 5<sup>12</sup>), dalla manutenzione e, forse la più importante, dalla resistenza al fuoco, sono forse le motivazioni principali per le quali l'uso del c.a. abbia trovato un maggior bacino di applicazione. La qualità di solidità, di massa, di inerzia termica e di peso, che lo fanno somigliare ad una struttura in muratura più vicina alla cultura popolare, sono altri motivi che resero la tecnologia di un edificio in c.a. più competitiva nel mercato edilizio.



**Figura 5- Schema pendolare struttura in acciaio: particolare controvento di facciata**

---

<sup>11</sup> La necessità economica di rendere agevoli i montaggi in cantiere comporta una semplificazione delle giunzioni che si ripercuote in una riduzione del grado di vincolo mutuo tra le aste che compongono la struttura. La concezione della struttura e delle sue giunzioni potrebbe comportare labilità che bisogna eliminare attraverso opportuni interventi. Questi interventi hanno il fine di rendere la struttura almeno isostatica e quindi adatta a resistere ai carichi esterni indipendentemente dalla loro direzione (controventi).

<sup>12</sup> Figura tratta dal materiale del corso di “*Tecnica delle costruzioni*”, facoltà di Ingegneria Edile, Politecnica delle Marche, a.a. 2023-2024



Due, però, sono i tipi di strutture in cui il c.a. ed il ferro conservano uno specifico campo di applicazione: le volte “a guscio”, tipicamente adoperate nella copertura di grossi spazi espositivi (figura-6), ed a membrana in c.a., ed i reticoli tridimensionali in acciaio (figura 7).



**Figura 6- Varco sul mare collocato a Civitanova Marche**



**Figura 7-Stazione di London St Pancras 1868**

Fin dal principio del suo utilizzo, le prime forme del c.a. si limitarono ad imitare i modelli delle costruzioni in legno, a cui seguirono quelli in ferro, basandosi su sistemi intelaiati di travi e pilastri. Dopodiché, furono presentate soluzioni strutturali che, sfruttando al massimo le capacità elasto-plastiche del materiale, diedero vita a forme nuove e audaci.

All'inizio del XX secolo, l'uso del calcestruzzo armato si consolidò significativamente nell'ambito dell'edilizia civile. L'ingegnere Pierluigi Nervi si distinse per un approccio innovativo, originale e audace nell'applicazione di questo materiale, affrontando in particolare le sfide legate alle coperture a grande luce. Considerato uno dei principali innovatori nella creazione di spazi coperti dell'epoca moderna, Nervi impiegò il calcestruzzo armato nella realizzazione di armoniosi grigliati curvi posti a sostegno di coperture di grandi luci (*Aviorimesse*, Orbetello 1936-Orvieto 1940-42).



**Figura 8-Aviorimesse, P.L.Nervi, Orbetello 1936**

Ma è l'acciaio, in abbinamento a materiali leggeri e moderni quali il vetro e l'alluminio, che ha permesso, con la sua versatilità, modularità, leggerezza e duttilità, di realizzare le grandi coperture più audaci e suggestive degli ultimi anni.

### 1.3. Esempi di edifici a grande luce

Si procede ora con l'inserimento e l'analisi di alcuni edifici di grandi dimensioni e ricoprenti una grande luce appartenenti al contesto urbano ed extra-urbano. Questi edifici a grande luce furono e sono tuttora significativi per la storia dell'architettura e l'evoluzione ingegneristica sia del secolo scorso che di quello attuale. Da questi esempi si potranno successivamente ricavare alcuni aspetti chiave ancora oggi riscontrabili nella progettazione odierna, nonché nella progettazione proposta nel presente elaborato.

Verranno proposti in particolare due esempi di edifici illustri appartenenti al patrimonio costruttivo di fine Ottocento e di metà Novecento. Si è voluto gettare uno sguardo al passato e mostrare questi esempi di edifici a grande luce, dal momento che si è cercato di indagare su quali possano essere le matrici generative alla base dello sviluppo futuristico dell'architettura moderna.

Le due proposte che saranno presentate furono pensate per assolvere simili mansioni e, pur condividendo la medesima concezione strutturale, al fine di adempiere la loro funzione, la loro realizzazione venne concepita con l'impiego dei due materiali principi dell'edilizia civile: acciaio e c.a.

#### 1.3.1. Stazione di St. Pancras, Londra 1865-1874 W.H. Barlow e R.M. Ordish; G.G. Scott (albergo)

La stazione di *St. Pancras*<sup>13</sup>, localizzata nelle vicinanze della stazione di *King's Cross*, fu inaugurata nel 1868 come capolinea delle *Midland Railways*.

Architettonicamente, la facciata è realizzata in stile neoclassico e presenta una grande volta in ferro e vetro per coprire l'area delle banchine. Nel corso dei paragrafi precedenti, è stato ampiamente affermato che la creazione di luoghi

---

<sup>13</sup> Alcune nozioni utili alla stesura di questa sezione del lavoro di tesi sono state ricavate dai seguenti siti: "[gilbertscott.org](http://gilbertscott.org)", estratto "*The construction of St. Pancras*", "[www.stpancras.com](http://www.stpancras.com)" estratto "*The creation of an Icon*"

d'interesse, come in questo caso la stazione ferroviaria, fu un fenomeno ricorrente per molte città dell'Ottocento e necessariamente conseguente dallo sviluppo tecnologico ed ingegneristico preso piede in quell'epoca.

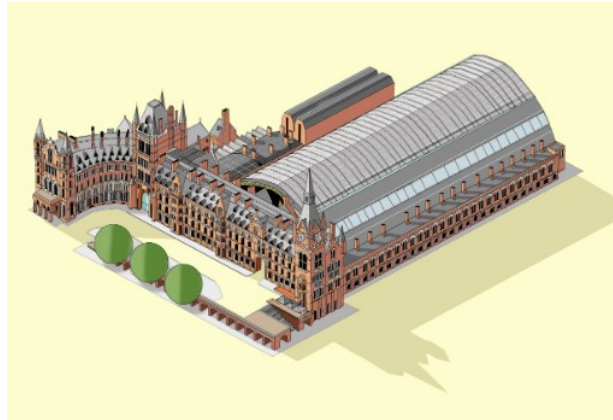


**Figura 9-Fronte d'ingresso dei convogli ferroviari**



**Figura 10-Particolare dell'attacco tra la volta a struttura metallica e l'edificio in muratura**

St. Pancras, che incorpora una stazione ed un albergo, è un esempio significativo dell'ingegneria e dell'architettura vittoriana dell'Ottocento. La copertura in ferro delle banchine divenne uno dei capolavori più ambiziosi dell'architettura del secolo. Essa era costituita da una copertura unica a forma di arco la cui struttura si sviluppava in modo continuo e senza riuscire a distinguere il nodo tra pilastro e copertura, creando in questo modo un unico grande spazio aperto.



**Figura 9<sup>14</sup>-Modello tridimensionale della stazione**

La testata e i fianchi sono circondati da edifici in muratura, mentre il quarto lato è aperto per consentire il transito dei convogli ferroviari. La volta misura 210m di lunghezza, 73.15m di braccio e 29.26m di altezza. La struttura primaria è costituita da gusci reticolari ad arco acuto disposti ogni 8.94 m, mentre quella secondaria si compone di travi reticolari a sezione variabile ogni 5.50 m. Gli arcarecci a doppio T sono curvi e sostengono la copertura di ardesia interrotta da lucernari di vetro che occupano circa metà della volta.



**Figura 10- Veduta interna della stazione**

Tuttavia, il problema costruttivo che oggi è possibile individuare, risiede nell'accostamento di due architetture contrastanti, quali sono la copertura in ferro e

---

<sup>14</sup> La vista della modellazione tridimensionale della stazione è stata ricavata dal sito “[www.katherinebaxter.com](http://www.katherinebaxter.com)”

l'edificio in muratura in stile neogotico. Tale associazione di due componenti strutturali notevolmente diversi, dal punto di vista del comportamento dinamico, non fu brillantemente risolta e produsse una labilità di giunzione della quale il vetro in copertura diventa la vittima. Quest'oggi la grande copertura è stata quasi del tutto nascosta alla città di Londra da un involucro in muratura in modo artificioso e si presenta al visitatore quasi del tutto mascherata:



**Figura 11- Veduta aerea della stazione**

### 1.3.2. Aviorimesse, Orbetello 1936 ed Orvieto 1940-1942, P.L. Nervi

Pier Luigi Nervi è annoverato tuttora come uno dei più grandi precursori della tecnica del cemento armato, principalmente perché ne esaltò caratteristiche quali l'economia del materiale, dal punto di vista della sua versatilità e durabilità, il costo ed il tempo di costruzione per la posa in opera. Il culmine della sua continua ricerca, volta ad una maggiore efficienza nei metodi di costruzione e realizzazione, furono tutta una serie di opere di ingegneria, considerate tutt'oggi, futuristiche ed avanguardistiche.

L'intreccio delle geometrie ed il gioco di volumi presentati dai suoi progetti, che mutano evidenziando di volta in volta le linee forza, diventano l'oggetto di una nuova decoratività funzionale. Nella fase progettuale l'invenzione era uno strumento essenziale per massimizzare sia l'uso del materiale che le modalità costruttive. Infatti, il suo obiettivo primario era l'invenzione di involucri strutturali che al contempo fossero soluzione al problema statico, alla funzionalità e alla resa economica dell'opera.

Le “Aviorimesse”, sia quelle localizzate ad Orbetello che quelle collocate ad “Orvieto”, entrambe rase al suolo nel 1944 dall’esercito nazista, furono volumi unici a sé stanti, completamente simmetrici sull’asse corto. Presentarono una copertura a volta a padiglione, composta da una rete di nervature incrociate a 45° e raccordate da una trave perimetrale di raccordo retta da pilastri-contrafforti.

Le due aviorimesse di Nervi assolvono i requisiti per i quali sono state realizzate in maniera precisa ed efficiente. Ogni “escamotage” progettuale ideato da Nervi, dalle travi a “braccia” che si protendono dai pilastri agli angoli estremi delle aviorimesse del 1936 alle travi “reggi-ponte” delle aviorimesse del 1942, svolgono la propria funzione in modo meticoloso e risolutivo.

#### Aviorimesse Orvieto<sup>15</sup>, 1935-1936

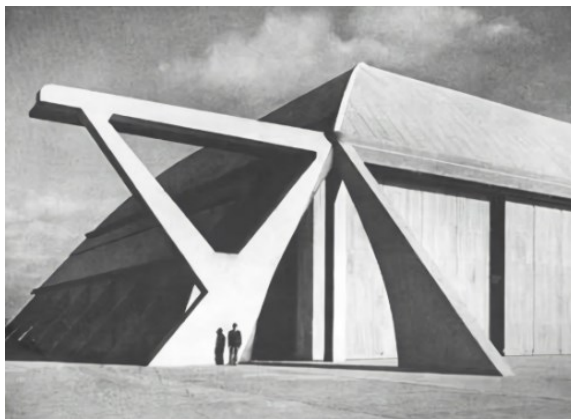
Le due aviorimesse militari, realizzate grazie a un appalto della Reale Aeronautica, presentano una struttura a padiglione con dimensioni di 100 metri di lunghezza, 40 metri di larghezza e 8 metri di altezza. Questi edifici, chiusi su tre lati, offrono un fronte apribile per facilitare l'ingresso degli aeromobili.

Una finestratura continua, posizionata tra i pilastri e all'altezza della volta, garantisce un'illuminazione naturale all'interno, anche quando i portoni scorrevoli sono chiusi. La grande sala, priva di sostegni interni, è coperta da una volta ribassata, costruita con elementi in calcestruzzo armato gettati in opera. Sopra di essa si trovano tavole in laterizio e lastre di fibrocemento ondulato. La spazialità interna è resa possibile dalle nervature e dalla trave reticolare di bordo in c.a. collocata lungo il lato apribile.

---

<sup>15</sup> Le immagini delle *Aviorimesse* di Orvieto sono state ricavate dai seguenti siti: “[www.fontecedro.it](http://www.fontecedro.it)”, “[www.laboratorionervi.polimi.it](http://www.laboratorionervi.polimi.it)”, “[www.researchgate.net](http://www.researchgate.net)”.

**Figura 12- Veduta interna con gli elementi scorrevoli aperti**



**Figura 13- Particolare del pilastro d'angolo e della trave di sostegno dei portoni scorrevoli**

**Figura 14- carpenteria delle nervature**



**Figura 15- Particolare della trave reticolare di bordo sul lato apribile**



Figura 16-L'aviorimessa in corso d'opera

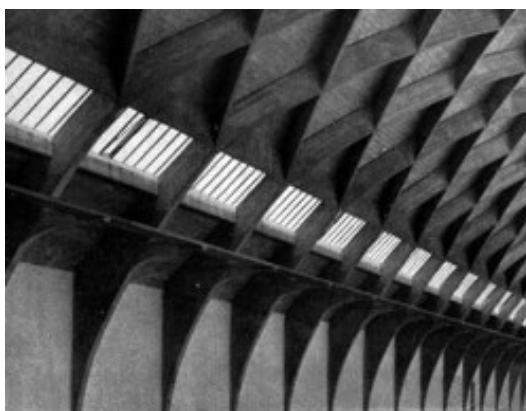
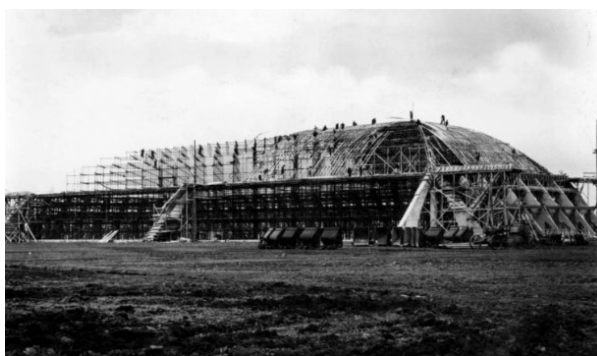


Figura 17- Veduta interna con i pilastri perimetrali in evidenza

*Aviorimesse Orbetello, Orvieto e Torre del Lago Puccini <sup>16</sup>1940-1942*

Anche queste aviorimesse furono il frutto di un appalto indetto dalla Reale Aeronautica e vennero realizzate tra il 1940 ed il 1942. Si componevano di un unico volume a padiglione delle dimensioni di 100m di lunghezza, 36m di larghezza e 12.5m di altezza. Dal punto di vista dell'organizzazione dei prospetti, si ricalca il progetto presentato nelle due aviorimesse precedenti.

Una delle innovazioni rispetto alle due aviorimesse del 1935-36, risiede nel differente schema statico che permette una riduzione del numero di appoggi interni. Quattro pilastri angolari e due centrali, disposti secondo un doppio asse di

---

<sup>16</sup> Le vedute delle Aviorimesse di Orbetello e Torre del Lago Puccini sono state ricavate dai seguenti siti web: “[www.laboratorionervi.polimi.it](http://www.laboratorionervi.polimi.it)”, “[www.ilgiornaledellarchitettura.com](http://www.ilgiornaledellarchitettura.com)”, “[www.artefascista.it](http://www.artefascista.it)”

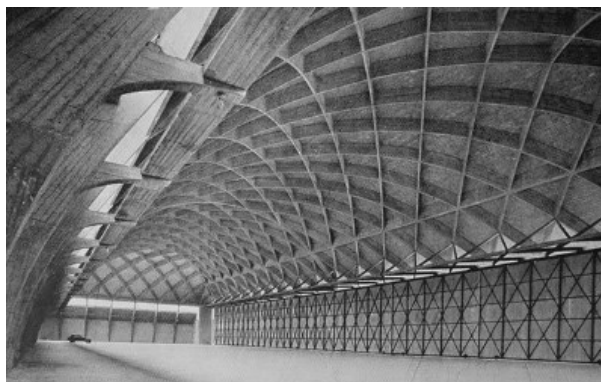
simmetria, sostengono la copertura che tende quasi a divincolarsi dagli appoggi ed a staccarsi dal suolo.

Il secondo elemento di novità, lo si riscontra in copertura. Il grande volume interno è coperto da elementi reticolari prefabbricati in c.a. sui quali ritroviamo lastre di fibrocemento curvilinee fissate ai travetti di copertura. Il grande spazio interno, anche in questo caso, è garantito dalle nervature e dalla trave di bordo in c.a. dal lato apribile; questa trasferisce ai pilastri le sollecitazioni della copertura e rende uniforme l'interfaccia tra il guscio della copertura e gli appoggi puntiformi.



**Figura 18- Scheletro reticolare**

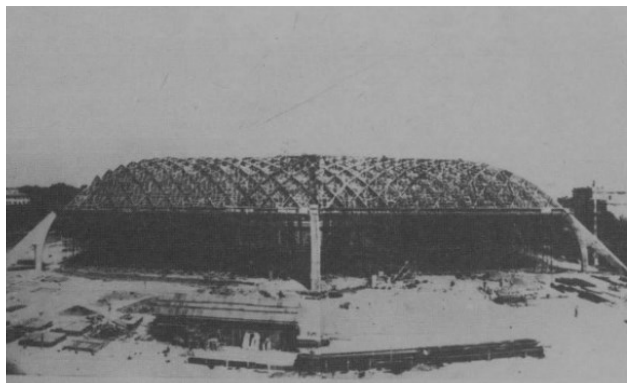
**Figura 19-Veduta interna con gli elementi scorrevoli chiusi**





**Figura 20 - Veduta interna con gli elementi scorrevoli aperti**

**Figura 21- Veduta della copertura in c.a. in corso d'opera**



**Figura 23- Particolare della struttura a elementi prefabbricati in c.a. in uno dei quattro angoli.**

**Figura 23- Veduta della struttura nervata in c.a. priva delle chiusure perimetrali e della copertura**

## 1.4. Conclusioni

Dalle due opere analizzate nel dettaglio in precedenza, si possono far emergere alcune osservazioni atemporali, universalmente valide ed attualmente messe in pratica dall'ingegneria contemporanea. Tali indicazioni, comprensive di aspetti operativi, è possibile applicarle anche su procedimenti di progettazione di struttura analoghe.

La copertura può svilupparsi con un unico elemento strutturale a guscio andando a limare qualsiasi distinzione fra pilastri e copertura, come nel caso della stazione di St. Pancras; oppure, la sua imponenza, può fondarsi sulla gerarchizzazione tra colonne e sovrastruttura, magnificamente realizzatasi nelle "Aviorimesse" di Nervi.

Gli elementi strutturali possono essere esplicitamente esposti all'esterno, oppure essere parzialmente o completamente nascosti all'interno. L'edificio può svilupparsi in un unico ampio volume, oppure avere tanti spazi aggiuntivi laterali per assolvere a più funzioni.

Queste considerazioni hanno orientato la genesi e la progettazione dell'edificio oggetto dell'elaborato, promuovendo una maggiore consapevolezza nei processi decisionali. Si sottolinea come rimanga, comunque, il progettista l'assoluto arbitro in grado di quantificare e far fronte alle molteplici variabili, che si presenteranno in corso d'opera, nonché di classificarle in ordine di importanza.

## **2. IL MATERIALE ACCIAIO PER CARPENTERIE METALLICHE**

La rivoluzione tecnica e tecnologica, occorsa negli ultimi cinquanta anni, ha indotto un processo di profonda mutazione ed implementazione dei metodi di progettazione dell'ingegneria delle costruzioni. Nonostante siano rimasti, pressoché inalterati, i postulati fondamentali che reggono il comportamento delle strutture, l'approccio progettuale è completamente cambiato. Dal calcolo manuale, affiancato poi dalle calcolatrici, si è passati ai moderni elaboratori elettronici. È plausibile che, nel prossimo futuro, si assista all'integrazione dell'intelligenza artificiale nel campo computazionale.

Quest'ultimo mezzo secolo di continue innovazioni, in merito al campo delle scienze, ha anche denotato un irreversibile cambiamento sia nei contenuti che nell'approccio metodologico offerto dai testi delle normative. Da semplici regole di tipo empirico, non vincolanti, derivate dalla "buona pratica", si è passati a testi normanti cogenti sempre più articolati e complessi che si fondano sulle più avanzate evidenze scientifiche.

Un'interpretazione negativa del risultato di questa evoluzione dei metodi di calcolo e delle normative può derivare dall'applicazione supina, da parte del progettista, dei dettami normativi. La progettazione non può limitarsi semplicemente ad immettere nei software di calcolo modelli sempre più complessi e realistici della struttura, senza troppo curarsi degli effetti che tali implementazioni comportano sul risultato finale, andando quindi ad annichilire uno degli aspetti più importanti del processo ideativo; cioè, la capacità del progettista di analisi critica e consapevole dell'output.

In questo contesto, si procederà con un'analisi approfondita delle qualità e delle migliorie apportate dal materiale acciaio nel settore delle costruzioni. Inizialmente, si forniranno brevi cenni storici che hanno portato all'adozione di questo materiale, considerato uno dei più versatili ed efficienti nell'ingegneria strutturale.

Successivamente, si esamineranno le proprietà fisiche dell'acciaio da carpenteria, esplorando la varietà di profilati messi a disposizione attualmente sul mercato.

In una sezione successiva, si tratteranno le fondamenta e le strategie di progettazione in acciaio, con particolare riferimento al progetto del “*Museo del mare*”, citando i criteri progettuali forniti dalle normative vigenti. Si passerà poi all’analisi delle diverse tipologie di connessioni per i telai in acciaio, sia saldate che bullonate. Infine, si affronterà la questione cruciale della stabilità nelle strutture leggere, caratterizzate da aste snelle in acciaio.

## 2.1. Brevi note storiche

Le costruzioni in acciaio, che rappresentano un'evoluzione rispetto a quelle in muratura e un'alternativa all'uso della ghisa, si svilupparono a partire dalla seconda metà dell'Ottocento e divennero parte integrante del patrimonio culturale ingegneristico e architettonico. Come già menzionato nel capitolo precedente, le strutture in acciaio si palesarono al grande pubblico grazie alla costruzione di grandi padiglioni delle Esposizioni Universali e ai ponti realizzati per soddisfare le esigenze delle ferrovie.

La Torre di Eiffel fu forse il simbolo più emblematico di un'epoca che sperimentò la nascita di un nuovo apparato industriale che non utilizzava più il carbone come combustibile principe della sua evoluzione, bensì predilesse l'impiego della più efficiente, e sostenibile, elettricità.

L'Italia, dal canto suo, colse con flessibilità queste nuove tipologie costruttive. “La Galleria Vittorio Emanuele II” a Milano (1863-1865) e “la Galleria Umberto I” a Napoli (1887-1890), costituiscono solo due esempi degli effetti nel nostro paese scaturitesisi dalle grandi costruzioni inglesi e francesi.



**Figura 23-Galleria Vittorio Emanuele II-Milano**



**Figura 24-Galleria Umberto I-Napoli**

Ben presto la costruzione metallica cominciò a scontrarsi con la diffusione del calcestruzzo armato che richiedeva materiali più poveri, più facilmente reperibili, una manovalanza meno specializzata, una progettazione meno complessa e meno dettagliata per i particolari costruttivi. Inoltre, la struttura in acciaio dovette fare i conti con i problemi di stabilità dell'equilibrio, problematica che verrà descritta al paragrafo 2.5., che causò disastri come quello del crollo del “Ronald Reagan Building<sup>17</sup>” a Washington D.C.

---

<sup>17</sup> Il crollo del Ronald Reagan Building a Washington D.C. è avvenuto nel 1995 durante una ristrutturazione. L'edificio è stato progettato con un mix di acciaio e vetro. Durante i lavori, si verificarono problemi strutturali legati a errori di progettazione e a una gestione inadeguata delle modifiche in corso. Alcuni dei supporti in acciaio non furono installati correttamente, e quando una sezione dell'edificio venne sollecitata, il risultato fu un crollo parziale.

Passando ad un periodo più recente, quest'ultimi trent'anni sono stati caratterizzati da un significativo salto di qualità permesso dall'internalizzazione della ricerca e dallo sviluppo normativo, nonché dall'evoluzione tecnica e tecnologica. Le costruzioni metalliche hanno sicuramente beneficiato da tutto questo interesse rivolto alla loro implementazione. Tuttavia, è doveroso segnalare come gli edifici in acciaio siano particolarmente sensibili agli errori umani.

È ben raro che si verifichi un “incidente”, cioè, con i termini della normativa odierna, “un superamento dello stato limite<sup>18</sup>”, per la non correttezza di un disposto normativo. Il maggior numero di incidenti e costi di riparazione e/o costruzione connessi, sia economici che di vite umane, sono conseguenze di errori legati alle attività umane di progettazione, realizzazione e manutenzione della struttura nel corso del suo periodo di “vita nominale<sup>19</sup>”.

Gli errori umani deviano il problema strutturale al di fuori della portata delle formulazioni normative e lo rendono difficile da arginare.

Negli ultimi decenni si è assistito ad un incremento degli errori umani legati alle attività di progettazione; si potrebbe additare l'utilizzo sempre più diffuso dei software, a livello di calcolo e disegno, il che ha comportato un'eccessiva, a tratti inconsapevole, confidenza nel computer. D'altro canto, anche in fase di costruzione, si è sperimentato lo stesso trend di crescita. Forse l'inadeguata e, delle volte, insufficiente competenza degli operatori e la scarsa mancanza di cura nella fase di montaggio di particolari costruttivi, hanno contribuito ad arricchire la letteratura di errori umani “scritta” fino ad oggi.

A questo merito, le strutture in acciaio risultano essere altamente imputabili: la loro tipologia non consente favorevoli ridistribuzioni plastiche<sup>20</sup>, assai gravoso è il

---

<sup>18</sup> Gli stati limite sono le condizioni che, se superate, comportano il non soddisfacimento delle esigenze per le quali l'opera è stata progettata ed eseguita. Il raggiungimento di uno stato limite corrisponde, in altre parole, alla messa fuori servizio della struttura o di una sua parte nei confronti di una qualche azione esterna. La definizione è stata tratta dal sito web “[www.ingenio-web.it](http://www.ingenio-web.it)”.

<sup>19</sup> Al punto **2.4.1** delle **NTC2018**, la “Vita Nominale di Progetto” di un'opera viene convenzionalmente definita “*come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali*”.

<sup>20</sup> Ci si riferisce alla capacità di un materiale di deformarsi in modo plastico (cioè, permanente) in alcune zone, mentre altre parti della struttura possono rimanere elastiche. Questo è utile per dissipare



fenomeno di instabilità ed inoltre essa è caratterizzata da collegamenti che spesso costituiscono le zone di minor resistenza.

Al fine di comprendere i benefici e gli inconvenienti che derivano dall'utilizzo dell'acciaio nel campo delle costruzioni, si passa ora ad un'analisi del materiale dal punto di vista delle sue proprie fisiche e meccaniche.

## 2.2. Caratteristiche e denominazioni

Il termine acciaio individua particolari leghe ferro-carbonio definite da ben precise quantità percentuali delle componenti. In particolare, la distinzione tra le diverse leghe, fatta sulla base del quantitativo di carbonio (C), consiste in:

- *ghise*, se il quantitativo percentuale in peso di carbonio presente nella lega è superiore all' 1,7%;
- *acciai*, quando il tenore di carbonio è inferiore. A loro volta, a seconda della percentuale di carbonio presente, essi si distinguono in extra dolci ( $C < 0,15\%$ ), dolci ( $C = 0,15\% - 0,25\%$ ), semiduri ( $C = 0,25\% - 0,50\%$ ), duri ( $C = 0,50\% - 0,75\%$ ) e durissimi ( $C > 0,75\%$ ).

La presenza del carbonio eleva le caratteristiche di resistenza, ma riduce la duttilità e la saldabilità del materiale, qualità per un acciaio da carpenteria sono fondamentali. Per tale motivo, gli acciai da costruzione devono necessariamente essere caratterizzati da un tenore di carbonio limitato: indicativamente compreso tra 0,1% e 0,25%.

---

energia e migliorare la resistenza globale della struttura. In strutture di cemento armato, quando una parte della struttura cede, le forze possono essere ridistribuite in altre aree, consentendo alla struttura di continuare a funzionare. Questo grazie alla capacità del calcestruzzo di assorbire e distribuire le forze in modo più efficace.

Le strutture in acciaio non sempre possono contare su questa redistribuzione. Quando un elemento in acciaio raggiunge il suo limite elastico, può subire una deformazione plastica, ma questo non sempre porta a una redistribuzione vantaggiosa delle forze. Le strutture in acciaio possono cedere in modo improvviso e catastrofico. Questo è particolarmente critico in caso di sovraccarico o difetti di fabbricazione.

Oltre a ferro e carbonio, negli acciai da costruzione si trovano, seppur in piccole quantità, alcuni altri elementi. Questi possono essere introdotti per migliorare specifiche proprietà fisico-meccaniche o possono già essere presenti nella materia prima. Elementi come *fosforo* e *zolfo* accrescono la fragilità e compromettono la saldabilità del materiale, altri, come l'*azoto*, l'*ossigeno* e l'*idrogeno*, aumentano la tendenza alla rottura fragile. Le aggiunte più importanti prevedono materiali come manganese e silicio, i quali servono per ottenere acciai saldabili con elevate prestazioni meccaniche.

Il materiale acciaio adatto ad usi strutturali deve mostrare caratteristiche quali:

- *incrudimento*<sup>21</sup>, rapporto non troppo modesto tra tensioni di rottura e al limite elastico;
- *duttilità*, elevato rapporto tra deformazione a rottura e deformazione al limite elastico;
- *lavorabilità*, affinché si presti ad essere forato, piegato senza manifestare cricche<sup>22</sup>;
- *saldabilità*, qualora si progettassero unioni di tipo saldate<sup>23</sup>;

Informazioni relativamente all'incrudimento e alla duttilità dell'acciaio, sono derivabili dal diagramma del *legame costitutivo tensione – deformazione* ( $\sigma$ - $\epsilon$ ). Esso è simmetrico a compressione e a trazione, raggiunge cioè uguali valori di resistenza ultima sia a compressione che a trazione (qualora non subentrino fenomeni di perdita di stabilità quando l'asta è compressa), ed è determinato tramite prova di trazione su profili di particolari dimensioni.

---

<sup>21</sup> Incrudimento: deriva nel processo di indurimento del materiale attraverso la deformazione plastica. Questo porta a un aumento della resistenza e della durezza del materiale, ma può anche ridurre la sua duttilità.

<sup>22</sup> Cricche: fratture o fessure che si formano all'interno o sulla superficie del materiale. Possono compromettere l'integrità strutturale dell'acciaio, rendendolo maggiormente esposto a rotture fragili.

<sup>23</sup> Delle unioni saldate verrà discusso al capitolo 2.6. "Metodologie di connessioni strutturali".

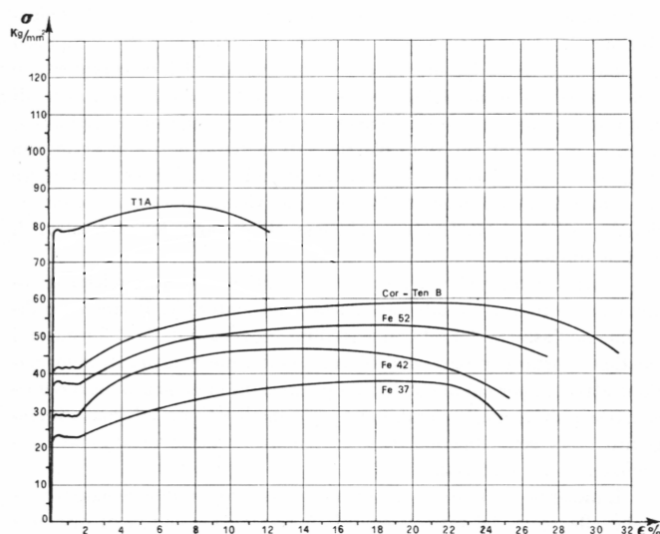


Figura 25<sup>24</sup>- Legame costitutivo per l'acciaio da costruzione

In figura viene riportato il tipico andamento (fittizio<sup>25</sup>) del legame costitutivo di acciai per impieghi strutturali. È possibile individuare le seguenti fasi:

- *fase elastica*, pressoché rettilinea nella quale il materiale ha un comportamento elastico lineare fino al raggiungimento della tensione di snervamento  $f_y$ . Le deformazioni indotte al materiale vengono del tutto recuperate, non rimangono deformazioni residue. La deformazione  $\epsilon_y$ , corrispondente al raggiungimento di quella tensione di snervamento, varia in un range tra 0,1% e 0,3%, a seconda del tipo di acciaio, che può essere più o meno prestante. In generale, indipendentemente dalla classe dell'acciaio, la pendenza di questo individua il modulo di elasticità del materiale,  $E$ , il cui valore oscilla tra  $190000 \text{ N/mm}^2$  e  $210000 \text{ N/mm}^2$ ;

<sup>24</sup> Le immagini presenti nel seguente capitolo sono state estrapolate dal libro di testo “*Strutture in acciaio: Teoria e progetto*”, autori Giulio Ballio, Federico M. Mazzolani, Claudio Bernuzzi, Raffaele Landolfo; nonché dal materiale del corso “*Tecnica delle costruzioni*” facoltà di Ingegneria edile, Politecnica delle Marche, a.a. 2023-2024.

<sup>25</sup> È opportuno precisare che l'andamento decrescente del diagramma  $\sigma$ - $\epsilon$  è solo apparente. Nella realtà, nel corso della prova, la tensione non diminuisce mai. In quanto causato dalla contrazione laterale del provino (fenomeno della strizione). Lo stato tensionale non è più monoassiale e il fenomeno della strizione riduce l'area resistente portando ad un incremento della tensione nel materiale ( $\sigma = F/A_0$ ).

- *fase plastica*, caratterizzata da una pendenza estremamente ridotta o quasi nulla. Applicando un carico superiore a quello di snervamento, il materiale in studio comincia a subire una deformazione plastica (deformazione irreversibile) non più recuperabile;
- *fase incrudente*, pendenza molto inferiore rispetto alla fase elastica, è caratterizzata da una tensione crescente fino ad arrivare alla rottura del provino in corrispondenza della tensione ultima della sezione  $f_u$ . La deformazione ultima  $\varepsilon_u$  è dell'ordine del 20-30%.

In fase di progettazione, il legame costitutivo dell'acciaio viene schematizzato con tratti lineari, come indicato in figura 26. Nei calcoli progettuali, si utilizza spesso, a favore di sicurezza, un modello elasto-plastico perfetto, trascurando la pendenza e l'incremento di resistenza nel tratto incrudente e limitando la capacità portante al raggiungimento della tensione di snervamento.

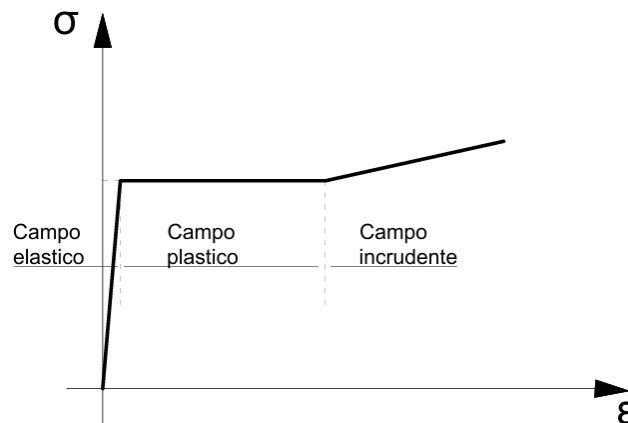


Figura 26- Legame costitutivo schematico di acciai per impieghi strutturali

In generale, in fase computazionale, la norma consente per l'impiego di acciai strutturali quelli appartenenti ai gradi da S235 a S460<sup>26</sup> (sezione 4.2.1.1 "Materiali").

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale "t" dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f <sub>yk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>tk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>yk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>tk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
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

Figura 27-Laminati a caldo con profili a sezione aperta piani e lunghi (tab. 4.2.I NTC18)

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale "t" dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f <sub>yk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>tk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>yk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>tk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
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		

Figura 28-Laminati a caldo con profili a sezione cava (tab. 4.2.II NTC18)

<sup>26</sup> Nella designazione alfanumerica, la prima lettera S designa l'impiego strutturale; i tre numeri successivi indicano la classe di resistenza definita dal valore minimo dello snervamento garantito per prodotti con spessore inferiore. Possono essere aggiunte altre lettere addizionali per specificare particolari proprietà, caratteristiche di utilizzazione.

### 2.3. Processi di lavorazione ed imperfezioni strutturali

L'acciaio può essere ottenuto dalla conversione della ghisa, ovvero mediante processi siderurgici che prevedono la fusione di rottami e minerali di ferro. Da questi processi si ottengono i lingotti che successivamente, sottoposti a cicli di lavorazione eseguiti a caldo o a freddo, vengono trasformati in prodotti finiti (lamiere, piatti, barre, profilati, bulloni, piastre ecc.).

Tra le lavorazioni più comuni, la *laminazione a caldo* e *a freddo* è la più nota. Nella *laminazione a caldo*, i lingotti vengono riscaldati a temperature elevate (circa 1200°C) per renderli plastici e poi passano attraverso rulli che ruotano in direzioni opposte. Da questo processo si ottengono barre con sezioni quadrate o rettangolari, chiamate *semilavorati*. Questi *semilavorati* possono essere ulteriormente lavorati in base alle dimensioni e all'uso finale, trasformandosi in vari prodotti finiti come barre, lamiere, piatti e profilati.

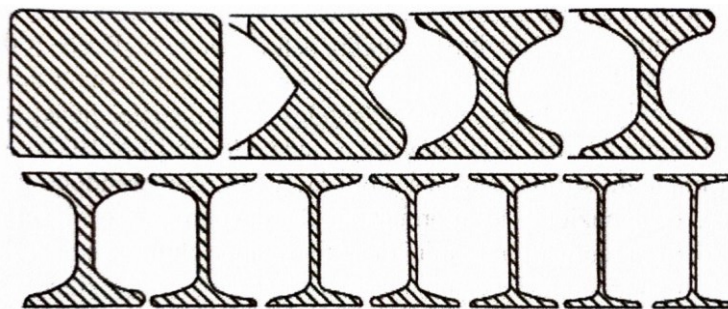
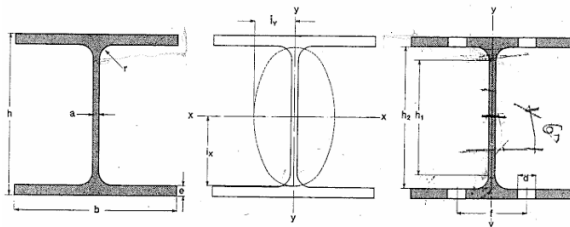
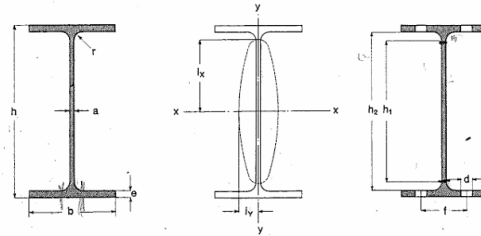


Figura 29-Passaggi di lavorazione per un profilo a doppio T

La laminazione ottimizza le proprietà del prodotto grazie alle forze di compressione esercitate dai rulli e al progressivo assottigliamento della sezione trasversale del lingotto, che facilitano l'eliminazione di gas e cavità presenti. Inoltre, le notevoli deformazioni indotte dal processo di lavorazione affinano la microstruttura del materiale, comportando significativi miglioramenti nell'omogeneità del prodotto e nelle sue caratteristiche meccaniche di resistenza.

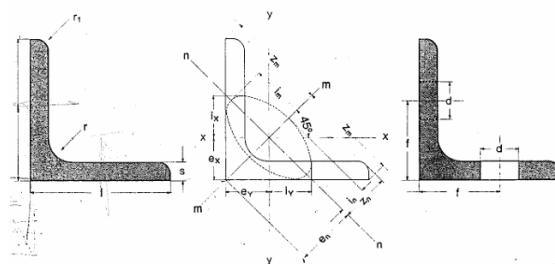
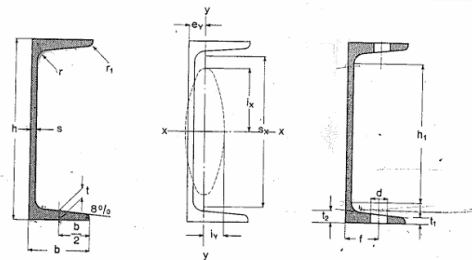
Le principali forme derivanti da questo processo di lavorazione sono lamiere, elementi base con cui è possibile realizzare qualsiasi forma geometrica, e profilati, i cui tipi e dimensioni derivano da una progettazione che fornisce elementi strutturali già prefabbricati.

**Figura 20-**Travi IPE fornite da sagomario



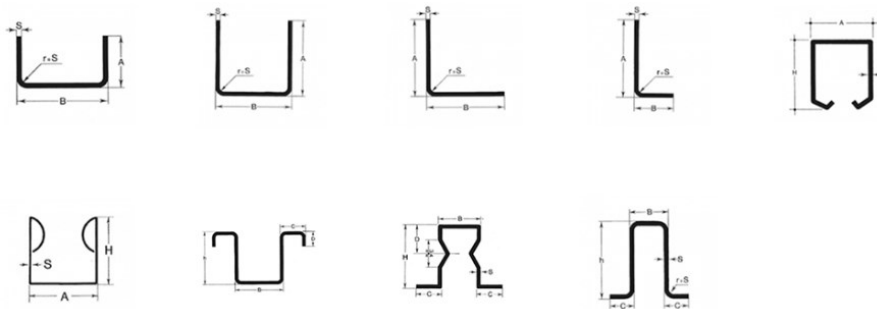
**Figura 31-** Travi HE ad ali larghe e parallele fornite da sagomario

**Figura 32-** Profilati ad U forniti da sagomario



**Figura 33-** Angolari a lati uguali e spigoli tondi forniti da sagomario

La *laminazione a freddo*, eseguita a temperatura ambiente, è usata per ottenere, mediante incrudimento, e resistenze elevate a scapito però di una riduzione della duttilità. Tipici, sono i profilati sagomati a freddo ottenutesi dalla sagomatura di lamiere e nastri di acciaio con spessore dell'ordine di 3-12 mm. Questi profilati a freddo vengono indicati sotto il nome di *profili sottili*. Sono largamente usati, ad esempio, per la realizzazione di piccole scossaline metalliche poste a protezione di membrane impermeabili suscettibili ad acqua battente.



**Figura 34- Profili sottili prodotti dal processo di laminazione a freddo**

I modelli strutturali si fondano comunemente sull'ipotesi che l'asta sia un elemento "ideale", caratterizzato da perfetta rettilineità, omogeneità, isotropia e assenza di tensioni interne antecedenti l'applicazione del carico. Tuttavia, essendo l'asta in acciaio un prodotto industriale, esse presentano inevitabilmente imperfezioni, sia nella sezione che lungo l'intera lunghezza, derivanti dai processi di produzione. Queste imperfezioni possono influenzare in modo significativo il comportamento delle strutture in acciaio. Tali difetti si possono classificare in due categorie principali: imperfezioni *meccaniche* (o strutturali) e imperfezioni *geometriche*.



### 2.3.1. Imperfezioni meccaniche

Si intendono le imperfezioni derivanti dalla presenza di tensioni residue<sup>27</sup>, dalla disomogenea distribuzione delle caratteristiche meccaniche nella generica sezione dell'elemento.

Per i *profili laminati a caldo* le tensioni residue si formano a causa del processo di raffreddamento successivo alla laminazione.

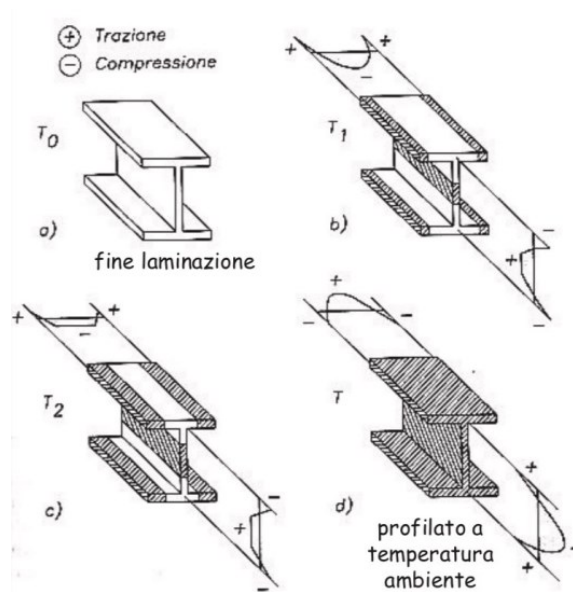


Figura 35- Processo di raffreddamento di un profilo laminato a doppio T

Nel processo di raffreddamento di un profilo laminato a doppio T, a partire dallo stadio di "fine laminazione", si osservano differenze di temperatura tra le varie parti del profilato. Le sezioni più esposte, come le estremità delle ali e il centro dell'anima (come illustrato nella figura 35 al punto "b"), tendono a raffreddarsi più rapidamente rispetto alle aree circostanti, che sono meglio isolate termicamente. Questo comportamento determina una contrazione interna nelle zone più fredde,

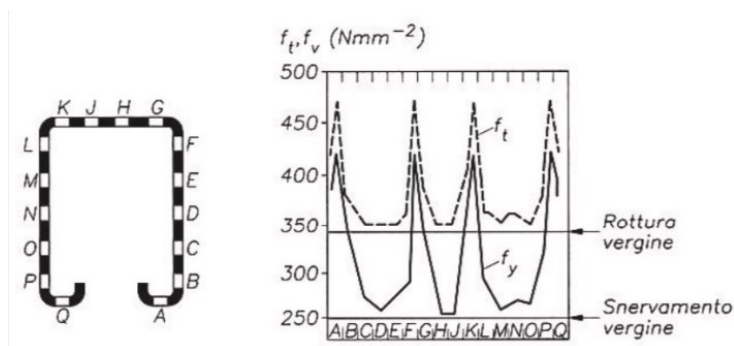
---

<sup>27</sup> Tensioni residue: quegli stati tensionali interni, auto equilibrati e di natura elastica, presenti negli elementi metallici in stretta dipendenza dai processi tecnologici di produzione industriale. Questo stato tensionale si genera in un corpo, quando esso subisce deformazioni plastiche non uniformi in assenza di forze esterne che le contrastino.

mentre le aree più calde, opponendosi a tale contrazione, generano uno stato di coazione interna, rappresentato nella figura 35 “b”.

A causa della compressione indotta dalla contrazione delle zone che si raffreddano più rapidamente, le zone più calde iniziano a sperimentare scorrimenti plastici, con conseguente riduzione delle tensioni residue precedentemente sviluppate (figura 35 “c”). Il completo raffreddamento delle aree più esposte ostacola la contrazione delle zone ancora calde, le quali, di conseguenza, si deformano plasticamente. Pertanto, al termine del processo di raffreddamento, le zone raffreddate per prime sono soggette a tensioni di compressione, mentre quelle raffreddate successivamente risultano sottoposte a tensioni di trazione (figura 35 “d”).

I *profilati sagomati a freddo* possono presentare ulteriori tipologie di imperfezioni meccaniche. Durante i processi di lavorazione, come la piegatura o lo stampaggio, le caratteristiche meccaniche nelle zone di piega subiscono alterazioni significative. In queste aree, si manifesta una deformazione plastica, la quale costituisce la deformazione permanente necessaria per conferire al profilato la forma desiderata.



**Figura 36- Andamento tensionale per sezioni formate da più pieghe**

Per profili formati da più pieghe si sperimenta un andamento altamente aleatorio delle tensioni di snervamento e di rottura lungo la sezione trasversale del profilo. Si possono evidenziare punti ad alta labilità, laddove si trova un picco nell’andamento tensionale ed una piega nella sezione reale.

### 2.3.2. Imperfezioni geometriche

Si raggruppano tutte le deviazioni di forma che le membrature presentano rispetto alla loro geometria ideale di progetto. Le variazioni dimensionali, nel caso di profili saldati, possono dipendere sia dalle variazioni di spessore delle lamiere che li compongono, sia dalle variazioni geometriche di dimensioni globali. Ulteriori esempi di imperfezioni geometriche derivano dalla mancanza di ortogonalità degli elementi che la compongono.

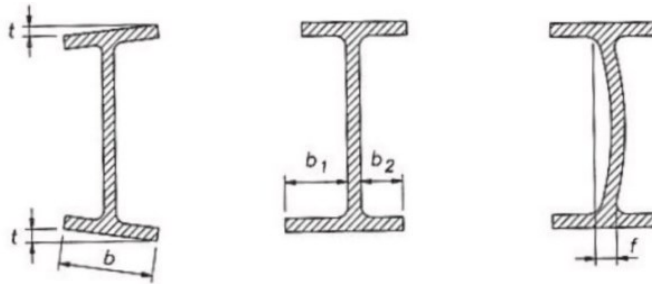


Figura 36- Parametri relative alle tolleranze dimensionali

Talvolta si può parlare anche di imperfezioni geometriche del sistema strutturale nel suo complesso, oltre che dell'elemento strutturale. Esse consistono in disallineamenti che si possono avere a livello di impalcato e che possono indurre ad un aggravio di spostamenti e rotazioni in presenza di azione sismica. Le imperfezioni del sistema strutturale devono essere adeguatamente considerate nella fase di analisi globale della struttura. Ciò può avvenire anche in maniera semplificata, mediante la computazione nel modello di calcolo di forze aggiuntive opportunamente definite dai dettami normativi.

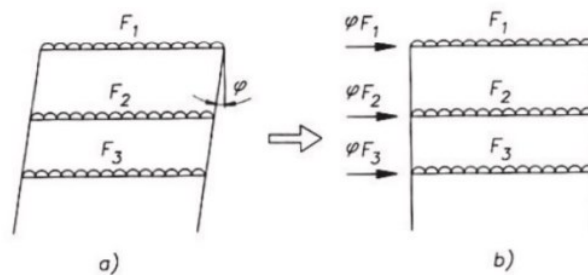


Figura 37- Effetti di imperfezioni geometriche a livello di struttura

## 2.4. Strutture e modelli di analisi

Complesso è definire un unicum nell'approccio alla progettazione di una struttura in acciaio, dal momento che essa è altamente influenzata dai requisiti e dalla funzione per cui l'edificio è stato progettato e realizzato. Si passa dal settore dei ponti ferroviari e viadotti autostradali prefabbricati, alla struttura assemblata in cantiere per abitazioni civili ed industrie. Dalla concezione strutturale di capannoni e grandi sale espositive, alla progettazione e calcolo di carroponti <sup>28</sup>ecc. In prima analisi, per introdurre la concezione strutturale alla base delle costruzioni in acciaio, potrebbe essere utile individuare alcune caratteristiche che la distinguono dalle più diffuse strutture in calcestruzzo armato.

### 2.4.1. Cinematica delle strutture

Il nocciolo centrale della progettazione di una struttura in acciaio consiste nella questione che la struttura in acciaio nasce dall'assemblaggio di pezzi monodimensionali (aste o profilati) e bidimensionali (lamiere), prodotti e/o lavorati in un luogo diverso da quello del cantiere.

È possibile individuare una sequenza nelle fasi di costruzione di un telaio in acciaio:

- prefabbricazione di profili e lamiere in fabbrica;
- assemblaggio dei profilati e di lamiere in elementi strutturali in modo concorde alle esigenze di progetto;
- trasporto e montaggio degli elementi di carpenteria sul luogo del cantiere.

In merito a questo iter, che porta alla realizzazione di una carpenteria metallica, è possibile individuare una prima caratteristica che contraddistingue una struttura in acciaio da una (non prefabbricata) in calcestruzzo armato. Quest'ultima viene infatti interamente realizzata tramite un unico getto eseguito in continuità entro le

---

<sup>28</sup> Carroponte: è un tipo di ponte mobile in acciaio utilizzato principalmente in ambienti industriali per il sollevamento e il trasporto di carichi pesanti. È composto da un sistema di travi orizzontali, che si muovono su binari installati sul soffitto o su strutture elevate.

casceforme: nasce così una struttura monolitica e fortemente iperstatica (l'iperstaticità è garantita dalla continuità dei ferri e del getto di calcestruzzo armato).

Ad esempio, se ci si riferisce al tipico nodo trave-pilastro di una struttura in calcestruzzo armato (figura 38), il grado di vincolo che sottende alle aste convergenti al nodo è assimilabile a quello di un incastro (figura 38 “a”). Se si volesse declassarlo, al fine di avere un maggior grado di libertà di spostamento relativo tra le aste, si dovrebbe intervenire eseguendo opportuni accorgimenti tecnologici o costruttivi<sup>29</sup> (figura 38 “b”).

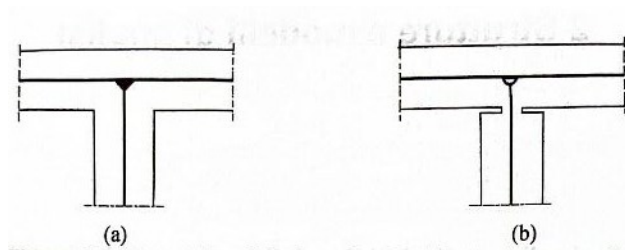
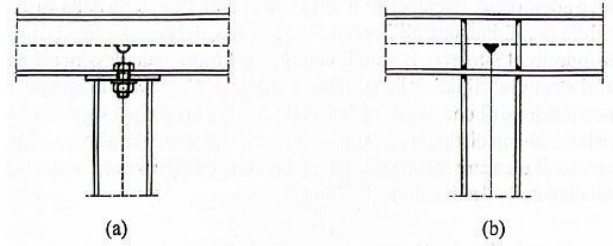


Figura 38- Nodi tipici di una struttura in c.a.: (a) incastro; (b) cerniera

La struttura in acciaio deriva dall'assemblaggio di pezzi diversi: il grado di vincolo mutuo tra le aste che compongono la struttura tende ad essere il minore possibile. Si preferiscono avere strutture pendolari, cioè, telai in cui il grado di vincolo tra le aste che convergono al nodo è pari a quello di una cerniera, in cui le connessioni sono più economiche (si tende a preferire un'unione bullonata, meno costosa e più semplice da realizzare, piuttosto che un'unione saldata, più onerosa sia economicamente che dal punto di vista realizzativo; nonché più rischiosa da realizzare in cantiere). In figura 39 sono illustrati due tipologie ricorrenti di nodo largamente impiegati in strutture ad uso abitazione.

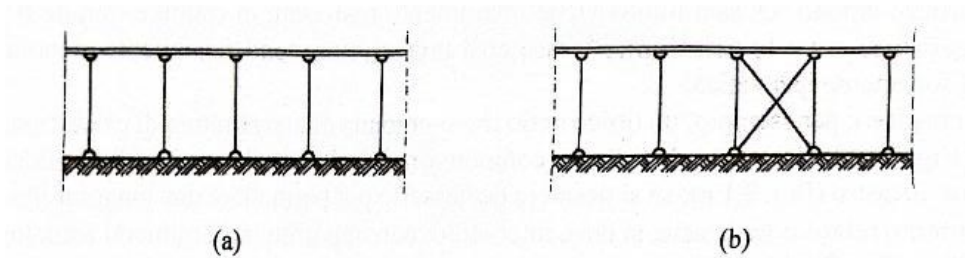
---

<sup>29</sup> Una soluzione consiste ad esempio nell'organizzare le armature metalliche in un certo modo, oppure interporre un elemento metallico che svolga quella funzione.



**Figura 39- Esempi di nodi per sistemi intelaiati in acciaio: (a) cerniera, bullonatura; (b) incastro, saldatura**

Si è detto come, solitamente per fini economici e per semplificare la fase realizzativa in cantiere, si tendono a preferire soluzioni che prevedono unioni bullonate e che portano ad una struttura pendolare. Bisogna porre attenzione al fatto che tale concezione della struttura e delle sue giunzioni comporta labilità che bisogna eliminare mediante opportuni interventi. Al fine di rendere comunque il telaio isostatico, diventa necessario l'impiego di controventi (figura 40), che assolvono ad una duplice funzione.



**Figura 30- (a) labilità associate a nodi di cerniera, (b) sua eliminazione mediante sistema di controventi**

Il sistema di controventamento può essere eseguito a livello di falda (figura 41) o di solaio (figura 42).



Figura 41- Sistema di controventamento eseguito a livello di orizzontamento

Figura 42- Sistema di controventamento a livello di tamponatura e di copertura



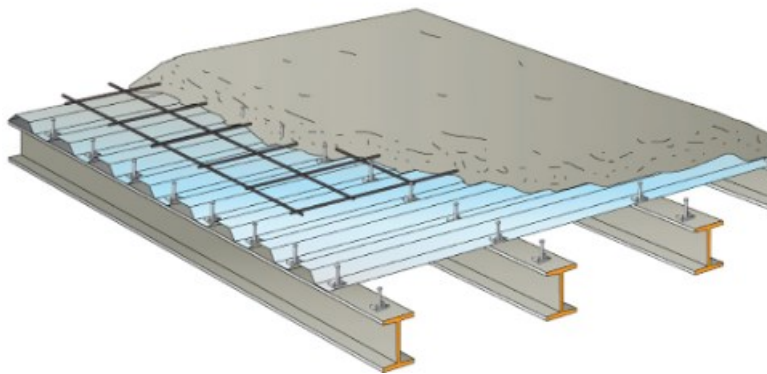
L'impiego di elementi di controventamento, oltre a quella precedentemente descritta, assolve un'ulteriore importante funzione dal punto di vista sismico.

Le aste, solitamente tubolari o sezioni a C, assolvono le azioni orizzontali di sisma e vento e le ridistribuiscono a livello di colonne. I controventi nel solaio servono per portare l'azione sismica ai controventi laterali e permettere il funzionamento da "diaframma rigido" all'orizzontamento.

La funzione a "diaframma rigido" è un requisito imprescindibile nella progettazione sismica di strutture (trattata al capitolo 7.2.2. della "Circolare esplicativa" del 2019). Tale funzione consiste nella capacità dell'orizzontamento di ripartire forze orizzontali in funzione della rigidezza degli elementi verticali che collega. L'orizzontamento impedisce spostamenti relativi tra i nodi di sommità e i pilastri. È ragionevole pensarlo per solai in c.a., dal momento che sono elementi dotati di una notevole rigidezza nel loro piano; rigidezza garantita dall'utilizzo di elementi

monolitici quali le lastre in predalles, travetti prefabbricati in c.a. nonché dalla realizzazione di una soletta collaborante debolmente armata.

Nel caso di edifici in acciaio, questo requisito è possibile assolverlo con una duplice strategia. La prima consiste nella realizzazione di un solaio acciaio misto calcestruzzo (figura 43), in cui si va a realizzare una soletta in cls. sopra di una lamiera grecata. La lamiera è a sua volta connessa, tramite una connessione a taglio, alle ali di un travetto in acciaio, solitamente di sezione a doppio T. Tramite la connessione metallica e la soletta in cls., ho un solaio che garantisce una sufficiente rigidità nel piano. L'altra soluzione prevede l'utilizzo di controventi, posizionati al di sotto della lamiera e connessi tramite una piastra al nodo trave-colonna (figura 41), che irrigidiscono l'orizzontamento a livello di piano.



**Figura 43- Solaio in lamiera grecata, con particolare della soletta collaborante e degli elementi di connessione a taglio tra lamiera e travetto di solaio.**

Infine si può convenire ad affermare che, le strutture in calcestruzzo armato garantiscono un elevato grado di iperstaticità, grazie alla continuità di getto nei nodi. Più difficile è però realizzare un nodo a più gradi di libertà tra le aste (cerniera o pattino).

D'altro canto, le strutture in acciaio, nascendo per assemblaggio, rendono il problema della realizzazione della continuità più critico, richiedendo una maggior attenzione ed un più oneroso costo realizzativo per la concretizzazione della stessa. La discontinuità è invece più facile da ottenere, come conseguenza della concezione strutturale della carpenteria metallica.



#### 2.4.2. Effetti del peso proprio

L'acciaio ha un valore particolarmente vantaggioso del rapporto tra peso specifico (PS) e resistenza (valore di calcolo  $f_d$ ); è dell'ordine del 20-30% di quello relativo alle strutture in c.a. Si conviene nell'affermare che il grado di efficienza meccanica di strutture in acciaio, è di gran lunga superiore a quello associato a costruzioni in calcestruzzo (nonché di strutture in muratura o legno).

<b>Materiale da Costruzione</b>	<b><math>f_d</math> Valori tipici [Kg/cm<sup>2</sup>]</b>	<b>Peso specifico <math>\delta \times 10^6</math> [Kg/cm<sup>3</sup>]</b>	<b>Gradi di efficienza (<math>f_d/PS</math>) <math>10^3</math> [cm]</b>
Muratura di mattoni	10	1800	5.55
Conglomerato cementizio armato	60	2500	24
Legno	120	800	150
Acciaio da carpenteria S325	1600	7850	203.82
S355	2400	7850	305.75
Leghe di alluminio	1400	2800	500

Figura 44- Gradi di rendimento meccanico a confronto per vari materiali da costruzione

Nelle strutture in acciaio, il peso proprio è spesso considerato poco rilevante rispetto ad altri carichi, il che facilita il processo di dimensionamento. Questa semplificazione è utile, poiché l'impatto del peso proprio sui risultati è limitato. Tuttavia, ci sono alcuni effetti nelle strutture in acciaio che meritano attenzione e che possono essere trascurati quando si calcolano le strutture in calcestruzzo armato, e questi possono avere un ruolo importante nella loro performance e sicurezza.

È possibile illustrare questo concetto se si fa riferimento ad un caso più applicativo:

Una copertura piana in acciaio ha un peso dell'ordine di 15-30  $kg/m^2$  (cioè, 0,15-0,30  $kN/m^2$ ) contro i 200-300  $kg/m^2$  (cioè, 2,0-3,0  $kN/m^2$ ) di una in latero-cemento per edifici in c.a. Se si supponga agire un carico di 90  $kg/m^2$  (cioè, 0,90  $kN/m^2$ ) di neve, per una struttura metallica esso costituisce il 70-90% del carico totale ammissibile per una struttura in acciaio, mentre il 20-30% del totale per una in c.a. Ne consegue che, nonostante siano trascurabili i pesi propri delle aste di un telaio in acciaio e costituiscano un decisivo vantaggio nei riguardi dell'azione

sismica, una nevicata costituisce di gran lunga un rischio più elevato per una struttura in acciaio piuttosto che una in calcestruzzo armato.

È doveroso precisare che, sulla stessa struttura, il vento può creare un effetto di pressione negativa (cioè, una pressione che solleva e scoperchia) dell'ordine dei 30-50  $kg/m^2$  (cioè, 0,30-0,50  $kN/m^2$ ). Tale effetto è normalmente trascurato per una struttura di calcestruzzo armato perché favorevole rispetto agli effetti del peso proprio. Nella struttura metallica, tale azione può comportare un'inversione di segno delle azioni di sforzo assiale nelle membrature. Particolarmente pericoloso è se la trave di copertura fosse di tipo reticolare; il corrente inferiore, normalmente teso, può divenire compresso e quindi soggetto a fenomeni di instabilità, se la sua snellezza è grande, una modesta azione di compressione può rivelarsi più condizionante delle azioni di trazione (l'asta si instabilizzerebbe e tenderebbe ad imbozzarsi).

#### 2.4.3. Deformabilità degli elementi strutturali

Nelle strutture metalliche, il rapporto tra la tensione massima nelle membrature, causata dai carichi di servizio, e il modulo elastico del materiale è da 3 a 4 volte superiore rispetto a quello delle strutture in calcestruzzo armato. Inoltre, come evidenziato nel paragrafo 2.4.2, gli effetti del peso proprio possono essere trascurati, il che implica che la resistenza delle membrature in acciaio è generalmente completamente disponibile per i carichi di servizio.

Applicando la legge di Hooke, espressa come  $\sigma = E \cdot \varepsilon$ , e considerando che il rapporto  $\sigma/\varepsilon$  per l'acciaio è pressoché quadruplo rispetto a quello del calcestruzzo, si osserva una significativa deformabilità delle strutture in acciaio sotto l'azione di carichi di servizio. Tale deformabilità può dar luogo a vibrazioni all'interno delle aste di carpenteria, le quali potrebbero risultare incompatibili con l'effettivo utilizzo della struttura.

Pertanto, risulta fondamentale attenersi alle limitazioni imposte dalla normativa riguardo alle verifiche di deformabilità allo stato limite di esercizio, come specificato nel capitolo 4.2.4.2 delle NTC-18.

Scendiamo nell'analisi, ad esempio, di un caso pratico:

si supponga di dover valutare la freccia massima " $f_{max}$ " (abbassamento massimo) di una trave inflessa a doppio T in semplice appoggio sottoposta a carico uniformemente distribuito "q".

$$f_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I}$$

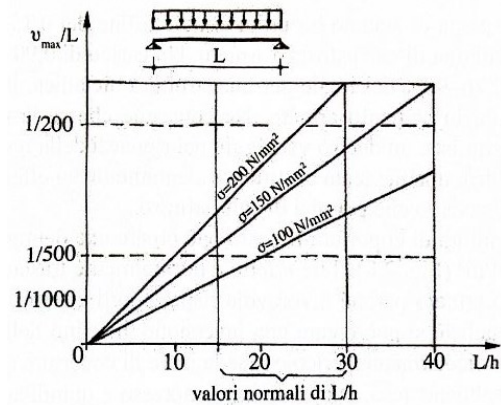
Della formula sappiamo che:

- "I" è il modulo di inerzia della sezione calcolato rispetto al baricentro. Nota la relazione tra modulo d'inerzia e modulo di resistenza della sezione (W), si può scrivere che  $I = W \cdot \frac{h}{2}$  (h è l'altezza della sezione);
- "E" modulo elastico dell'acciaio;
- "q" carico uniformemente distribuito;
- "L" luce della trave;
- È possibile riscrivere il modulo di resistenza W, tramite la formula di Navier valida nel campo della flessione semplice, come  $\sigma = M_{max} \cdot W$ , da cui  $W = \frac{\sigma}{M_{max}}$ . Dove  $M_{max}$  è il momento massimo raggiunto in mezzzeria e vale, per carico semplicemente appoggiata con carico distribuito,  $\frac{q \cdot L^2}{8}$ .

Si ricava quindi, esplicitando il rapporto tra freccia massima e luce della trave, che:

$$\frac{f_{max}}{L} = \frac{5}{24} \cdot \frac{\sigma}{E} \cdot \frac{L}{H}$$

È possibile graficare, in funzione dei valori assunti dalla tensione massima generata dal momento flettente, il rapporto tra  $f_{max}/L$  (figura 45). Sull'asse delle ascisse è invece riportato il rapporto tra la lunghezza e l'altezza (L/h) della trave ed indicato il range in cui usualmente ricadono i valori di tale rapporto.



**Figura 45- Relazioni tra i rapporti di freccia/luce ( $f_{max}/L$ ) – lunghezza/altezza ( $L/h$ ) in funzione della tensione massima  $\sigma$**

È possibile osservare che le limitazioni di freccia, imposte dalle normative e corrispondenti a un valore di circa  $L/500$ , possono rivelarsi notevolmente più restrittive rispetto a quelle derivanti dalla resistenza del materiale. Tali restrizioni costituiscono vincoli significativi nella fase di progettazione, in particolare quando si impiega la carpenteria metallica per elementi costruttivi che richiedono una ridotta deformabilità, al fine di garantire un'adeguata funzionalità complessiva. Esempi pertinenti a queste applicazioni includono le pareti di facciata continua e i manti di copertura realizzati in lastre metalliche.

#### 2.4.4. Il progetto del modello di calcolo

La realizzazione del *modello di calcolo* della struttura ha come obiettivo quello di fornire previsioni sul comportamento "reale" della struttura stessa. Il confronto tra la risposta effettiva, in termini di deformazioni, tensioni e affidabilità, e le stime fatte in sede di calcolo strutturale permette di verificare se il modello adottato risulti più o meno adeguato. Entro questi limiti si è svolta l'attività di progettazione mostrata nel presente elaborato.

Il modello di calcolo della struttura può essere concepito come un'entità complessiva oppure suddiviso in più sotto-strutturazioni. Questo approccio di sotto-strutturazione facilita l'analisi, consentendo di esaminare in modo più efficiente e dettagliato le diverse sezioni della struttura, le cui risposte possono essere considerate indipendenti le une dalle altre. Tale metodologia permette di semplificare i calcoli e di concentrare l'attenzione su comportamenti specifici che possono essere ritenuti indipendenti uno dall'altro. È doveroso però far luce su alcune ipotesi semplificative alla base del calcolo di uno o più modelli.

Le *azioni*, inserite nel modello, che vanno a caricare la struttura e i loro valori sono imposte dalla normativa. Essa riporta dati e procedimenti di valutazione affinati dall'esperienza ed attendibili nella maggior parte di casi di edifici. Nel caso in cui non fossero sufficienti, l'azione deve essere descritta in maniera più raffinata computandola con modelli più specifici: qualora non fosse consistente la valutazione dell'azione sismica tramite l'analisi lineare, sono concessi modelli di analisi non lineare che adottano un approccio più specifico.

I *vincoli esterni* con il terreno ed i *vincoli interni* tra le diverse membrature sono definiti dai gradi libertà che consentono (il vincolo per una trave, è spesso modellabile come un incastro, cerniera, pattino, molle assiali o razionali ecc.). Dato il comportamento del nodo altamente aleatorio, nella definizione del modello, si introducono una serie di importanti semplificazioni. Ad esempio, le travi reticolari, come nel presente caso studio, vengono studiate come un reticolo di aste collegate tra loro con vincoli di cerniera perfetti (che schematizzano unione saldate e

bullonate realizzate tramite piastre e fazzoletti). Nella realtà non esistono giunzioni perfette, il loro comportamento è sempre di tipo non lineare. Tuttavia, un'analisi del genere risulterebbe troppo onerosa per strutture di comune impiego.

Ulteriori approssimazioni nascono a livello di *legame costitutivo del materiale*, nonché di *imperfezioni geometriche* delle aste. Nel primo caso, non sempre, per tutti i materiali, la scelta dei valori di modulo elastico, di deformabilità in campo plastico, di resistenza a fatica sono facilmente determinabili. Nel secondo, le imperfezioni di tipo geometrico non sono contemplate in un software di calcolo strutturale. Per questo motivo è necessario introdurre delle forze fittizie, opportunatamente maggiorate, che emulano le difformità del materiale.

In definitiva, il modello di calcolo deve rispettare l'equilibrio e la resistenza in ogni parte della struttura; le anomalie imputabili alla geometria dei collegamenti devono essere tenute in conto in fase di verifica. Ogni modello deve essere figlio dell'esperienza e dell'intuizione di chi lo progetta. Potrà essere reso ancor più complesso a seconda del livello di approfondimento richiesto dalla complessità della struttura.

## 2.5. Duttività e classificazione delle sezioni

L'acciaio è un materiale che presenta un legame costitutivo simmetrico sia in condizioni di trazione che di compressione. Tuttavia, quando una sezione di un elemento strutturale in acciaio è soggetta a flessione, la sua risposta globale può risultare asimmetrica. Ciò avviene a causa di fenomeni di instabilità che possono manifestarsi nelle zone compresse o all'interno dei pannelli che costituiscono le anime delle travi. Tali instabilità possono influenzare significativamente il comportamento complessivo dell'elemento strutturale.

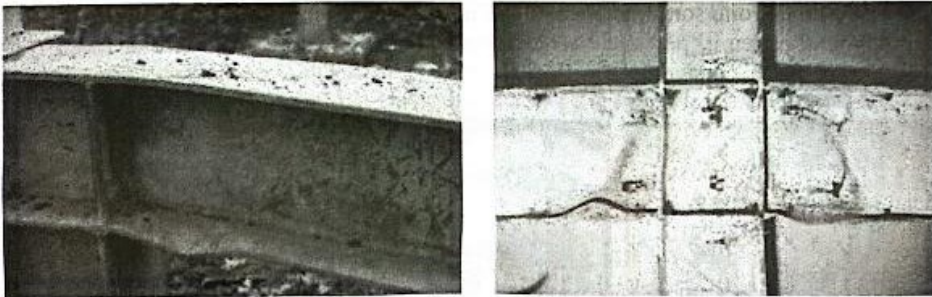
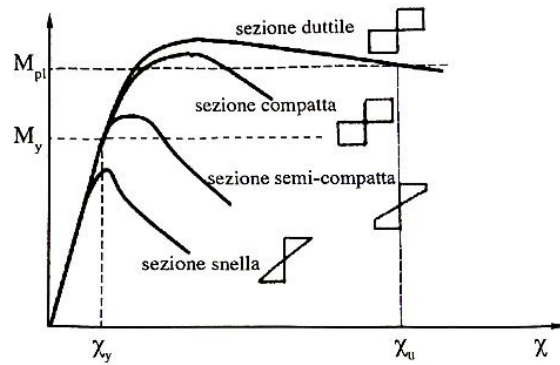


Figura 46- Tipici esempi di instabilità locale che si verifica nell'ala compressa in prossimità dei nodi.

L'insorgere di questi fenomeni può di gran lunga inficiare il legame tra momento flettente  $M$  e curvatura  $^30\chi$ . Di seguito è riportato il grafico relativo ad un profilo doppio T, in cui è rappresentato l'andamento delle tensioni normali in funzione del momento raggiunto.

---

<sup>30</sup> Curvatura: dalla scienza delle costruzioni, la curvatura rappresenta una misura della deformazione di un elemento strutturale. Indica come la geometria di un elemento si discosta dalla sua forma originale quando viene sollecitato. Viene definita come il cambiamento angolare per unità di lunghezza lungo l'elemento e si esprime solitamente in radianti per metro. È strettamente correlata alla flessione: maggiore è la curvatura, maggiore è la deformazione e, di conseguenza, la sollecitazione flessionale sulle fibre dell'elemento.



**Figura 47- Relazioni momento-curvatura per elementi inflessi corrispondenti alla classificazione delle sezioni secondo NTC-18**

Se la sezione presenta un valore basso del rapporto larghezza/spessore delle sue parti compresse, questa ha un ampio campo-plastico a disposizione in cui manifesta un elevato rapporto tra curvatura a rottura ( $\chi_u$ ) e curvatura a limite elastico ( $\chi_y$ ). Questo rappresenta il caso di *sezione duttile*. Questo tipo di sezione è in grado di plasticizzarsi completamente senza riduzione della resistenza dovuta fenomeni di instabilità, i quali incorreranno solo dopo aver raggiunto la curvatura a rottura. Sono le sezioni più efficienti dal punto di vista flessionale, perché, a flessione, vogliamo che la trave si vada a plasticizzare molto dopo aver esplicitato tutte le sue proprietà plastiche.

Per valori maggiori del rapporto geometrico larghezza/spessore, la sezione si instabilizza appena raggiunto il valore del momento di plasticizzazione ( $M_{pl}$ ) e quindi non presenta duttilità sufficiente ai fini di poter essere considerata una cerniera plastica. È il caso di *sezioni compatte*, che hanno le stesse caratteristiche della sezione duttile ma l'ampiezza del campo plastico è minore, cioè, subentreranno prima fenomeni di instabilità locale.

Per valori ancora più grandi del rapporto larghezza/spessore dell'anima, la sezione si instabilizza non appena raggiunge lo snervamento la fibra più compressa. La sezione che rispetta questo comportamento è detta *sezione semi-compatta*. Sezioni di questo tipo raggiungono lo stato limite di inizio snervamento, ma l'instabilità locale le impediscono di plasticizzarsi completamente.



Infine, per valori ancora più grandi del rapporto larghezza/spessore, la sezione si instabilizza ancor prima di raggiungere il valore del limite elastico nelle fibre più sollecitate. Il momento che porta all'instabilità per questo tipo di sezioni, *sezione snella*, è minore del momento di snervamento, per cui la sezione non riesce a raggiungere il campo plastico.

Coerentemente con i dettami normativi, al paragrafo 4.2.3.1 delle NTC-18, il comportamento di una sezione può essere classificato in base alla sua capacità rotazionale  $C_{\vartheta}$ , che viene definita come:

$$C_{\vartheta} = \vartheta_r / \vartheta_y - 1$$

essendo  $\vartheta_r$  e  $\vartheta_y$  le rotazioni corrispondenti, rispettivamente, al raggiungimento della deformazione ultima ed allo snervamento.

Di conseguenza le sezioni possono essere ridotte alle classi seguenti:

- 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  $C_{\vartheta} \geq 3$ ;
- 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  $C_{\vartheta} \geq 1,5$ ;
- 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*.

**Figura 48- Estratto di norma relativamente alla classificazione delle sezioni in base alla loro duttilità (cap. 4.2.3., sezione 4.2.3.1.)**

Tale criterio di classificazione delle sezioni non risulta di immediata applicazione e pertanto, la norma mette a disposizione delle tabelle che, in funzione delle caratteristiche del materiale, della geometria della sezione e del suo stato tensionale, indicano i massimi valori del rapporto c/t (larghezza/spessore) delle parti 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 $\alpha \leq 0,5:c/t \leq \frac{35\epsilon}{\alpha}$			
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 $\alpha \leq 0,5:c/t \leq \frac{41,58\epsilon}{\alpha}$			
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 $\psi \leq -1:c/t \leq \frac{62\epsilon(1-\psi)\sqrt{-\psi}}{\alpha}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	$f_{yk}$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	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  $\epsilon_y > f_{yk}/E$

Figura 49- Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse. Estratto di norma (cap. 4.2.3., sezione 4.2.3.1., tab. 4.2.III)

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	$c/t \leq 14\epsilon$		$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_g}$ Per $k_g$ vedere EN 1993-1-5			
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	$f_{yk}$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Figura 50- Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse. Estratto di norma (cap. 4.2.3., sezione 4.2.3.1., tab. 4.2.IV)

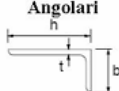
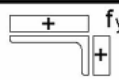
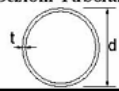
Angolari						
						
Riferirsi anche alle piattabande esterne (v. Tab 4.2.II) Non si applica agli angoli in contatto continuo con altri componenti						
Classe	Sezione in compressione					
Distribuzione delle tensioni sulla sezione (compressione positiva)						
3	$h/t \leq 15\varepsilon$ $\frac{b+h}{2t}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

Figura 51- Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse.  
 Estratto di norma (cap. 4.2.3., sezione 4.2.3.1., tab. 4.2.V)

## 2.6. Metodologie di connessione strutturale

La scelta più ottimale del sistema di connessione strutturale è influenzata dalla volontà del progettista di definire il vincolo in maniera specifica, considerandolo come una connessione caratterizzata da uno o più gradi di libertà.

La determinazione del grado di vincolo, così come la selezione delle tecniche costruttive appropriate, si basa su un'analisi approfondita di diversi fattori ingegneristici. Tra questi, si possono includere la tipologia e l'intensità dei carichi che agiranno sulla struttura, le condizioni ambientali e operative, i requisiti normativi di sicurezza, e le specifiche tecniche richieste dal progetto.

Nel contesto della progettazione strutturale, le tipologie di connessione possono essere classificate in due principali categorie: le *unioni saldate*, che garantiscono una elevata rigidità e continuità tra i membri strutturali, e le *unioni bullonate*, che offrono vantaggi in termini di facilità di assemblaggio e manutenzione. La scelta tra queste due modalità di connessione ha un impatto significativo sul comportamento strutturale complessivo, nonché sulla capacità della struttura di resistere alle sollecitazioni previste nel corso della sua vita utile.

Le regole di calcolo e i metodi di verifica delle unioni elementari, saldate e bullonate, vengono illustrate al capitolo 4.2.8. delle NTC-18 (ulteriori riferimenti sono riportati nel Eurocodice-3).

### 2.6.1. Unioni saldate

Le unioni saldate vengono impiegate per rendere continui più elementi in acciaio, grazie all'unione chimico-fisica conferita dal processo di saldatura, al fine di ottenere componenti strutturali o interi manufatti, talvolta anche molto complessi. L'unione viene garantita in maniera permanente dalla fusione del materiale che compone il materiale di base (che costituisce le parti da assemblare) e, a seconda della tecnica impiegata, anche del metallo d'apporto (introdotto allo stato fuso).

Tra i principali benefici delle unioni saldate vi è la loro elevata rigidità, che consente un efficiente trasferimento delle forze e una migliore distribuzione dei carichi all'interno della struttura. Inoltre, la possibilità di ridurre il peso complessivo dell'opera, evitando l'uso di elementi aggiuntivi come bulloni o placche di rinforzo, offre maggiore flessibilità progettuale.

Tuttavia, la qualità delle saldature è fondamentale per garantire l'integrità strutturale; difetti quali crepe o porosità possono compromettere seriamente la sicurezza dell'intera struttura (è infatti sconsigliato eseguire saldatura tra elementi portanti in cantiere, causa l'ambiente non controllato che può indurre ad una saldatura labile con eventuale formazione di bolle d'aria al suo interno).

#### *2.6.1.1. Conseguenza dei fenomeni termici*

È altresì necessario considerare gli effetti delle deformazioni residue generate dalla saldatura e la variazione delle proprietà termiche dell'acciaio. I processi di saldatura sono caratterizzati da un significativo sviluppo di calore, il quale può determinare rilevanti deformazioni termoplastiche negli elementi uniti. Tale fenomeno è attribuibile alla diminuzione del modulo elastico dell'acciaio a elevate temperature, che compromette la stabilità dimensionale dei materiali coinvolti.

A causa del raffreddamento dalla temperatura susseguente le operazioni di deposizione del cordone <sup>31</sup>(~650°) alla temperatura ambiente (~20°), il cordone subisce una contrazione trasversale. Da esperimenti scientifici condotti in laboratorio, si è mostrato come la contrazione laterale risulti dell'ordine circa del 20% della lunghezza iniziale. Questa contrazione laterale induce lo sviluppo di uno stato tensionale interno.

Tuttavia, esistono delle tecniche realizzative che consentono di contenere, entro limiti ragionevoli, le deformazioni e le tensioni residue da saldatura. Esse

---

<sup>31</sup> Cordone: nelle unioni saldate sono le linee o le strisce di materiale fuso che si formano durante il processo di saldatura. Questi cordoni rappresentano il materiale di saldatura che riempie la giunzione tra i due pezzi da unire. può derivare sia dai materiali dei pezzi uniti che da un materiale di riempimento aggiunto.

consistono in controfrecce iniziali, cioè in preriscaldamenti, bloccaggio dei pezzi in fase di deposizione del materiale ecc.

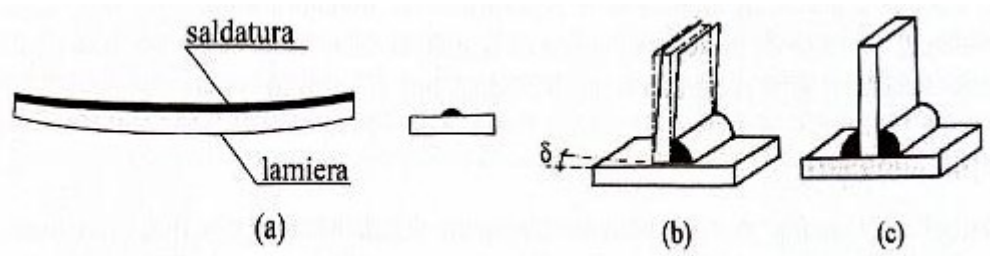


Figura 52- Effetti dei fenomeni termici nel caso di saldatura: (a) longitudinale, (b) a singolo e (c) doppio cordone d'angolo

### 2.6.1.2. Difetti di saldatura e relativi controlli

Il difetto più grave che si può avere in una saldatura è la presenza di cricche.

Per analizzare questo difetto, è essenziale esaminare le fasi del processo di saldatura, che comprende principalmente due fenomeni: la solidificazione del materiale fuso nelle varie passate e il trattamento termico della zona circostante il cordone di saldatura. La saldatura comporta la rapida fusione di piccole masse di metallo, che si raffreddano altrettanto velocemente a causa dell'assorbimento di calore da parte dei materiali metallici adiacenti. Questo genera cicli termici con alta velocità di raffreddamento, in grado di creare aree con elevata durezza. Tali zone dure, situate ai margini della saldatura, possono diventare vulnerabili a incrinature, comunemente chiamate *cricche a freddo* (si veda figura 52 (a)).

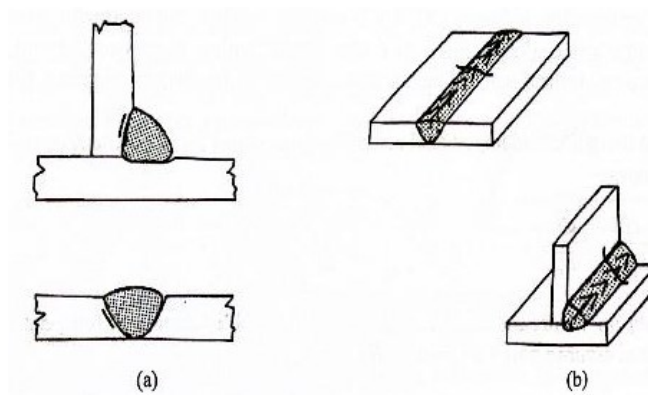


Figura 53- Difetti nelle unioni saldate: (a) cricche a freddo; (b) cricche a caldo

Un altro fenomeno pericoloso è quello delle *cricche a caldo*, che si generano nella zona fusa quando in essa è elevato il tenore di impurezze (figura 52 (b)). Tali cricche si formano durante la solidificazione a causa di segregazioni di impurezze che si addensano nella zona fusa e che solidificano man mano che scende la temperatura, dando luogo a degli sforzi di ritiro ed una decoesione del materiale.

Si possono generare peraltro ulteriori difetti durante il processo di saldatura. Tra questi è possibile annoverare quello derivante da *mancanze di penetrazione* e di fusione al vertice degli smussi (figura 54 (a)) o anche al cuore (figura 54 (b)): il vertice di saldatura è sempre la parte in cui i lembi da saldare sono più vicini e ciò rende difficoltoso ottenere una regolare ed omogenea fusione del lembo mediante la prima passata. Questo solitamente legato ad una non curata preparazione dei lembi, e può essere eliminato eseguendo un'ulteriore passata di ripresa al rovescio.

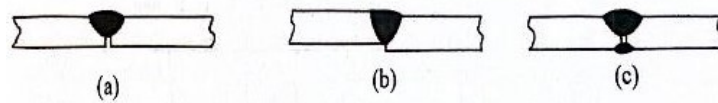


Figura 54- Difetti di mancanza di penetrazione: (a) al vertice, (b) di disassamento, (c) al cuore

### 2.6.1.3. Classificazione delle unioni saldate

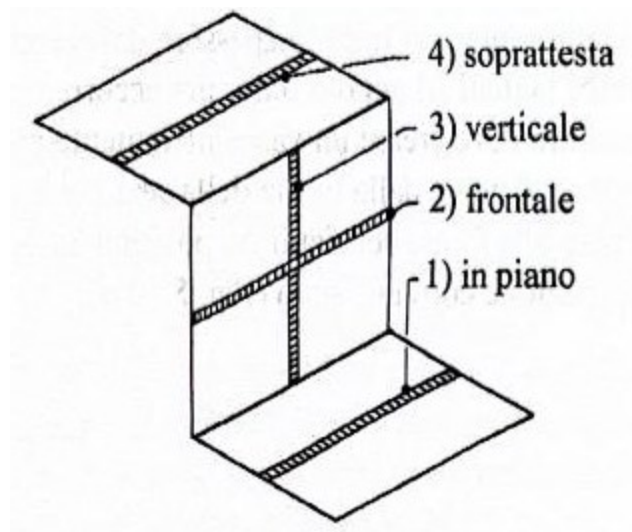
Le unioni saldate possono classificarsi in vari modi, in base alla forma e posizione nel giunto dei cordoni di saldatura (che rappresentano gli elementi resistenti dell'unione). Questa classificazione deriva dalla necessità, in fase di montaggio di elementi strutturali, di poter saldare su piani orientati in tutte le direzioni dello spazio.

In funzione del piano di saldatura si classificano in:

- *saldatura in piano*; se le passate vengono depositate su superfici orizzontali dall'alto verso il basso (figura 55 (1));
- *saldatura in frontale*; se le passate vengono depositate su un piano verticale con andamento orizzontale (figura 55 (2));

- *saldatura in verticale*; se le passate vengono depositate su un piano verticale con andamento verticale (figura 55 (3));
- *saldatura sopratesta*; se le passate vengono depositate su un piano orizzontale giacente al di sopra della testa dell'operatore (figura 55 (4)).

La saldatura in piano è meno complessa della saldatura verticale, che a sua volta è più agevole di quella sopratesta.



**Figura 55- Classificazione in funzione della posizione di realizzazione**

In relazione alla posizione reciproca dei pezzi da saldare si distinguono:

- *giunti testa a testa*; si desidera che la saldatura interessi tutto lo spessore dei pezzi, occorre smussare uno o entrambi i lembi in modo opportuno (figura 56-1);
- *giunti d'angolo*; (figura 56-2);
- *giunti a T e a L*; (figura 56-3);
- *giunti per sovrapposizione* (figura 56-4).



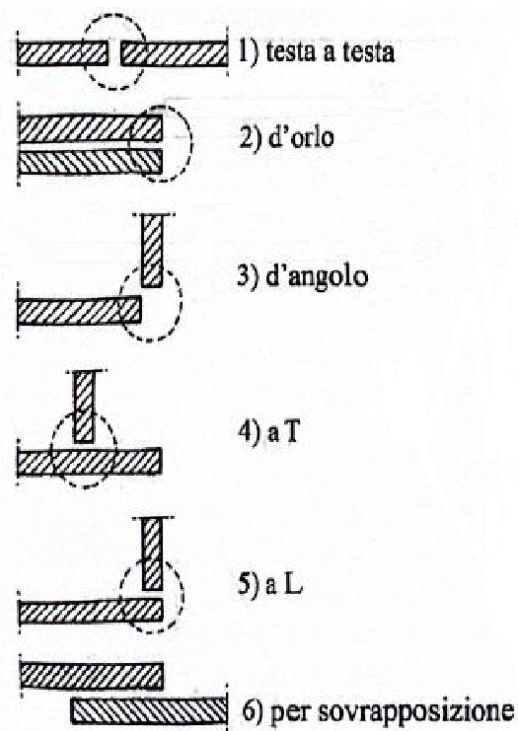


Figura 56- Classificazione in funzione della posizione reciproca dei pezzi da collegare

Ai fini delle verifiche di resistenza, che nel presente elaborato non verranno trattate, le unioni saldate si suddividono in due distinte categorie:

- giunti a completa sovrapposizione;
- giunti con cordoni d'angolo.

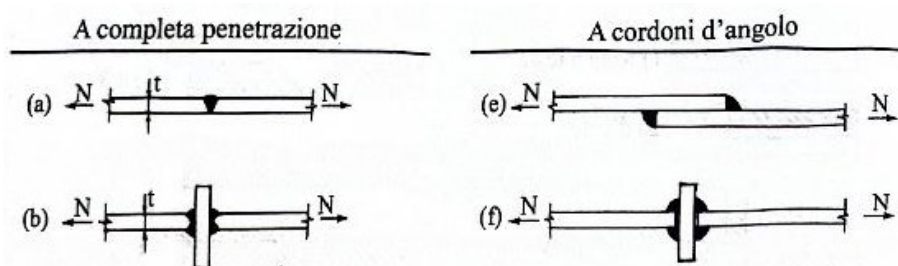


Figura 57- Unioni a completa penetrazione: (a) testa a testa, (b) a croce. Unioni a cordone d'angolo: (e) per sovrapposizione, (f) a croce.

### Giunti a completa penetrazione

In un giunto a completa penetrazione, privo di difetti interni, lo stato tensionale è assimilabile a quello di un pezzo continuo. Esso ripristina integralmente la continuità dei pezzi collegati. I collegamenti sono in genere realizzati con materiali d'apporto aventi resistenza uguale o maggiore a quella degli elementi collegati (materiale di base).

La rottura teoricamente dovrebbe avvenire fuori dal giunto. Solo la presenza di imperfezioni può portare alla rottura nella sezione saldata.

Per ottenere un giunto a completa penetrazione, i bordi dei materiali da saldare devono essere preparati in modo appropriato, spesso con una smussatura che consenta al cordone di saldatura di penetrare completamente.

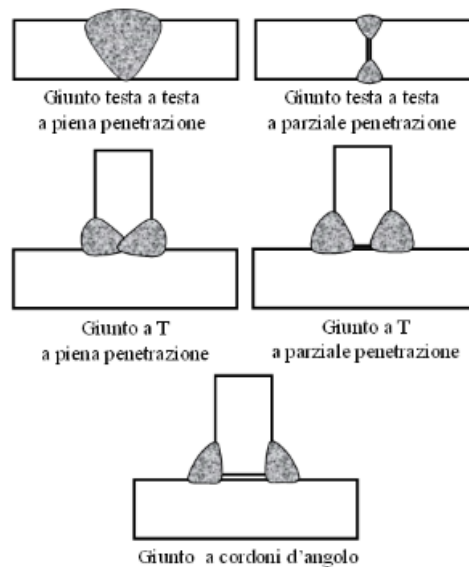


Figura 58- Tipologie di giunti a completa penetrazione

Tra i principali vantaggi di questa tipologia di saldatura annoveriamo:

- *Resistenza meccanica*: offrono una resistenza superiore rispetto ai giunti parzialmente penetrati, poiché la saldatura attraversa l'intero spessore del materiale, distribuendo le tensioni in modo più uniforme;
- *Integrità strutturale*: sono meno suscettibili a cricche e difetti, specialmente in condizioni di carico ciclico o stress meccanico;
- *Applicazioni*: sono frequentemente utilizzati in strutture critiche, come serbatoi, ponti, e componenti di impianti industriali, dove la sicurezza e la durabilità sono fondamentali.

### Giunti con cordone d'angolo

Il collegamento avviene mediante la realizzazione di cordoni di saldatura attraverso i quali debbono passare le forze che le due parti, non direttamente collegate, si scambiano. Questi cordoni possono essere applicati sia all'esterno che all'interno dell'angolo tra i materiali.

Sebbene i bordi non richiedano una preparazione complessa come nel caso dei giunti a completa penetrazione, è importante garantire una buona pulizia e un'adeguata sovrapposizione per favorire l'adesione.

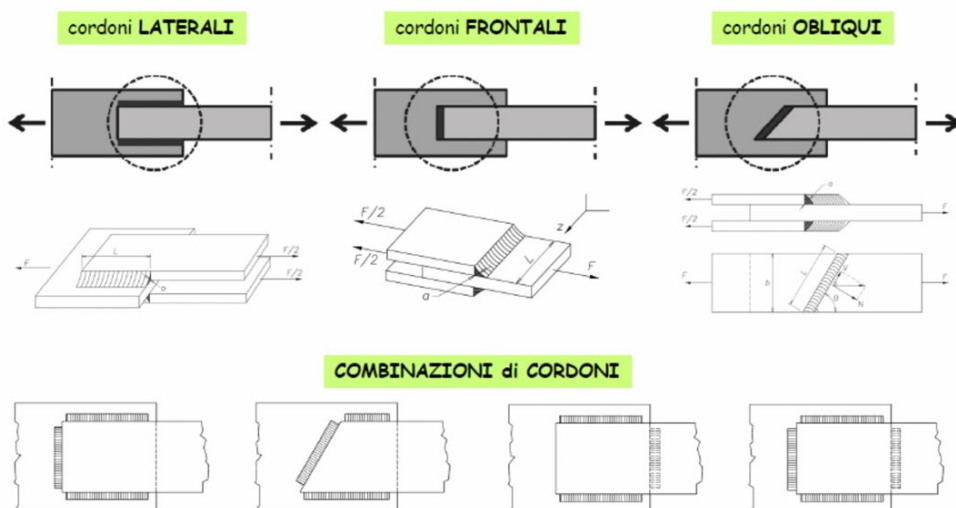


Figura 59- Tipologie di saldature a cordoni d'angolo

Tra i principali vantaggi di questa tipologia di saldatura si sottolinea:

- *Facilità di esecuzione*: sono relativamente semplici da eseguire e richiedono meno preparazione rispetto ad altri tipi di giunti;
- *Resistenza*: se eseguite correttamente, offrono buone proprietà meccaniche e resistenza alle forze di trazione e compressione;
- *Versatilità*: possono essere utilizzate in una vasta gamma di applicazioni, dalla costruzione di strutture metalliche alla realizzazione di componenti meccanici.

### 2.6.2. Unioni bullonate

I bulloni sono elementi di unione composti da:

- *Vite*, con testa per lo più esagonale e gambo completamente o parzialmente filettato (figura 60-(a));
- *Dado*, anch'esso di forma prevalentemente esagonale, utilizzato per serrare il bullone (figura 60-(b));
- *Rondelle*, di norma di forma circolare, posizionate tra il dado e il materiale da unire per distribuire meglio il carico (figura 60-(c));

In presenza di vibrazioni si può verificare il disserraggio del dado. Per prevenire questo fenomeno, si rendono necessari *controdadi* (figura 60-(d)) o *rondelle elastiche* (figura 60-(e)), che aiutano a mantenere la stabilità dell'unione e a evitare allentamenti indesiderati.

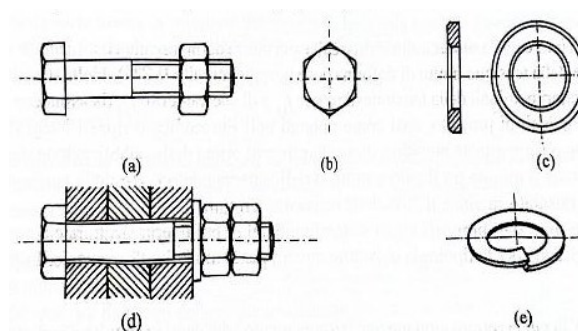


Figura 60- Componentistica dell'organo del bullone

La bulloneria è divisa in varie classi a seconda del materiale di cui è costituita. Nella carpenteria metallica sono utilizzate solo le classi indicate in figura 61 (estratto di norma al capitolo 11), che illustra le categorie di accoppiamento tra dado e bulloni.

#### 11.3.4.6.1 Bulloni

I bulloni - conformi per le caratteristiche dimensionali alle norme UNI EN ISO 4016:2002 e UNI 5592:1968 devono appartenere alle sotto indicate classi della norma UNI EN ISO 898-1:2001, associate nel modo indicato nella Tab. 11.3.XII.

Tabella 11.3.XII.a

	Normali			Ad alta resistenza	
Vite	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Dado	4	5	6	8	10

Figura 62- Categorie di accoppiamento dadi e bulloni (estratto di norma)

Le caratteristiche meccaniche sono riportate in funzione della classe della vite, e sono:

- Tensione minima di rottura a trazione  $f_t$  [ $N/mm^2$ ] ottenuta sul provino;
- Tensione minima di snervamento  $f_y$  [ $N/mm^2$ ] misurata sul provino;
- Tensione minima di snervamento  $f_{y,N}$  [ $N/mm^2$ ] misurata per trazione sulla vite intera;
- Allungamento percentuale a rottura  $\varepsilon_t$  [%] misurato sul provino.

Ai fini delle verifiche di resistenza, sono importanti i valori nominali della tensione di rottura  $f_{t,b}$  e di snervamento  $f_{y,b}$  in accordo con quanto riportato dalle tabelle delle NTC:

Le tensioni di snervamento  $f_{yb}$  e di rottura  $f_{tb}$  delle viti appartenenti alle classi indicate nella precedente tabella 11.3.XII.a sono riportate nella seguente tabella 11.3.XII.b:

Tabella 11.3.XII.b

Classe	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ ( $N/mm^2$ )	240	300	480	649	900
$f_{tb}$ ( $N/mm^2$ )	400	500	600	800	1000

Figura 63- Valori nominali considerati caratteristici dalle NTC-18 (estratto di norma)

Prima di sottoporre l'unione alle forze dovute ai carichi esterni, si deve prevedere l'applicazione di una coppia torcente al bullone, si parla quindi di *serraggio*.

Il serraggio dei bulloni genera nel gambo uno sforzo di trazione, che può essere misurato indirettamente in funzione del momento torcente applicato con una chiave dinamometrica.



**Figura 64- Chiave dinamometrica usata per serrare il bullone**

A serraggio ultimato l'unione è sollecitata da uno stato tensionale che si esplica in una pretrazione del bullone, equilibrata da una precompressione delle piastre, e una torsione nel bullone, equilibrata dall'attrito tra piastra e bullone.

Il serraggio è benefico in quanto aumenta le prestazioni dell'unione nei confronti degli stati limite di esercizio, evitando:

- lo scorrimento delle piastre, con conseguente ripresa del gioco foro-bullone per unioni in cui i bulloni lavorino a taglio;
- il distacco delle piastre, per unioni in cui i bulloni lavorino a trazione, con conseguente pericolo di corrosione.

D'altra parte, il momento di serraggio deve rispettare certi limiti al fine di non compromettere la capacità ultima dell'unione.

La norma fornisce una tabella in cui sono riportati, “...*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...*”

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 <sup>2</sup> ]
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

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 <sup>2</sup> ]
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

**Figura 65- Tabella 4.2.XVI; Coppie di serraggio per i bulloni 8.8.  
Tabella 4.2.XVI; Coppie di serraggio per bulloni 10.9 (estratti normativi).**

La resistenza delle unioni bullonate può essere determinata convenzionalmente sulla base di verifiche numeriche, derivanti da numerose sperimentazioni condotte a riguardo. Si possono distinguere le unioni in:

- unioni in cui il bullone è sollecitato a taglio, *unioni a taglio*;
- unioni in cui il bullone è sollecitato a trazione, *unioni a trazione*;
- unioni in cui il bullone è sollecitato contemporaneamente a trazione e a taglio, *unioni a taglio-trazione*.

## Unioni a taglio

Questa tipologia di unione è tipica della carpenteria metallica e si impiegano ogni qualvolta si vuole ripristinare la continuità di elementi interrotti. Per definirne il comportamento, si può far riferimento all'unione a taglio elementare costituita da due lamiere collegate da un unico bullone e sollecitata da un carico esterno  $F_v$ .

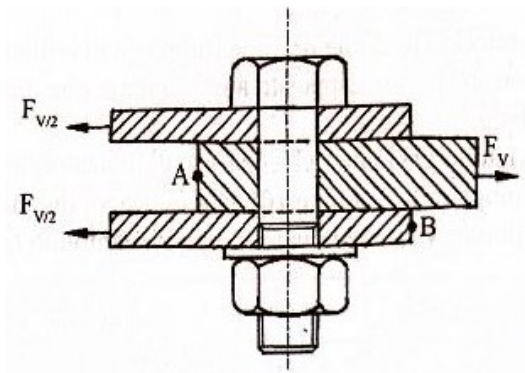


Figura 66- Unione elementare a taglio

Di per sé l'unione lavora trasmettendo forze perpendicolari all'asse del bullone. Se si va a diagrammare l'andamento della variazione dello scorrimento relativo  $\Delta L$ , tra i punti A e B delle piastre, in funzione del carico applicato  $F_v$ , si possono osservare, con riferimento alla figura 67-(a) quattro fasi di comportamento ben distinte:

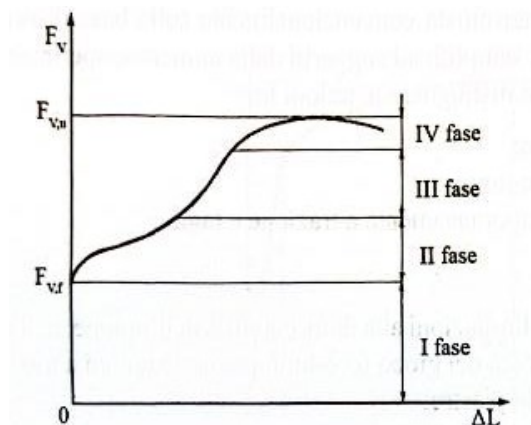


Figura 67- Legge forza-scorrimento per unione a taglio: non preserrata.



- I fase: lo scorrimento è praticamente nullo al crescere del carico: la trasmissione della forza avviene quindi per attrito tra le lamiere. La fase a termine per un valore  $F_{vf}$ , del carico applicato, che corrisponde al superamento dell'attrito tra le lamiere.
- II fase: si manifesta un brusco scorrimento della giunzione in corrispondenza del carico esterno  $F_v \approx F_{vf}$ , la fase a termine con la ripresa del gioco foro-bullone.
- III fase: lo scorrimento è proporzionale al carico, evidenziando il comportamento elastico dell'unione. La fase elastica ha termine al raggiungimento del limite elastico o nelle piastre collegate o nel bullone.
- IV fase: si manifestano grandi scorrimenti per piccoli incrementi di carico. La fase ha termine con il collasso della giunzione in corrispondenza del carico ultimo  $F_{v,u}$ .

Se si ripete l'esperienza cambiando il preserraggio del bullone si può notare un comportamento dell'unione qualitativamente analogo a quello illustrato in figura 67. Cambiando il valore del carico  $F_{vf}$ , avviene lo scorrimento dell'unione e si estende o si contrae la fase elastica. Inalterata rimane l'escursione in campo plastico ed il valore del carico ultimo  $F_{v,u}$ .

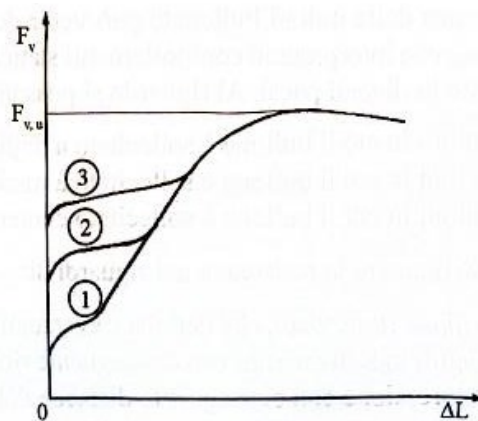


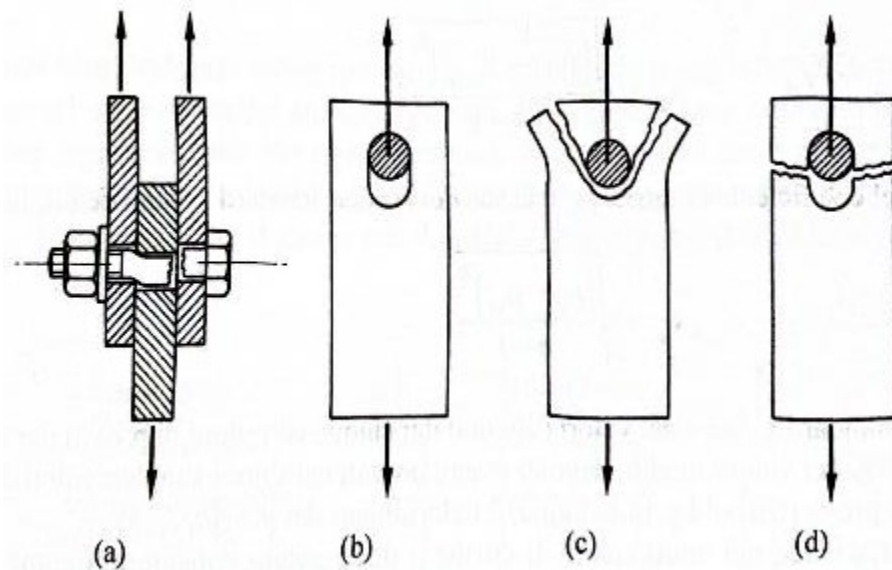
Figura 68- Legge forza-scorrimento per unione a taglio: con diversi gradi di serraggio.

In ultima analisi, a riguardo delle unioni a taglio, è doveroso analizzarne anche il comportamento allo stato limite ultimo.

I bulloni non sempre hanno duttilità sufficiente per permettere la redistribuzione delle azioni interne nelle strutture: pertanto, è necessario che i bulloni siano dimensionati in modo tale da impedire la loro rottura, prima che si raggiunga la plasticizzazione delle altre parti della struttura.

Sono possibili i seguenti meccanismi di collasso:

- Rottura del bullone per taglio (figura 69-(a));
- Rottura delle lamiere per ovalizzazione del foro (rifollamento), (figura 69-(b));
- Rottura della lamiera in corrispondenza del foro per taglio (figura 69-(c)) o per trazione (figura 69-(d)).



**Figura 69- Meccanismi di rottura di unioni a taglio: (a) rottura del bullone, (b) rottura della lamiera per rifollamento, (c) rottura della lamiera per taglio, (d) rottura della lamiera per trazione.**

Le verifiche richieste dai dettami normativi consistono in un confronto tra l'azione sollecitante, per cui inizia a verificarsi lo scorrimento (sono nel tratto iniziale del grafico), e lo sforzo resistente. La resistenza di progetto dell'unione, che comparirà

nelle verifiche di resistenza richieste dalle normative, sarà quella che compete al meccanismo di rottura più debole.

## 2.7. Stabilità e snellezza delle aste

Le strutture metalliche, grazie alle superiori caratteristiche meccaniche del materiale di base, tendono a presentarsi come più snelle rispetto a quelle realizzate con altri materiali da costruzione, mantenendo condizioni equivalenti. Tale caratteristica consente la realizzazione di tipologie strutturali di notevole pregio, sia in termini di leggerezza che di prestazioni sismiche. Tuttavia, essa comporta anche una particolare sensibilità ai fenomeni di instabilità, che condiziona ampiamente il dimensionamento strutturale.

Può risultare utile classificare i fenomeni di instabilità, che possono riguardare l'intera struttura, il singolo elemento strutturale o una parte di questo. Possono individuarsi i seguenti fenomeni:

- *instabilità generale dell'intero organismo strutturale;*
- *instabilità globale di elementi strutturali;*
- *instabilità locale.*

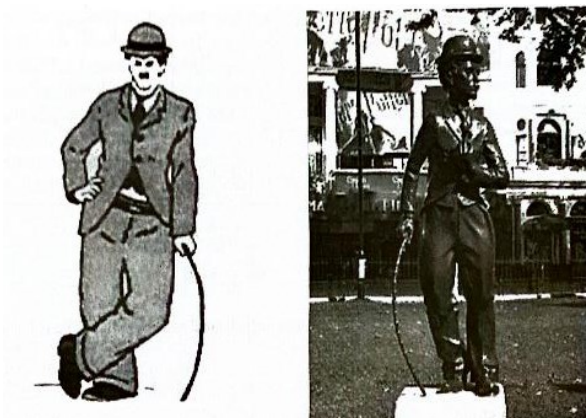


Figura 70- Bastone di Charlot.

### 2.7.1. Fenomeni di instabilità

#### Instabilità generale dell'intero organismo strutturale

L'analisi dell'instabilità strutturale si concentra sul comportamento complessivo della struttura, comprendendo fenomeni che coinvolgono telai, volte, cupole reticolari ribassate e strutture a sbalzo, sia in direzione orizzontale che verticale. Spesso, la struttura si discosta in modo significativo dalla sua configurazione originale, generando un notevole aumento delle sollecitazioni sugli elementi strutturali. Tale incremento può indurre instabilità localizzate, che, se non controllate, possono culminare nel collasso dell'intera struttura.

#### Instabilità globale di elementi strutturali

Può essere di tipo flessionale pura, torsionale pura o flesso-torsionale:

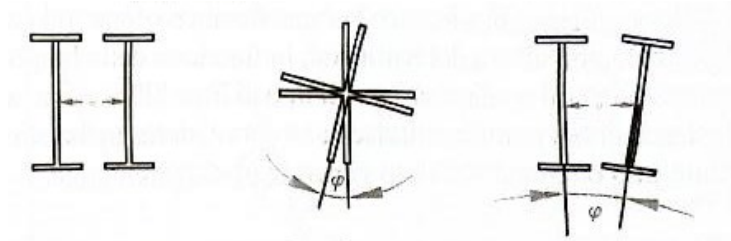


Figura 71- Tipiche forme di instabilità globale degli elementi strutturali, in ordine: flessionale pura, torsionale pura, flesso-torsionale

- *Instabilità flessionale pura*; coinvolge spostamenti della sezione trasversale della membratura in un unico piano ed è contrastata dalla rigidità flessionale dell'asta “EI” in tale piano. È un caso particolare dell'instabilità flesso-torsionale, riguarda generalmente sezioni doppiamente simmetriche caricate assialmente, per le quali il piano di inflessione <sup>32</sup>coincide con un piano principale d'inerzia<sup>33</sup>.

---

<sup>32</sup> Piano di inflessione: piano in cui si concentra la deformazione di un elemento strutturale a seguito dell'applicazioni di carichi che inducono azioni interne di momento e di taglio.

<sup>33</sup> piano principale d'inerzia sono quei piani nei quali il momento d'inerzia è massimo o minimo. Per determinare i piani principali di inerzia, si utilizzano le proprietà geometriche della sezione trasversale del materiale, come il momento d'inerzia e il baricentro. Per una sezione doppiamente simmetrica, i piani principali di inerzia coincidono con gli assi di simmetria.

- *Instabilità torsionale pura*; coinvolge rotazioni torsionali della sezione trasversale dell'asta ed è contrastata dalla sua rigidezza torsionale.
- *Instabilità flessio-torsionale*; è una forma di instabilità che coinvolge spostamenti della sezione trasversale secondo due piani ortogonali unitamente a rotazioni torsionali della stessa ed è contrastata da tutte le rigidezze flessionali e torsionali dell'asta.

### Instabilità locale

Può riguardare le parti compresse della sezione trasversale, che si instabilizzano localmente per effetto delle tensioni normali (figura 72), o i pannelli d'anima soggetti a taglio, ed essere quindi legata ai valori assunti dalle tensioni tangenziali<sup>34</sup>.

Coinvolge in entrambi i casi, spostamenti degli elementi interessati al di fuori del proprio piano ed è pertanto contrastata dalla rigidezza flessionale degli stessi.

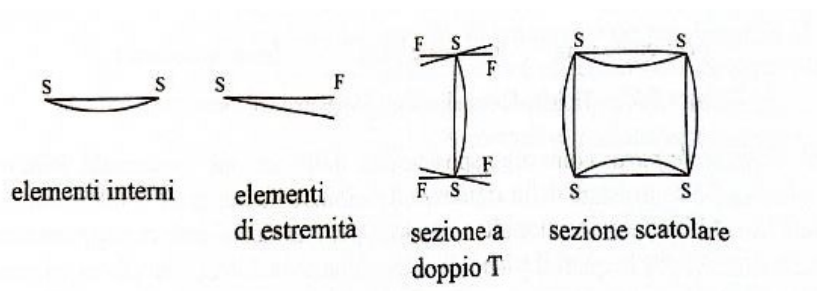


Figura 72- Tipiche forme di instabilità locale per varie tipologie di sezione

<sup>34</sup> Dallo studio di una trave a doppio T, soggetta a carico uniformemente distribuito, si nota che le ali sono deputate allo svenimento del momento; mentre l'anima trasmette azioni di taglio (perché nell'anima si sviluppano le tensioni tangenziali massime).

### 2.7.2. Calcolo del carico critico euleriano elastico

Per un'asta compressa, sotto determinate condizioni di rigidità, lunghezza dell'asta, condizioni di carico, ecc., si può innescare il fenomeno dell'instabilità: alla normale sollecitazione di compressione si affianca perdita di equilibrio con avanzamento di inflessioni sino alla perdita di resistenza. Il carico che può portare a questo fenomeno è il *carico critico*.

Viene riportato di seguito, la procedura di calcolo per il carico critico di una colonna compressa caricata da solo carico assiale e soggetta a fenomeni di instabilità solo di tipo flessionale.

$$N_{cr} = \pi^2 \cdot \frac{EI}{l_0^2}$$

Dove:

- $l_0$ , è la lunghezza di libera inflessione, cioè la distanza tra due punti di flesso della deformata flessionale dell'asta che si instabilizza. Varia a seconda delle condizioni di vincolo dell'asta.
- $E$ , modulo di elasticità;
- $I$ , momento di inerzia della sezione nel piano inflessionale.

Indicando con  $\rho = \sqrt{I/A}$  ( $A$  è l'area della sezione dell'asta), il raggio di inerzia della sezione, si ha che:

$$N_{cr} = \pi^2 \cdot E \cdot \frac{\rho^2 \cdot A}{l_0^2}$$

Essendo  $\lambda$  la snellezza dell'asta, definita come  $\lambda = l_0/\rho$ , l'espressione del carico critico Euleriano si può riscrivere nella seguente forma:

$$N_{cr} = \pi^2 \cdot E \cdot \frac{A}{\lambda^2}$$

È possibile ricordare anche la tensione critica media della sezione:

$$\sigma_{cr} = N_{cr}/A = \pi^2 \cdot \frac{E}{\lambda^2}$$

Vi sarà un valore della snellezza  $\lambda_c$ , detta *snellezza critica*, per il quale la tensione critica uguaglia la tensione di snervamento caratteristica del materiale ( $f_{yk}$ ):

$$\lambda_c = \pi \cdot \sqrt{E/f_{yk}}$$

Si può ricavare un importante parametri di classificazione, la *snellezza relativa* ( $\bar{\lambda}$ ), eseguendo il rapporto tra la tensione critica e la resistenza del materiale:

$$\sigma_{cr}/f_{yk} = \frac{\pi^2 \cdot \frac{E}{\lambda^2}}{\pi^2 \cdot \frac{E}{\lambda_c^2}} = \left(\lambda_c^2/\lambda^2\right) = 1/\bar{\lambda}$$

Se si tiene traccia delle variazioni di snellezza al variare del rapporto tra le tensioni critiche, si ottiene un risultato utile alla classificazione delle sezioni in acciaio:

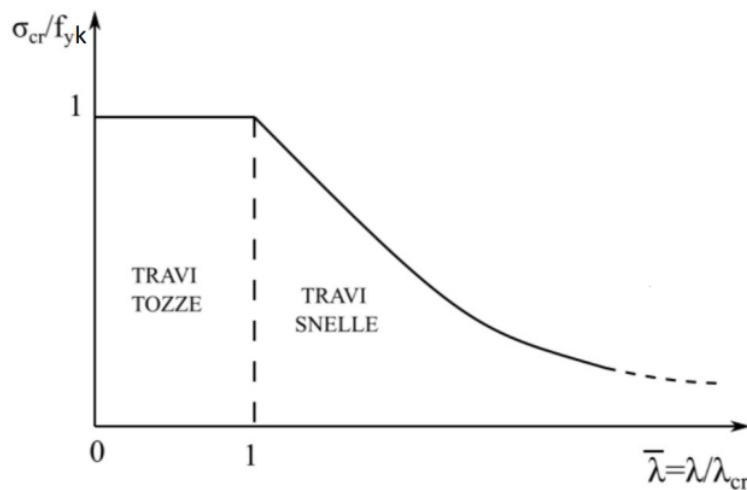


Figura 73-Diagramma adimensionalizzato fra rapporti di tensioni e di snellezze

Si osserva un'iperbole con ramo asintotico rispetto all'asse delle ordinate.

- Quando il rapporto  $\sigma_{cr}/f_{yk}$  è maggiore di uno, significa che la trave sta lavorando con una tensione critica maggiore di quella di snervamento. Tuttavia, questo è impossibile dal punto di vista fisico, quindi, invece di avere un'iperbole, si inserisce un pianerottolo che definisce il livello massimo tensionale accettabile per l'asta.
- Quando la trave diventa sempre più snella (snellezza normalizzata aumenta), si abbassa il rapporto tra tensione critica e resistenza del materiale secondo un andamento iperbolico. In corrispondenza di una snellezza molto alta, si sperimenta una tensione critica molto bassa. Per cui è necessario verificare che la sollecitazione assiale sulla trave sia minore rispetto al carico critico, affinché la trave non instabilizzi.

Il valore discriminante tra *travi tozze* e *travi snelle* è quello corrispondente ad un rapporto  $\lambda/\lambda_c$  pari a uno (cioè, quando  $\sigma_{cr}/f_{yk} = 1$ ).

Nelle aste tozze siamo in una condizione per cui la snellezza normalizzata è minore di uno, cioè la snellezza dell'asta è minore della snellezza critica. Quindi, la sezione non sarà soggetta a perdita di instabilità.

Nelle aste snelle, abbiamo un rapporto tra le tensioni critiche molto basso, di conseguenza una snellezza relativa più alta. Questo implica che, essendo la snellezza dell'asta maggiore della snellezza critica della stessa  $\bar{\lambda} > 1$ , l'asta si instabilizzerà nei confronti di un modesto sforzo di compressione.

Nel caso delle travi in acciaio dove le «imperfezioni» sono presenti, l'applicazione del carico di compressione produce, nel caso di snellezza elevata, un'inflessione che cresce in modo non lineare con la forza di compressione stessa- N. Si dovrà quindi prevedere che la forza di compressione N sia sufficientemente minore di quella critica se si vuol controllare che le sollecitazioni rimangano nei limiti della resistenza della sezione.



### 2.7.3. Instabilità elastica flessionale

Per i più comuni profili a doppio T prevale l'instabilità flessionale; l'instabilità torsionale si manifesta più raramente quando la lunghezza dell'elemento è modesta. La snellezza  $\lambda$  da considerare per la determinazione del carico critico flessionale è la massima tra quella in direzione  $y$  e quella in direzione  $z$ .

La snellezza è una grandezza che si ricollega alla lunghezza di libera inflessione  $l_0$ . Nel caso di membrature isolate, come quelle che fanno parte di sistemi pendolari, la lunghezza di libera inflessione può essere facilmente determinata analizzando la configurazione deformata delle aste. Questa analisi consente di identificare come la membratura si comporta sotto carico, facilitando la valutazione della sua stabilità e resistenza.

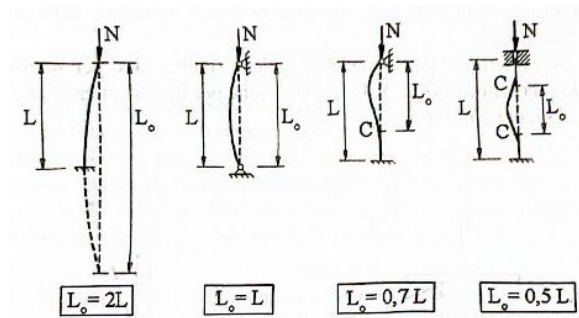


Figura 74- Tipica configurazione deformata per instabilità di un'asta isolata

Un'asta compressa può divenire instabile anche per avvitemento torsionale (*instabilità elastica torsionale*). Nell'ipotesi che il centro di taglio della sezione coincida con il baricentro, il fenomeno risulta essere disaccoppiato da quello dell'instabilità elastica flessionale.

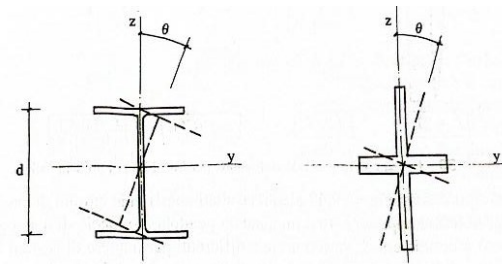


Figura 75- Tipica configurazione deformata per instabilità torsionale

### 2.7.5. Verifica delle aste compresse allo slu con riferimento alle indicazioni di normativa

Le prime verifiche di sicurezza richieste dai dettami normativi facevano riferimento alla vecchia formulazione di verifica basata sul coefficiente  $\omega$ <sup>35</sup>. Tale procedimento di verifica consentiva di riportare la verifica di instabilità ad una semplice verifica di resistenza con un'azione assiale maggiorata:

$$\omega \cdot \frac{N}{A} \leq \sigma_{adm}$$

Dove N è lo sforzo assiale sollecitante l'asta,  $\sigma_{adm}$  è la tensione ammissibile.

Attualmente la normativa italiana ha incorporato le proposte dell'Eurocodice che definisce la resistenza all'instabilità delle membrature compresse; applicando il criterio della snellezza equivalente, indipendentemente dal tipo di instabilità flessionale, torsionale o flesso-torsionale che sia, in funzione della classe di appartenenza della sezione (quanto segue è un estratto della normativa alla sezione 4.3.5.4.1):

sezioni di classe 1,2,3: 
$$N_c = \chi \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

sezioni di classe 4: 
$$N_c = \chi \cdot A_{eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

dove  $N_c$  rappresenta “...La resistenza di progetto all'instabilità della colonna...”,

A rappresenta l'area nominale della sezione trasversale,  $A_{eff}$  l'area della sezione

efficace,  $f_y$  è la tensione di snervamento del materiale, il termine  $\chi$  è il fattore di

riduzione e  $\gamma_{M1}$  è un coefficiente di sicurezza.

---

<sup>35</sup> metodo  $\omega$ : adoperato in ambito di “management” del cantiere. La verifica è adottata dal direttore dei lavori per verificare la stabilità dello schema di casseforme a sostegno del getto di cls.

Il coefficiente  $\chi$  è il termine riduttivo della tensione di snervamento da valutarsi con la formula 4.3.30 presentata dalla normativa:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

$$\Phi = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}^2 - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

Ove  $\alpha$  rappresenta il coefficiente di imperfezione riportato nella figura 76, che dipende dalla curva di stabilità, da selezionare in funzione delle indicazioni fornite nella figura 77, per i profili laminati a caldo, o nella figura 78, per i profili sagomati a freddo.

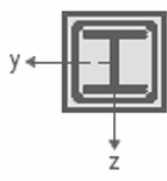
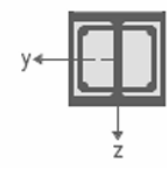
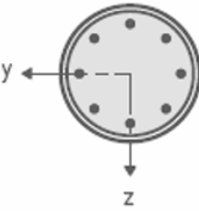
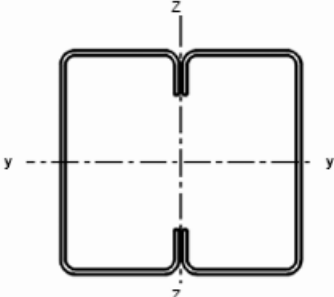
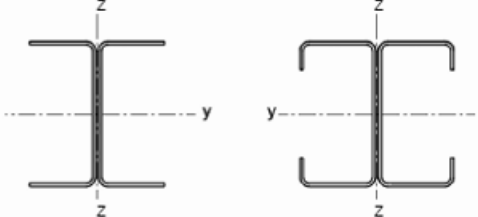
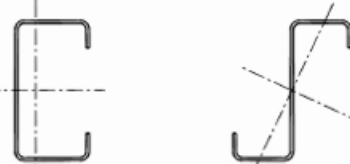
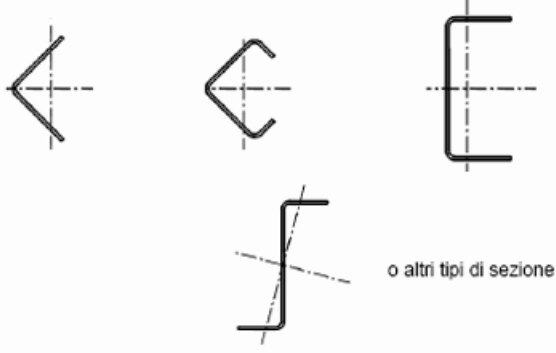
Tipo sezione	Inflessione intorno all'asse	Curva di stabilità	Imperfezione
 (a)	y-y	b	L/200
	z-z	c	L/150
 (b)	y-y	b	L/200
	z-z	c	L/150
 (c)		a ( $\rho_s < 3\%$ )	L/300
		b ( $3\% < \rho_s < 6\%$ )	L/200
		$\rho_s = A_s/A_c$ ( $A_s$ area armature, $A_c$ area calcestruzzo)	
Curva di stabilità	a	b	C
Fattore di imperfezione $\alpha$	0,21	0,34	0,49

Figura 76- Curve di instabilità e fattori di imperfezione (tabella 4.3.III, NTC-18)

Sezione trasversale		Limiti	Inflexione intorno all'asse	Curva di instabilità		
				S235, S275, S355, S420	S460	
Sezioni laminato		$h/b > 1.2$	$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	a b	a <sub>0</sub> a <sub>0</sub>
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$ mm	y-y z-z	b c	a a
		$h/b \leq 1.2$	$t_f \leq 100$ mm	y-y z-z	b c	a a
			$t_f > 100$ mm	y-y z-z	d d	c c
Sezioni ad I saldate		$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	b c	b c	
		$t_f > 40$ mm	y-y z-z	c d	c d	
Sezioni cave		Sezione formata "a caldo"	qualunque	a	a <sub>0</sub>	
		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 <sub>0</sub>	a	b	c	d
Fattore di imperfezione $\alpha$		0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Figura 77- Curve di instabilità e fattori di imperfezione per profili laminati a caldo (tabella 4.2.VIII, NTC-18)

Tipo di sezione	Inflessione intorno all'asse	Curva
	qualsiasi qualsiasi	b (se si usa $f_{y0}$ ) c (se si usa $f_{y0}$ )*
	y-y z-z	a b
	qualsiasi	b
	qualsiasi	c

\* $f_{y0}$  può essere usato soltanto quando  $A_{eff}=A_0$

Figura 78- Curve di instabilità e fattori di imperfezione per profili laminati a caldo (Tabella C4.2.XX, Circolare 2019)

### 3. ANALISI DI UN CASO STUDIO

Di seguito si presenta il caso studio oggetto del presente lavoro di tesi. Questo capitolo espone in dettaglio le fasi eseguite, iniziando dallo studio della struttura in oggetto dal punto di vista architettonico, per poi proseguire con un'analisi prettamente strutturale, concentrando l'attenzione sul sistema di copertura. Questa fase risulta cruciale per comprendere le caratteristiche del progetto e le esigenze specifiche che hanno successivamente influenzano il dimensionamento dell'organismo strutturale. Attraverso l'analisi, si sono identificati gli elementi architettonici principali e si sono individuati i criteri funzionali ed estetici da rispettare.

Una volta definito l'organismo architettonico, si è proceduto con la modellazione del sistema strutturale, in particolare con il dimensionamento e la verifica strutturale di tutte le aste che compongono il telaio. In questa fase, sono state applicate le tecniche di calcolo necessarie per garantire la stabilità e la sicurezza della struttura, considerando le sollecitazioni previste e i materiali utilizzati, in accordo con le attuali *Norme Tecniche per le Costruzioni (Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018)* e *Circolare Esplicativa (Aggiornamento norme tecniche delle costruzioni 21 gennaio 2019)*. In questo capitolo, si fornisce un'approfondita descrizione dei metodi di analisi e delle scelte progettuali, con particolare attenzione alla loro coerenza rispetto alle normative vigenti.

Si è inoltre esaminato il caso della copertura, affrontato attraverso la progettazione di capriate metalliche. Questa sezione del progetto ha richiesto un'analisi approfondita delle diverse tipologie di capriate e delle loro applicazioni, oltre a un predimensionamento statico. La verifica strutturale delle capriate è stata effettuata seguendo rigorosamente le normative, assicurando che le strutture siano in grado di sostenere i carichi previsti e resistere agli eventi atmosferici.

Infine, una sezione è dedicata allo studio dello stato di sollecitazione della capriata di copertura mediante modellazione numerica agli elementi finiti, tramite l'impiego del software di analisi strutturale "PRO-SAP". L'uso di strumenti informatici

avanzati permette di eseguire analisi più complesse e dettagliate, rendendo il processo progettuale più efficiente. I risultati ottenuti attraverso il software sono quindi confrontati con i calcoli eseguiti manualmente, al fine di evidenziare eventuali discrepanze e confermare l'affidabilità dei metodi utilizzati.

### 3.1. Obiettivo progettuale

La relazione ha il fine di presentare un primo approccio al progetto strutturale del “Museo del Mare” di Civitanova Marche. Tale proposta sarà successivamente analizzata e studiata da un team di professionisti ed ultimata al fine di essere presentata alla committenza.

#### 3.1.1. Localizzazione lotto e disposizione fotografica

Il committente richiede la demolizione e smaltimento dell’edificio esistente (foto 79) con annessa costruzione dell’edificio che ospiterà il Museo. Il lotto è localizzato nella zona portuale di Civitanova Marche, si estende per una superficie di circa un ettaro e comprende una zona adibita ad uso parcheggio. Di seguito vengono riportate alcune viste scattate tramite l’ausilio del drone:



**Figura 79- Vista con il drone dall’alto**



**Figura 80- Vista assonometrica facciate nord-ovest/sud-ovest**



**Figura 81- Vista assonometrica facciate nord-est/sud-est**



**Figura 82- Vista prospettica dell'edificio esistente (I)**





**Figura 83- Vista prospettica dell'edificio esistente (II)**



**Figura 84- Vista prospettica dell'edificio esistente (III)**

### 3.1.2. Quadro esigenziale della committenza

L'esigenza della committenza impone che siano previste:

- una sala espositiva per la mostra di imbarcazioni storiche e di un percorso interno itinerante per i visitatori;
- un'area destinata alla rimessa e riparazione di imbarcazioni mercantili e turistiche che non fosse accessibile ai visitatori ma fosse integrato con il resto dell'edificio;
- area amministrativa, dotata di uffici e sale conferenze;
- area ristorazione con annesso spazio all'interno e all'esterno adibito alla consumazione di cibi e bevande;

- terrazza accessibile dai visitatori e comunicante con l'area ristoro, realizzata in maniera tale da fornire un affaccio sul porto turistico.

### 3.1.3. Offerta progettuale

Al fine di ottemperare le richieste della committenza, la soluzione che si propone si articola nel progetto architettonico e strutturale dell'edificio.

A seguito di un'analisi paesaggistica dell'ambiente limitrofo e di uno studio relativamente ai materiali e alle tipologie di strutture che sorgono nelle vicinanze, si sceglie di riproporre una struttura in acciaio misto vetro che ricalchi nelle forme quelle di un cantiere navale.

La copertura, che verrà trattata nello specifico tramite la presentazione e l'analisi di due alternative progettuali, sarà leggera in acciaio e caratterizzata da capriate tipo "Polonceau" connesse ad un'orditura di travi in legno lamellare (prima proposta progettuale) o ad elementi autoportanti di solai in legno prefabbricati (seconda alternativa).

Dal momento che si vuole fornire uno spazioso volume dedicato alla mostra di imbarcazioni (ingombranti e con alberi di oltre 4 metri), l'utilizzo della capriata, ed in generale del materiale acciaio, risulta essere l'opzione più intelligente. Verranno disposte più campate, presentanti il medesimo schema strutturale, che costituiranno la struttura portante dell'edificio.

Allo scopo di soddisfare il bisogno di un'area ristorazione, si decide di organizzare lo spazio interno su un ulteriore piano.

Il Piano Terra è destinato: all'accoglienza dei visitatori, all'area dedicata alla mostra, all'officina per le imbarcazioni, a spazi serventi per visitatori e manutentori dell'edificio e ad una spaziosa sala conferenze.

Al Piano Primo si dispongono: le sale amministrative, la sala macchine (accessibile da una scala diversa da quella prevista per i visitatori), l'area ristoro e la terrazza esterna con annesso camminamento esterno. Al fine di fornire un'esperienza più

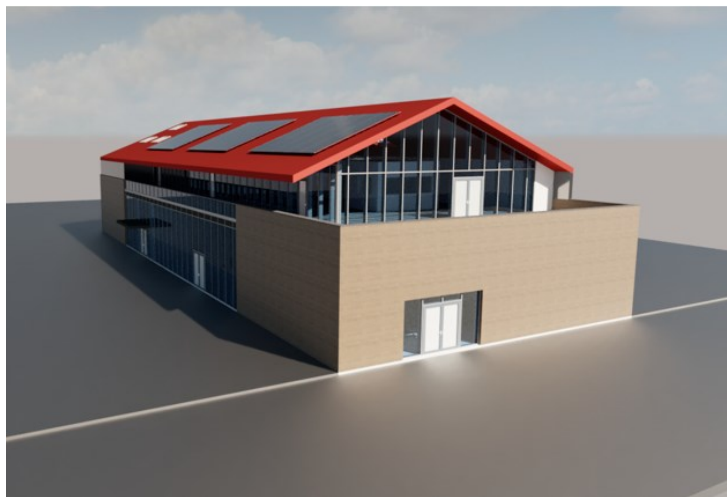
immersiva al visitatore, si prevede una grossa bucatura del solaio del piano primo per permettere l'alloggiamento di grossi velieri. Verrà realizzata una passerella che corre tutto attorno alla bucatura che permetterà un affaccio sul piano inferiore. Perimetralmente sarà prevista una terrazza pedonabile e coperta che consentirà ai visitatori di godere di un affaccio sul porto commerciale.

#### 3.1.4. Proposta del progetto architettonica

L'idea architettonica è stata presentata in sede di progetto e sviluppata in seno al team di ingegneria. Il responsabile del progetto architettonico ha elaborato il modello BIM dell'edificio e ne ha presentato piante, prospetti e viste tridimensionali.

In merito ad una riunione di coordinamento, si sono effettuate aggiunte e migliorie tenendo conto di considerazioni di carattere strutturale.

Di seguito vengono proposti i render <sup>36</sup>architettonici del design progettuale:



**Figura 85- Vista prospettica facciate nord-est/nord-ovest**

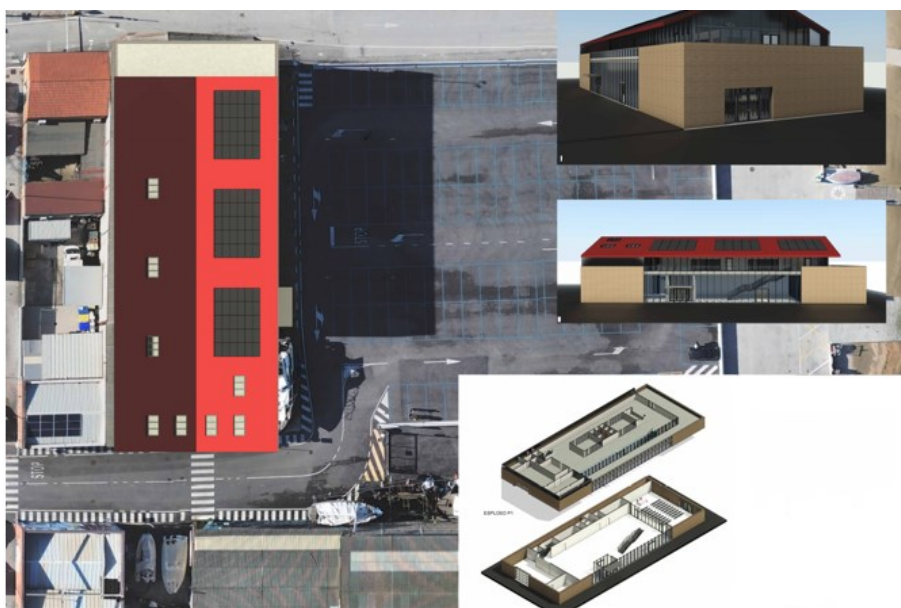
---

<sup>36</sup> I render e le tavole riportate nel lavoro di tesi sono state tratte da un progetto realizzato da **Aria 4 Srl**. Tutti i diritti riservati. È vietata la riproduzione e l'utilizzo dell'immagine al di fuori del contesto di questa tesi senza autorizzazione esplicita.



**Figura 86- Vista prospettica facciate sud-ovest/nord-ovest**

Di seguito viene mostrata la tavola del cantiere, con il futuro posizionamento dell'edificio:



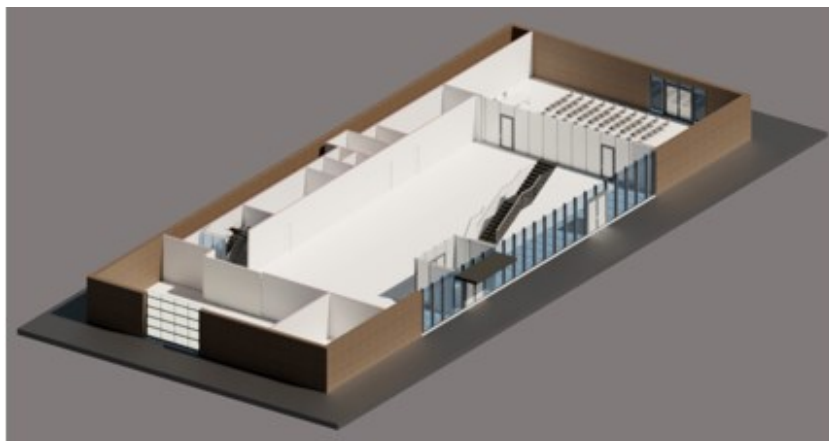
**Figura 87- Tavola del cantiere**

Vengono sotto riportate alcune tavole e viste estratte dal modello BIM elaborato in studio.

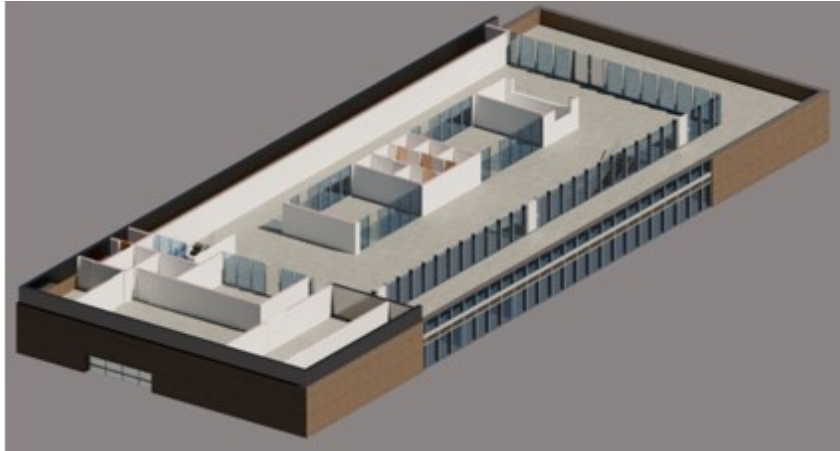
La tavola dei prospetti offre una visione esterna dell'edificio, evidenziando le caratteristiche architettoniche e il contesto in cui si inserisce. Le tavole del piano primo e del piano terra illustrano la disposizione interna degli spazi, permettendo di comprendere la funzionalità e l'organizzazione degli ambienti. Infine, gli estratti tridimensionali forniscono una rappresentazione visiva più dinamica, evidenziando le volumetrie e le interrelazioni tra i vari piani.



**Figura 88- Tavola dei prospetti**



**Figura 89- Estratto tridimensionale piano terra**



**Figura 90- Estratto tridimensionale piano primo**



**Figura 91- Render interno: Ingresso piano terra**

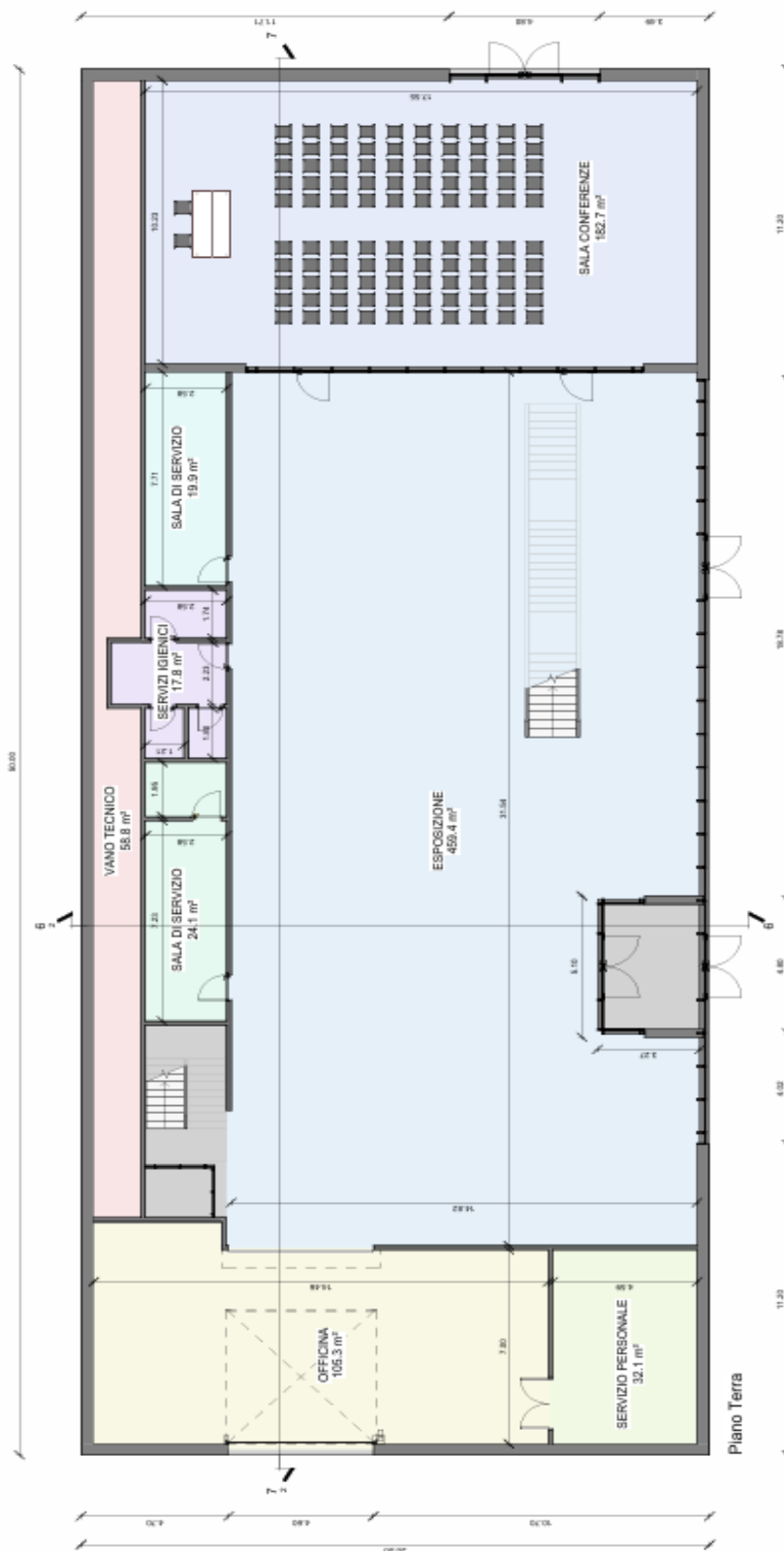


Figura 92- Pianta architettonica piano terra

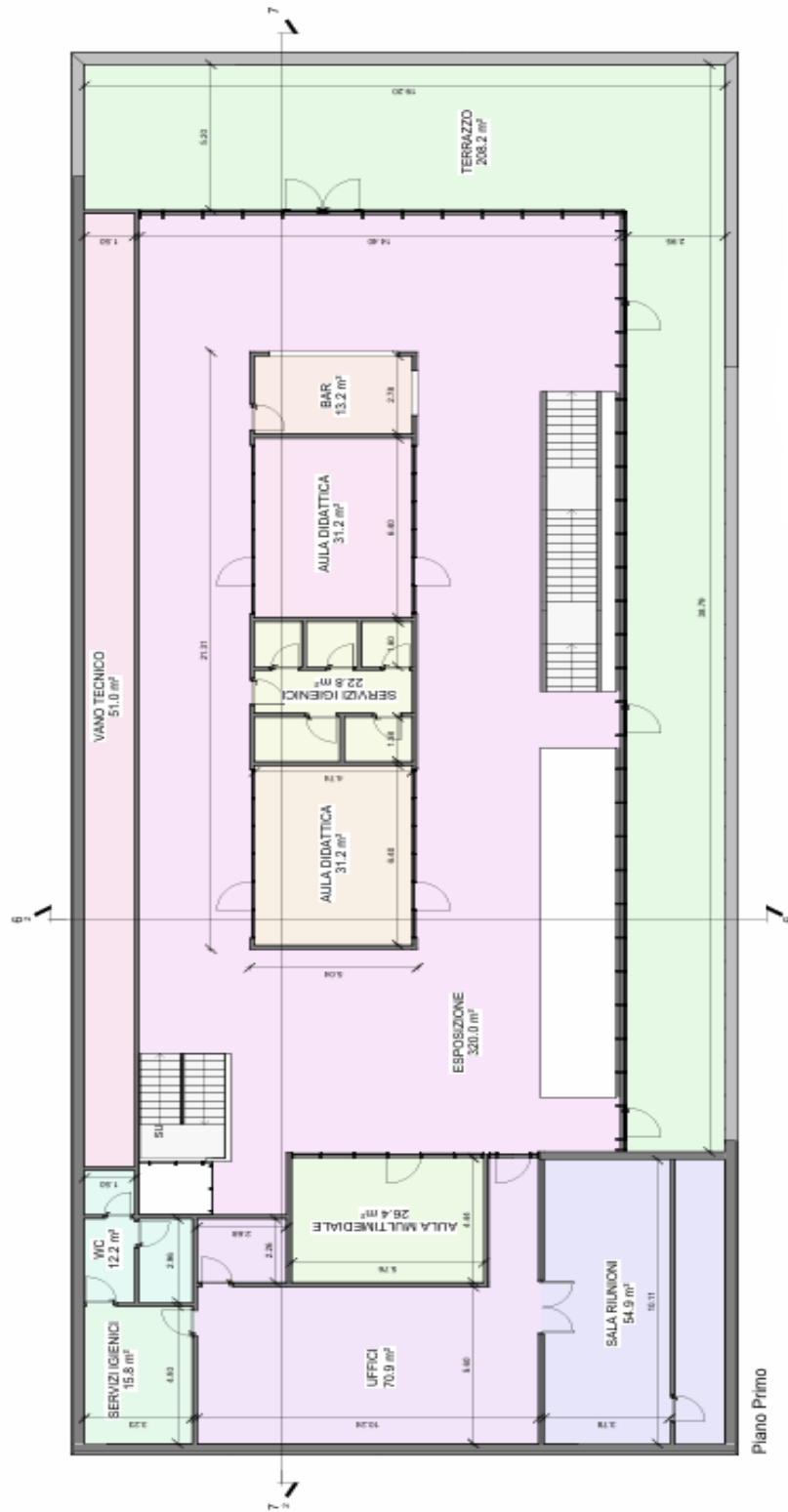


Figura 93- Pianta architettonica piano primo



## 3.2. Progettazione strutturale

### 3.2.1. Indagine di carpenteria: prima proposta

La prima alternativa progettuale che si intende esplorare per la carpenteria del Museo del Mare propone una configurazione basata su telai disposti secondo un modulo rettangolare di 6,25 m x 10 m. Questa scelta progettuale consente di creare una griglia regolare che si ripete in entrambe le direzioni dello spazio, garantendo così una struttura solida e versatile. L'uso di moduli rettangolari, realizzati tramite ampie luci in acciaio, facilita l'organizzazione degli ambienti interni, permettendo una flessibilità nell'allocazione degli spazi espositivi e nelle aree di servizio. Inoltre, questa disposizione offre opportunità estetiche interessanti, poiché i telai possono essere adattati per rispondere a diverse esigenze funzionali e visive.

Di seguito viene mostrata la disposizione dei pilastri in accordo con l'estensione superficiale a disposizione:

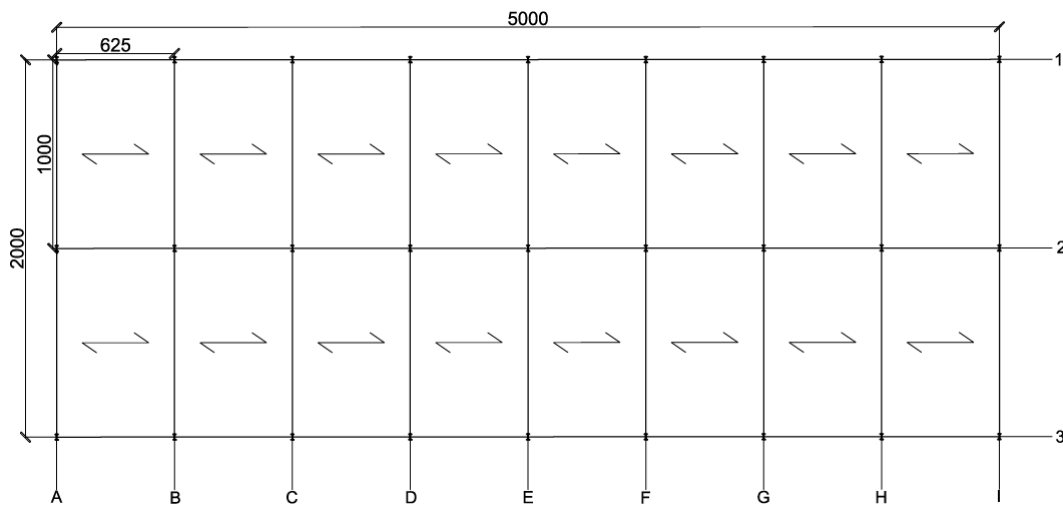


Figura 94- Carpenteria di piano: prima proposta

La tecnologia di solaio strutturale proposta per il Museo del Mare è quella comunemente utilizzata negli edifici in acciaio, caratterizzata da un sistema di orditura che garantisce solidità e leggerezza. Questa soluzione prevede un'orditura principale costituita da travi in acciaio, sostenuta da un'orditura secondaria di travetti. Le lastre di lamiera grecata vengono fissate alle ali dei travetti tramite tasselli, permettendo un'efficace ripartizione delle azioni gravitazionali, nonché di quelle sismiche orizzontali.

Questa disposizione consente un efficiente trasferimento dei carichi verticali: i travetti secondari trasferiscono il peso alle travi principali, che a loro volta scaricano il carico sui pilastri sottostanti. Tale configurazione non solo ottimizza le prestazioni strutturali, ma offre anche vantaggi in termini di velocità di costruzione e di riduzione dei materiali

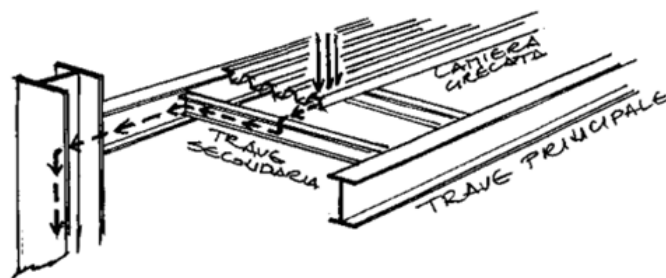


Figura 95- Solaio a lamiera grecata, schizzo progettuale

### 3.2.1.1. Predimensionamento allo SLU e allo SLE dell'orditura principale del solaio interpiano

Si prosegue con l'analisi dei carichi del solaio interpiano, al fine di determinare le sollecitazioni verticali gravanti sugli elementi strutturali e procedere con un loro dimensionamento geometrico.

Il solaio interpiano che si sta prendendo in considerazione è quello di separazione tra la sala espositiva e la zona adibita ad uffici. La stratigrafia di massima è quella fornita in figura 96, in accordo con quanto stabilito nello studio di fattibilità.

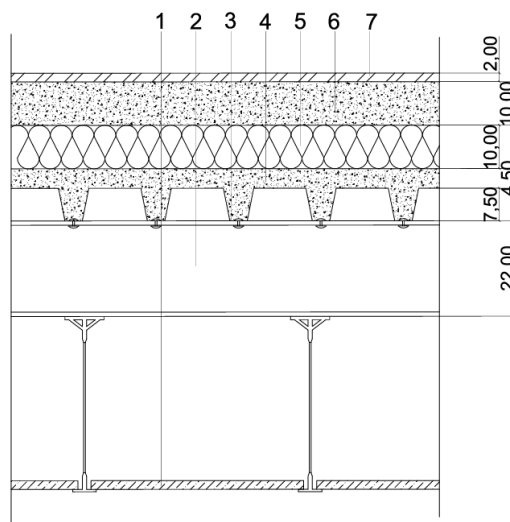


Figura 96- Pacchetto di stratigrafia solaio di separazione uffici-sala espositiva

Essa prevede:

- 1: controsoffitto in fibra minerale
- 2: trave orditura principale IPE 220
- 3: lamiera grecata sp.6mm
- 4: soletta armata 7.5cm+4.5cm
- 5: pannello isolante in lana di roccia sp.10cm
- 6: strato di cls. alleggerito per passaggio impianti e livellazione, 10cm
- 7: pavimentazione in gres

Si esegue ora l'analisi dei carichi agenti sull'orditura principale, considerando i pesi specifici adeguati (il sovraccarico derivante dalla destinazione d'uso uffici e dall'ambiente suscettibile ad affollamento di categoria C1 è ricavabile dalla tabella 3.1.II delle NTC-18):

Peso proprio elementi strutturali G1		Spessore [m]	Peso specifico [KN/m <sup>3</sup> ]	Peso per unità di superficie [KN/m <sup>2</sup> ]
Soletta armata + lamiera grecata		0,045+0,075	-	1,70
<b>Totale</b>				<b>1,70</b>
Peso proprio elementi non strutturali G2		Spessore [m]	Peso specifico [KN/m <sup>3</sup> ]	Peso per unità di superficie [KN/m <sup>2</sup> ]
Pannello KNAUF in lana di roccia (Nature-Board TPT)		0,10	1,35	0,135
Sottofondo in cls. alleggerito		0,100	16,00	1,600
Pavimentazione in gres porcellanato		0,03	23,54	0,706
Impianti (annegati nel massetto)		-	-	0,500
Divisorio interno		-	-	0,800
<b>Totale</b>				<b>3,74</b>
Carichi variabili Q				
Destinazione d'uso		Carico variabile Q [KN/m <sup>2</sup> ]		
Uffici aperti al pubblico		<b>3,00</b>		

Figura 97- Analisi dei carichi solaio interpiano

Si è scelto di utilizzare, per il carico di un solaio in lamiera grecata un valore tabellato, in modo da evitare il calcolo del volume di getto in C.A. in ciascuna greca.


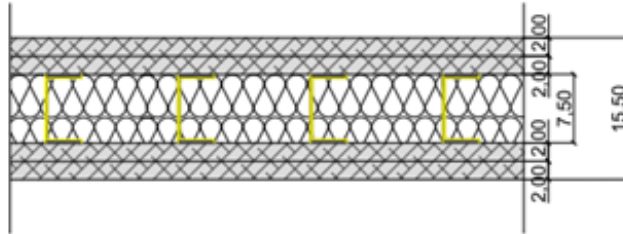
Carichi netti in Kg/m <sup>2</sup>				ℓ luci in m										
condizioni di carico	altezza cm	spessore mm	peso Kg/m <sup>2</sup>	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00
	SOLETTA 4,5 cm. Hr = 12 cm.	0,6	170	1953	1390	1024	774	594	462	361	282	220	170	128
		0,7	171	2256	1612	1194	908	703	551	435	346	274	217	170
		0,8	173	2551	1829	1360	1038	808	638	508	408	328	263	210
		1,0	175	3121	2246	1679	1290	1011	805	649	527	430	352	288
		1,2	178	3668	2648	1986	1531	1027	966	784	641	528	437	363
	freccia cm			0,19	0,26	0,34	0,44	0,54	0,65	0,77	0,91	1,05	1,21	1,38

Figura 98- Tabella di valutazione peso al metro quadro della lamiera grecata e del cls. tra le greche

Per la scelta del divisorio interno, si è optato per una soluzione a secco di KNAUF, ad orditura metallica e doppio rivestimento.



**Figura 99- Stratigrafia divisorio interno: K235- Parete Knauf ad orditura metallica e doppio rivestimento**

Il produttore fornisce il peso al metro quadro di superficie:  $68 \text{ kg/m}^2 = 0,68 \text{ kN/m}^2$

Considerando l'interpiano progettuale di 2,6m. È possibile determinare il peso totale al metro lineare del tramezzo moltiplicando il peso al metro quadro e l'altezza interpiano: vale:  $2,6 * 0,68 = 1,768 \text{ kN/m}$

Dalla tabella delle NTC-18, è consentito passare da un carico al metro lineare ad un carico ripartito su una superficie “... Per gli orizzontamenti degli edifici per abitazioni e per uffici, il peso proprio di elementi divisorii interni potrà essere ragguagliato ad un carico permanente uniformemente distribuito  $g_2$ , purché vengano adottate le misure costruttive atte ad assicurare un'adeguata ripartizione del carico ...”

Ne deriva che il peso ripartito delle partizioni vale:  $0,80 \text{ kN/m}^2$

- |   |                            |                                     |                                 |
|---|----------------------------|-------------------------------------|---------------------------------|
| - | per elementi divisorii con | $G_2 \leq 1,00 \text{ kN/m}$        | : $g_2 = 0,40 \text{ kN/m}^2$ ; |
| - | per elementi divisorii con | $1,00 < G_2 \leq 2,00 \text{ kN/m}$ | : $g_2 = 0,80 \text{ kN/m}^2$ ; |
| - | per elementi divisorii con | $2,00 < G_2 \leq 3,00 \text{ kN/m}$ | : $g_2 = 1,20 \text{ kN/m}^2$ ; |
| - | per elementi divisorii con | $3,00 < G_2 \leq 4,00 \text{ kN/m}$ | : $g_2 = 1,60 \text{ kN/m}^2$ ; |
| - | per elementi divisorii con | $4,00 < G_2 \leq 5,00 \text{ kN/m}$ | : $g_2 = 2,00 \text{ kN/m}^2$ . |

**Figura 100- Estratto NTC-18: correlazione tra  $g_2$ , tra carico uniformemente distribuito, e  $G_2$ , peso proprio per unità di lunghezza delle ripartizioni.**

Antecedentemente al predimensionamento agli stati limite delle parti strutturali, è necessaria definire l'area di influenza del singolo travetto, rispetto alla quale si passerà da un carico al metro quadro al medesimo al metro lineare.

Si ipotizza una luce del travetto di 6,25m ed un interasse di 1m. L'area di influenza del singolo travetto avrà una larghezza di 1m e sarà del tipo:

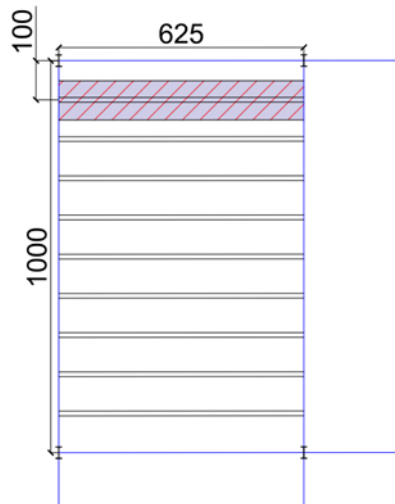


Figura 101- Area di influenza singolo travetto

Dopo aver definito l'area di influenza del singolo travetto, si può passare da  $kN/m^2$  a  $kN/m$ :

$G_1 = (1,7 \text{ kN}/m^2 + 0,491 \text{ kN}/m^2) * 1m = 2,191 \text{ kN}/m$  (si suppone, di massima, che il travetto abbia un'altezza di  $h = \text{luce} / 20 = 625 / 20 = 31,25\text{cm}$ . Per assolvere quell'altezza di calcolo, si considera una trave IPE 330, che presenta un peso proprio pari a  $49,1 \text{ kg}/m = 0,491 \text{ kN}/m$ , da sagomario ITALSIDER)

$$G_2 + Q = (3,74 \text{ kN}/m^2 + 3 \text{ kN}/m^2) * 1m = 6,74 \text{ kN}/m$$

Allo Stato Limite Ultimo la combinazione da adoperare è quella fondamentale, come imposto dall'ente normatore (al capitolo [2.5.3.] delle NTC-18), e vale:

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + P + \gamma_q \cdot Q_{k1} + \sum_{(i>1)} \gamma_q \cdot \Psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Dove i termini che compaiono nella combinazione sono definiti come:

- $G_1$  valore nominale delle azioni permanenti strutturali;
- $G_2$  valore nominale delle azioni permanenti non strutturali;
- $P$  valore nominale delle azioni di precompressione;
- $Q_{k1}$  valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- $Q_{ki}$  valore caratteristico delle altre azioni variabili;
- $\Psi_{0i}$  coefficienti di combinazione di non concomitanza delle azioni variabili (ricavabili dalla tabella 2.5.I. delle NTC-18);
- $\gamma_{G1}$ ,  $\gamma_{G2}$ ,  $\gamma_q$  coefficienti amplificativi delle azioni di combinazione (ricavabili dalla tabella 2.6.1. delle NTC-18)

**Tab. 2.6.1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU**

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

**Figura 102- Coefficienti per le azioni nelle verifiche allo SLU: estratto da norma**

**Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione**

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
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 – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ 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

**Figura 103- Valori dei coefficienti di combinazione: estratto di norma**

Si considerano i carichi permanenti strutturali come azioni sfavorevoli, per cui moltiplicate per il coefficiente amplificativo 1,3, a loro volta anche i carichi permanenti non strutturali e variabili saranno moltiplicati per il coefficiente amplificativo 1,5. Per questa situazione di progetto l'unico carico variabile agente è quello derivante dalla destinazione d'uso; per cui la combinazione sarà:

$$\begin{aligned}
 F_{d,SLU} &= 1,3 * G_1 + 1,5 * (G_2 + Q) = 1,3 * 2,191 \text{ kN/m} + 1,5 * 6,74 \text{ kN/m} \\
 &= 12,96 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$



Si procede con il calcolo del carico di progetto allo SLE.

Allo stato limite d'esercizio, la norma richiede che sia eseguito il calcolo e verifica della freccia massima secondo la combinazione di carico rara (al capitolo [2.5.3.] delle NTC-18); che prevede:

$$F_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Tutti i carichi permanenti con il loro valore caratteristico;
- Le azioni variabili principali con il loro valore caratteristico (l'unico carico variabile agente è quello derivante dalla destinazione d'uso, per cui verrà preso senza alcuna riduzione);
- Le altre azioni variabili moltiplicate per il coefficiente  $\Psi_{1,i}$  (in questo caso saranno assenti, poiché abbiamo un unico carico variabile).

Per cui, si ricava dalla combinazione il carico di progetto allo SLE, che varrà:

$$F_{d,SLE} = G_1 + G_2 + Q = 2,191 + 3,74 + 3 = 8.932 \text{ kN/m}$$

### **Progetto allo SLU:**

La verifica allo SLU prevede il confronto tra il momento flettente sollecitante ( $M_{ed}$ ) e il momento flettente resistente di progetto della sezione ( $M_{rd}$ ):

$$M_{ed} \leq M_{rd}$$

Proseguiamo con il calcolo di  $M_{ed}$ . L'arcareccio è di per sé schematizzabile come una trave in semplice appoggio con carico distribuito; per cui il momento massimo si raggiunge in mezzzeria e vale:

$$M_{ed} = \frac{F_{d,SLU} \cdot l^2}{8} = \frac{12,96 \cdot 6,25^2}{8} = 63,282 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ipotizzando di utilizzare un acciaio S235; la tensione di snervamento di progetto vale:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M_0}} = \frac{235 \text{ N/mm}^2}{1,05} = 224 \text{ N/mm}^2$$

Il modulo di resistenza, minimo, della sezione vale:

$$W_{min} = \frac{M_{ed}}{f_{yd}} = \frac{63,282 * 10^6 \text{ N} * \text{mm}}{224 \text{ N/mm}^2} = 282,5 \text{ cm}^3$$

Il progetto del travetto dell'orditura secondario si esegue scegliendo un profilo tale per cui il modulo di resistenza plastico della sezione (fornito dal produttore) sia maggiore di quello di progetto ottenuto dai calcoli:

Profilo	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)	r2 (mm)	A (cm2)	Iy (cm4)	Iz (cm4)	Wy (cm3)	Wz (cm3)	Wpl,y (cm3)	Wpl,z (cm3)	Iy (cm)	Iz (cm)	JT (cm4)	Iw (cm6)
IPE 80	6	80	46	3.8	5.2	5	0	7.64	80.14	20.03	23.22	3.24	8.49	3.69	5.82	1.05	0.7	120
IPE 100	8.1	100	55	4.1	5.7	7	0	10.32	171	34.2	39.41	4.07	15.92	5.79	9.15	1.24	1.2	350
IPE 120	10.4	120	64	4.4	6.3	7	0	13.21	317.8	52.96	60.73	4.9	27.67	8.65	13.58	1.45	1.74	890
IPE 140	12.9	140	73	4.7	6.9	7	0	16.43	541.2	77.32	88.34	5.74	44.92	12.31	19.25	1.65	2.45	1980
IPE 160	15.8	160	82	5	7.4	9	0	20.09	869.3	108.7	123.9	6.58	68.31	16.66	26.1	1.84	3.6	3960
IPE 180	18.8	180	91	5.3	8	9	0	23.95	1317	146.3	166.4	7.42	100.9	22.16	34.6	2.05	4.79	7430
IPE 200	22.4	200	100	5.6	8.5	12	0	28.48	1943	194.3	220.6	8.26	142.4	28.47	44.61	2.24	6.98	12990
IPE 220	26.2	220	110	5.9	9.2	12	0	33.37	2772	252	285.4	9.11	204.9	37.25	58.11	2.48	9.07	22670
IPE 240	30.7	240	120	6.2	9.8	15	0	39.12	3892	324.3	366.6	9.97	283.6	47.27	73.92	2.69	12.88	37390
IPE 270	36.1	270	135	6.6	10.2	15	0	45.94	5790	428.9	484	11.23	419.9	62.2	96.95	3.02	15.94	70580
IPE 300	42.2	300	150	7.1	10.7	15	0	53.81	8356	557.1	628.4	12.46	603.8	80.5	125.2	3.35	20.12	125900
IPE 330	49.1	330	160	7.5	11.5	18	0	62.61	11770	713.1	804.3	13.71	788.1	98.52	153.7	3.55	28.15	199100
IPE 360	57.1	360	170	8	12.7	18	0	72.73	16270	903.6	1019	14.95	1043	122.8	191.1	3.79	37.32	313600

Figura 104- Tabella caratteristiche geometriche e meccaniche di sezione

Si opta per una trave IPE 220, per cui  $W_{pl,y} = 285,4 \text{ cm}^3 > W_{min} = 282,5 \text{ cm}^3$

### Progetto allo SLE:

Il controllo deformativo allo Stato Limite Esercizio (SLE) è cruciale per i telai in acciaio, considerando che l'acciaio presenta una notevole deformabilità. Questa caratteristica richiede un'attenzione specifica nelle verifiche di deformazione, vibrazione e deformabilità complessiva della struttura.

In particolare, le verifiche di deformazione devono garantire che le deformazioni restino entro limiti accettabili per evitare problemi di funzionalità e sicurezza. Inoltre, le analisi di vibrazione sono fondamentali per valutare l'impatto di carichi dinamici, come quelli dovuti a vento o attività sismiche, che possono amplificare le deformazioni. Infine, è essenziale considerare l'interazione tra i vari elementi

strutturali e le loro risposte sotto carico, per assicurare una distribuzione equilibrata delle tensioni e mantenere l'integrità della struttura.

Un approccio integrato che combina modelli analitici e simulazioni numeriche può essere utile per ottenere valutazioni più accurate e garantire che le strutture in acciaio siano progettate per soddisfare i requisiti prestazionali richiesti.

Il controllo che impone la normativa allo SLE è sulle deformazioni, in particolare si andrà a confrontare il valore di freccia massima della sezione ottenuto dal progetto, con i valori di riferimento forniti dalla normativa:

- Freccia totale  $\leq \frac{l}{250}$
- Freccia dovuta al carico variabile  $\leq \frac{l}{300}$

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.*

**Figura 105- Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato: estratto di norma (Tab. 4.2.XII)**

Continuando ad usare la modellazione del travetto come trave semplicemente appoggiata, si ha che la freccia massima vale (tra le due frecce derivanti da applicazioni di carichi diversi, si opta per quella più restrittiva, cioè quella dovuta a carico variabile):

$$f_{max} = \frac{5}{384} * \frac{F_{d,SLE} * l^4}{E * I} \leq \frac{l}{300}$$

L'incognita che si ricava dalla disequazione è il momento d'inerzia proprio della sezione, che varrà:

$$I \geq \frac{5}{384} * \frac{F_{d,SLE} * l^3}{E} * 300 = \frac{5}{384} * \frac{8,932 \text{ N/mm} * 6250^3 \text{ mm}^3}{210000 \text{ N/mm}^2} * 300 = 4056,38 \text{ cm}^4$$

Confrontando il momento di inerzia di progetto con quello del produttore, la IPE che rispetta la verifica è una IPE 270 ( $I=5790 \text{ cm}^4$ ).

La decisione di passare da un profilo IPE 220 a un IPE 270, nonostante il profilo più piccolo soddisfacesse le richieste di carico per lo Stato Limite Ultimo (SLU), è una scelta prudente e ragionevole.

Questo approccio conservativo è motivato da diversi fattori:

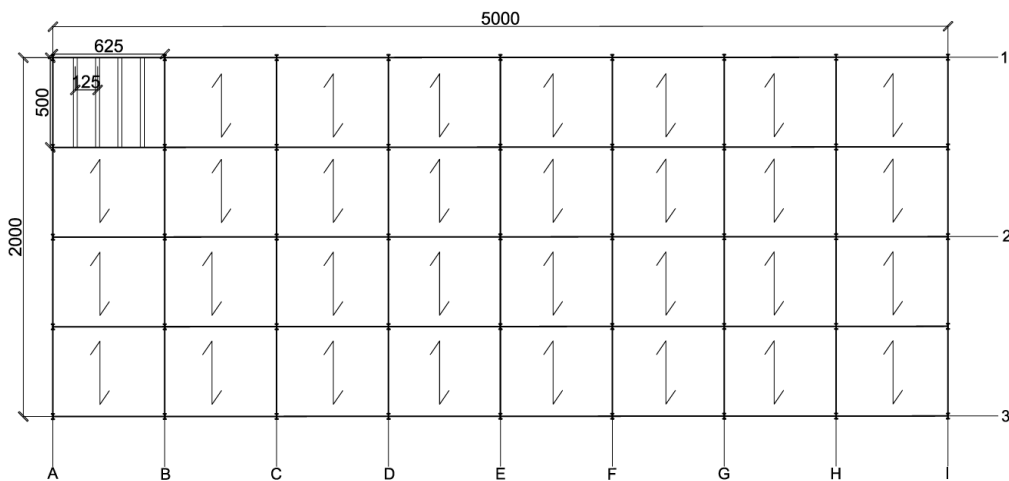
1. Verifiche di Deformazione: Il profilo IPE 270 offre una maggiore rigidezza e, quindi, una minore deformazione sotto carico. Ciò è particolarmente importante per garantire che le deformazioni rientrino nei limiti accettabili allo Stato Limite Esercizio (SLE).
2. Sicurezza Strutturale: L'adozione di un profilo più robusto contribuisce a migliorare la sicurezza complessiva della struttura, riducendo il rischio di fenomeni di instabilità o cedimenti.
3. Vibrazioni e Comfort: Un profilo più grande può contribuire a una migliore risposta alle vibrazioni, migliorando il comfort degli occupanti e la funzionalità degli spazi.
4. Previsione di Carichi Aggiuntivi: Optare per un profilo più ampio permette di avere una maggiore riserva di capacità strutturale nel caso di eventuali carichi imprevisti o modifiche future.

Tuttavia, un profilo IPE 270 risulta essere una scelta eccessivamente sovradimensionata per i cicli di carico cui la struttura è sottoposta durante il suo periodo di vita nominale.

Per questo motivo si va a modificare l'impostazione della carpenteria (in accordo con l'architettonico) riducendo le luci tra i pilastri in entrambe le direzioni, ma incrementando l'interasse tra i travetti da 1m a 1,25m.

### 3.2.2. Indagine di carpenteria: seconda proposta

Si propone una disposizione dei pilastri in pianta che prevede colonne con luci di 6,25m (nella direzione x) e di 5m (nella direzione y):



**Figura 105- Carpenteria seconda proposta**

In questa nuova configurazione, il travetto dovrà ricoprire una luce di 5m e presenta un interasse di 1,25m. L'area di influenza del singolo travetto per cui varrà 5mx1,25m.

Dopo aver definito l'area di influenza del singolo travetto, si può passare da un carico in  $\text{kN/m}^2$  ad un carico lineare in  $\text{kN/m}$ :

$G_1 = (1,7 \text{ kN/m}^2 + 0,361 \text{ kN/m}^2) * 1,25\text{m} = 2,576 \text{ kN/m}$  (si suppone, di massima, che il travetto abbia un'altezza di  $h = \text{luce}/20 = 500/20 = 25\text{cm}$ . Per cui si considera una trave IPE 270, che presenta un peso proprio pari a  $36,1 \text{ kg/m} = 0,361 \text{ kN/m}$ , da sagomario ITALSIDER)

$$G_2 + Q = (3,74 \text{ kN/m}^2 + 3 \text{ kN/m}^2) * 1,25 \text{ m} = 8,425 \text{ kN/m}$$

Procedendo alla medesima maniera illustrata nel paragrafo precedente, si vanno a calcolare i carichi di progetto allo SLU e SLE:

Il carico totale di progetto allo SLU vale, da combinazione:

$$\begin{aligned} F_{d,SLU} &= 1,3 * G_1 + 1,5 * (G_2 + Q) = 1,3 * 2,576 + 1,5 * 8,425 \\ &= 15,986 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Allo stesso modo, si procede con il calcolo del carico di progetto allo SLE:

$$F_{d,SLE} = G_1 + G_2 + Q = 2,576 + 8,425 = 11 \text{ kN/m}$$

### **Progetto allo SLU:**

La verifica allo SLU prevede il confronto tra il momento flettente sollecitante ( $M_{ed}$ ) e il momento flettente resistente della sezione ( $M_r$ ):

$$M_{ed} \leq M_r$$

Proseguiamo con il calcolo di  $M_{ed}$ . L'arcareccio è schematizzabile come una trave in semplice appoggio con carico distribuito; per cui il momento massimo si raggiunge in mezzera e vale:

$$M_{ed} = \frac{F_{d,SLU} * l^2}{8} = \frac{15,986 * 5^2}{8} = 49,956 \text{ kN} * \text{m}$$

Ipotizzando di utilizzare un acciaio S235; la tensione di snervamento di progetto vale:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M_0}} = \frac{235 \text{ N/mm}^2}{1,05} = 224 \text{ N/mm}^2$$

Il modulo di resistenza, minimo, della sezione vale:

$$W_{min} = \frac{M_{ed}}{f_{yd}} = \frac{49,956 * 10^6 \text{ N} * \text{mm}}{224 \text{ N/mm}^2} = 223 \text{ cm}^3$$

Si sceglierà un profilo tale per cui il modulo di resistenza plastico della sezione (fornito dal produttore) sia maggiore di quello di progetto ottenuto dai calcoli.

Il profilo che soddisfa il confronto tra i moduli di resistenza plastici è la IPE 220, per cui  $W_{pl,y} = 285,4 \text{ cm}^3 > W_{min} = 223 \text{ cm}^3$

### **Progetto allo SLE:**

Il controllo che impone la normativa allo SLE è sulle deformazioni, in particolare si andrà a confrontare il valore di freccia massima della sezione ottenuto dal progetto, con i valori di riferimento forniti dalla normativa:

- Freccia totale  $\leq \frac{l}{250}$
- Freccia dovuta al carico variabile  $\leq \frac{l}{300}$

Continuando ad usare la modellazione del travetto come trave semplicemente appoggiata, si ha che la freccia massima vale (tra le due frecce derivanti da applicazioni di carichi diversi, si opta per quella più restrittiva, cioè quella dovuta a carico variabile):

$$f_{max} = \frac{5}{384} * \frac{F_{d,SLE} * l^4}{E * I} \leq \frac{l}{300}$$

L'incognita che si ricava dalla disequazione è il momento d'inerzia proprio della sezione, che varrà:

$$I \geq \frac{5}{384} * \frac{F_{d,SLE} * l^3}{E} * 300 = \frac{5}{384} * \frac{11 \text{ N/mm} * 5000^3 \text{ mm}^3}{210000 \text{ N/mm}^2} * 300 = 2557,66 \text{ cm}^4$$

Confrontando il momento di inerzia di progetto con quello del produttore, la IPE che rispetta la verifica è una IPE 220 ( $I=2772 \text{ cm}^4$ ).

Per entrambe le verifiche con la freccia, è sufficiente una IPE220.

### 3.2.3. Controlli SLU e SLE sul travetto di solaio

Si eseguono adesso i controlli tensionali, allo SLU, e deformativi, allo SLE, per un travetto di solaio IPE220.

#### 3.2.3.1. *Controlli allo Stato Limite Ultimo*

I controlli da eseguire allo Stato Limite Ultimo (SLU) sono fondamentali per garantire la sicurezza e l'affidabilità degli elementi strutturali. Questi controlli mirano a valutare diversi aspetti del comportamento strutturale:

1. Verifica delle Tensioni: Si devono confrontare le tensioni massime indotte dai carichi applicati con le tensioni ammissibili del materiale, considerando anche i coefficienti di sicurezza appropriati.
2. Verifica della Stabilità: È necessario valutare la stabilità globale della struttura, inclusa l'analisi contro il buckling (instabilità locale o globale) degli elementi compressi.
3. Verifica dei Giunti: I giunti tra gli elementi strutturali devono essere verificati per assicurare che possano trasmettere le forze senza cedimenti o rotture.
4. Verifica delle Resistenze a Fatica: Per elementi soggetti a cicli di carico ripetuti, è essenziale valutare la resistenza a fatica, che considera l'effetto delle sollecitazioni cicliche nel tempo.
5. Analisi della Tolleranza alle Eccentricità: È importante verificare come le forze eccentriche possano influenzare la distribuzione delle tensioni e delle deformazioni.
6. Controllo delle Condizioni Ambientali: In alcuni casi, è necessario considerare gli effetti di condizioni ambientali, come la corrosione o l'azione di agenti atmosferici, sulla resistenza e sulla durabilità degli elementi strutturali.



Nel caso in esame, verranno eseguiti, allo Stato Limite Ultimo, controlli tensionali a flessione e a taglio.

Il **controllo flessionale** prevede, come precedentemente spiegato, il confronto tra il momento flettente sollecitante ( $M_{ed}$ ) e il momento flettente resistente di progetto della sezione IPE 220 ( $M_{rd}$ ):

$$M_{ed} \leq M_{rd}$$

$$M_{rd} = f_{yd} * W_{pl,y} = 224 \text{ N/mm}^2 * 285,4 \text{ cm}^3 = 63,93 \text{ kN} * \text{m}$$

Il valore della resistenza di progetto a flessione è valutato con riferimento ad una sezione di classe 1, per cui il coefficiente  $\gamma_{M0} = 1,05$  (NTC-18 4.2.4.1.2.3)

Dal confronto tra il momento sollecitante di progetto (calcolato nella sezione precedente) e quello resistente, si evince che la sezione verifica allo SLU:

$$M_{ed} = 49,956 \text{ kN} * \text{m} \leq M_{rd} = 63,93 \text{ kN}$$

Va eseguito inoltre il **controllo a taglio** della sezione (*in assenza di torsione*).

Nell'analisi delle sollecitazioni tangenziali si dovrebbe ricorrere all'analisi proposta da Jourawsky; nella pratica progettuale in realtà si fa assorbire la sollecitazione di taglio alla sola anima della sezione IPE, restando comunque a favore di sicurezza.

Nel nostro caso il taglio sollecitante vale (rispettando il classico schema di trave in semplice appoggio, il taglio massimo si attinge agli appoggi):

$$V_{Ed} = T_{max} = \frac{F_{d,SLU} * l}{2} = \frac{12,96 \text{ kN/m} * 5\text{m}}{2} = 32,4 \text{ kN}$$

#### 4.2.4.1.2.4 Taglio

Il valore di progetto dell'azione tagliante  $V_{Ed}$  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

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

Figura 106- Formulazione del controllo a taglio in assenza di torsione

- $A_v$  è l'area resistente a taglio. Per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si può assumere che  $A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_f + 2 \cdot r) \cdot t_f$

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 delle ali.

Per un profilo IPE 220, dalle tabelle fornite da sagomario, i parametri geometrici necessari per il calcolo dell'area resistente di taglio valgono:

- $A = 33,4 \text{ cm}^2$ ;
- $b = 110 \text{ mm}$ ;
- $t_f = 9,2 \text{ mm}$ ;
- $r = 12 \text{ mm}$ ;
- $t_w = 5,9 \text{ mm}$

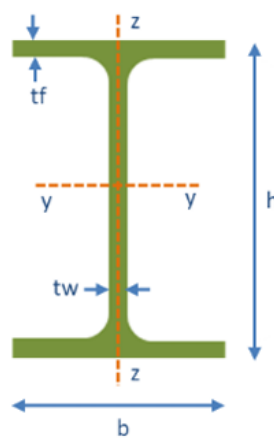


Figura107-Caratteristiche geometriche profile IPE

Il calcolo della resistenza di progetto a taglio, dunque, varrà (riprendendo la formula [4.2.17.] di normativa):

$$V_{c,Rd} = \frac{[A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_f + 2 \cdot r) \cdot t_f] \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} =$$

$$\frac{[33,4 \cdot 10^2 \text{ mm}^2 - 2 \cdot 110 \text{ mm} \cdot 9,2 \text{ mm} + (9,2 \text{ mm} + 2 \cdot 12 \text{ mm}) \cdot 9,2 \text{ mm}] \cdot 235 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,05} =$$

$$209,52 \text{ KN}$$

Dal confronto tra il taglio sollecitante di progetto e quello resistente, si evince che la sezione verifica allo SLU:

$$V_{Ed} = 32,4 \text{ kN} \leq V_{c,Rd} = 209,52 \text{ KN}$$

Si esegue in aggiunta anche il **controllo a taglio** della sezione *in presenza di torsione*:

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

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

Figura 108- Formulazione del controllo a taglio in presenza di torsione

dove  $\tau_{t,Ed}$  è la tensione tangenziale massima dovuta alla torsione uniforme.

La sezione dei profilati di acciaio, con esclusione di quelli con sezione tubolare, è costituita di rettangoli con larghezza “b” e con spessori differenti “ $t_f$ ”; la tensione massima per torsione si verifica lungo i bordi del rettangolo con lo spessore maggiore “ $t_{f,max}$ ” e viene calcolata con la relazione:

$$\tau_{t,Ed} = \frac{3 \cdot M_{ed} \cdot t_f}{\sum_{i=1}^{i=3} (b \cdot t_{fi}^3)}$$

È da rilevare che le sezioni aperte, come sono quelle dei profilati, hanno una resistenza molto scarsa a torsione, resistenza che si riduce ancora quando la torsione è accompagnata anche da un, sia pure limitato, momento flettente.

$$\tau_{t,Ed} = \frac{3 \cdot 49,956 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \cdot 9,2 \text{ mm}}{2 \cdot 110 \text{ mm} \cdot 9,2^3 \text{ mm}^3 + (110 \text{ mm} - 2 \cdot 9,2 \text{ mm}) \cdot 5,9^3 \text{ mm}^3} = 72,52 \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

La resistenza a taglio del profilo, opportunamente ridotta vale:

$$V_{c,Rd,red} = V_{c,Rd} \cdot \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1,25 \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})}} = 221,53 \cdot 10^3 \text{ N} \cdot$$

$$\sqrt{1 - \frac{72,52 \text{ N} \cdot \text{mm}^2}{1,25 \cdot 235 \text{ N/mm}^2 / (\sqrt{3} \cdot 1,05)}} = 164,44 \text{ KN}$$

Dal confronto tra il taglio sollecitante di progetto e quello resistente, in presenza di torsione, si evince che la sezione verifica allo SLU:

$$V_{Ed} = 32,4 \text{ kN} \leq V_{c,Rd} = 164,44 \text{ KN}$$

Il controllo a taglio risulta essere ampiamente verificato.

Si valuta ora l'esecuzione di un **controllo combinato di flessione e taglio**:

#### 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

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

Figura 109- Controllo flessione e taglio combinati, formulazione da normativa

Nel presente caso:

$$V_{Ed} = 32,4 \text{ kN}$$

$$V_{c,Rd} = 164,44 \text{ KN}$$

Si evince dunque che  $V_{Ed} \leq 0,5 * V_{c,Rd}$ , per cui si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

### 3.2.3.2. Controlli allo Stato Limite d'Esercizio

Il controllo deformativo allo SLE si articola nel confronto del valore di freccia massima della trave, nel caso di combinazione con tutti i carichi agenti e di soli carichi variabili agenti, con il valore fornito da normativa.

Per una IPE 220, l'abbassamento massimo totale vale:

$$f_{max} = \frac{5}{384} * \frac{F_{d,SLE} * l^4}{E * I} = \frac{5}{384} * \frac{11 \text{ N/mm} * 5000^4 \text{ mm}^4}{210000 \text{ N/mm}^2 * 2772 * 10^4 \text{ mm}^4} = 15,378 \text{ mm}$$

La freccia ammissibile vale:  $l/250 = 5000/250 = 20 \text{ mm}$

Per cui, dal confronto tra la freccia massima e la freccia ammissibile, si deduce che la sezione verifica anche allo SLE:

$$f_{max} = 15,378 \text{ mm} \leq l/250 = 20 \text{ mm}$$

Eseguiamo ora la verifica dell'abbassamento dovuto ai soli carichi variabili:

$$f_{max} = \frac{5}{384} * \frac{Q_k * l^4}{E * I} = \frac{5}{384} * \frac{(3 \text{ kN/m}) * 5000^4 \text{ mm}^4}{210000 \text{ N/mm}^2 * 2772 * 10^4 \text{ mm}^4} = 5,24 \text{ mm}$$

La freccia ammissibile vale:  $l/300 = 16,67mm$

Per cui, dal confronto tra la freccia massima e la freccia ammissibile, si deduce che la sezione verifica anche allo SLE:

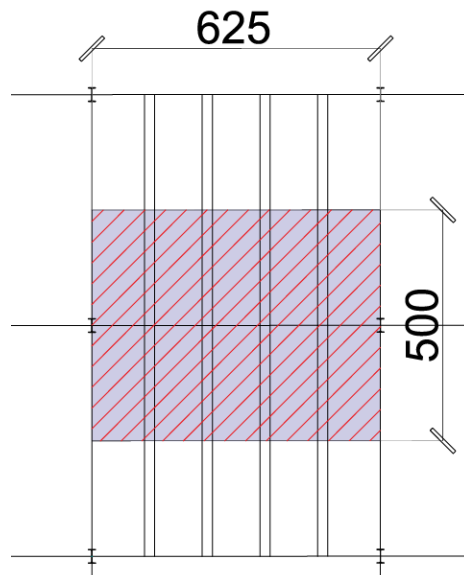
$$f_{max} = 5,24mm \leq \frac{l}{300} = 16,67mm$$

Si può ritenere valida la seconda alternativa di progetto con una disposizione più favorevole di pilastri in pianta e l'utilizzo di IPE 220 come orditura principale del solaio.

#### 3.2.4. Predimensionamento della trave principale

Si prosegue con il progetto della trave principale. Si considera come trave principale quella portante, cioè, caricata sia dal solaio che dal peso proprio.

L'area d'influenza della trave viene schematizzata considerando metà del solaio superiore e metà del solaio inferiore insistenti su di essa:



**Figura 110- Area di influenza della trave**

Lo schema di riferimento è quello di trave incernierata ai pilastri di bordo caricata da carico uniformemente distribuito (rappresentante del peso proprio della trave) e da carico uniformemente concentrato (rappresentante dei travetti di solaio che arrivano sulla trave).



Figura 111- Schematizzazione carichi agenti sulla trave

Si considera in prima analisi il carico  $P$  come il carico gravante sui travetti ad entrambi gli stati limite. Per cui il carico  $P$  è il carico lineare di progetto agente sulla trave secondaria ( $F_{d,SLU}; F_{d,SLE}$ ).

### Progetto allo SLU:

La risultante di carico concentrato derivante dagli 8 travetti di solaio, può essere calcolata come:

$$P_d = 8 * P * l/2 = 8 * F_{d,SLU} * l/2 = 8 * 15,986 * 5/2 = 319,72 \text{ kN}$$

Per valutare il peso proprio della trave ( $Q_{pp,trave}$ ), si considera in linea di massima un elemento con altezza pari a:  $h/20 = 625/20 = 31,25 \text{ cm}$ , che corrisponde ad una trave HE-340A, il cui peso proprio vale (da sagomario):  $105 \text{ kg/m} = 1,05 \text{ kN/m}$ .

Dallo schema di trave incernierata agli estremi, si ricavano i seguenti schemi del taglio e del momento, considerando separatamente gli effetti del carico concentrato in mezzeria e del carico distribuito:

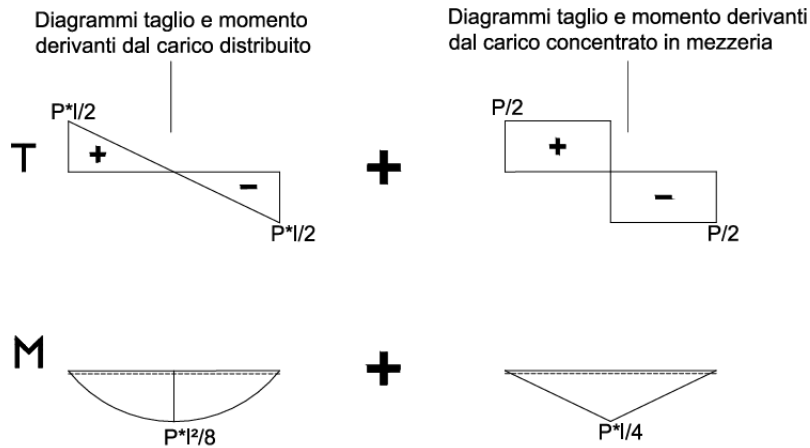


Figura 112- Diagrammi T e M nelle due configurazioni di carico

Si prosegue con il calcolo delle sollecitazioni massime di taglio e momento applicando il principio di sovrapposizione degli effetti per le due combinazioni di carico (i valori di taglio e momento derivanti dal peso della trave, dovranno considerare la sollecitazione esterna opportunamente amplificata tramite i coefficienti dello SLU).

I valori massimi valgono:

$$T_{max} = \frac{1,3 \cdot Q_{pp, trave} \cdot l}{2} + \frac{P_d}{2} = \frac{1,3 \cdot 1,05 \text{ kN/m} \cdot 6,25 \text{ m}}{2} + \frac{319,72 \text{ kN}}{2} = \mathbf{164,126 \text{ kN}}$$

$$M_{max} = \frac{1,3 \cdot Q_{pp, trave} \cdot l^2}{2} + \frac{P_d \cdot l}{2} = \frac{1,3 \cdot 1,05 \text{ kN/m} \cdot 6,25^2 \text{ m}^2}{8} + \frac{319,72 \text{ kN} \cdot 6,25 \text{ m}}{4} =$$

**506,2275 kNm**

Si opera, analogamente a quanto fatto con la trave secondaria, al predimensionamento dell'elemento: si sceglie di utilizzare un profilo di tipo HEA, poiché i carichi agenti sono significativi. Se si optasse per una trave IPE, si prevedrebbe che l'altezza ottenuta possa entrare in conflitto con i requisiti architettonici da rispettare.



Allo SLU il momento di progetto vale:

$$M_{ed} = M_{max} = 506,2275 \text{ kN} * m$$

Ipotizzando di utilizzare un acciaio S235; la tensione di snervamento di progetto vale:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M_0}} = \frac{235 \text{ N/mm}^2}{1,05} = 224 \text{ N/mm}^2$$

Il modulo di resistenza, minimo, della sezione vale:

$$W_{min} = \frac{M_{ed}}{f_{yd}} = \frac{506,2275 * 10^6 \text{ N} * mm}{224 \text{ N/mm}^2} = 2259,94 \text{ cm}^3$$

Si sceglierà un profilo tale per cui il modulo di resistenza plastico della sezione (fornito dal produttore) sia maggiore di quello di progetto ottenuto dai calcoli:

Si sceglie una HE-400A, per cui  $W_{pl,y} = 2562 \text{ cm}^3 > W_{min} = 2259,94 \text{ cm}^3$

Profilo	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)	r2 (mm)	A (cm2)	Iy (cm4)	Wy (cm3)	Wpl,y (cm3)	Iy (cm)	Iz (cm4)	Wz (cm3)	Wpl,z (cm3)	Iz (cm)	JT (cm4)	Iw (cm6)
HE 400 A	125	390	300	11	19	27	0	159	45070	2311	2562	16.84	8564	570.9	872.9	7.34	189	2942000
HE 450 A	140	440	300	11.5	21	27	0	178	63720	2896	3216	18.92	9465	631	965.5	7.29	243.8	4148000
HE 500 A	155	490	300	12	23	27	0	197.5	86970	3550	3949	20.98	10370	691.1	1059	7.24	309.3	5643000
HE 550 A	166	540	300	12.5	24	27	0	211.8	111900	4146	4622	22.99	10820	721.3	1107	7.15	351.5	7189000
HE 600 A	178	590	300	13	25	27	0	226.5	141200	4787	5350	24.97	11270	751.4	1156	7.05	397.8	8978000
HE 650 A	190	640	300	13.5	26	27	0	241.6	175200	5474	6136	26.93	11720	781.6	1205	6.97	448.3	11030000
HE 700 A	204	690	300	14.5	27	27	0	260.5	215300	6241	7032	28.75	12180	811.9	1257	6.84	513.9	13350000
HE 800 A	224	790	300	15	28	30	0	285.8	303400	7682	8699	32.58	12640	842.6	1312	6.65	596.9	18290000
HE 900 A	252	890	300	16	30	30	0	320.5	422100	9485	10810	36.29	13550	903.2	1414	6.5	736.8	24960000
HE 1000 A	272	990	300	16.5	31	30	0	346.8	553800	11190	12820	39.96	14000	933.6	1470	6.35	822.4	32070000

Figura 113- Caratteristiche geometriche e fisiche di diversi profili HEA

### Progetto allo SLE:

Nel progetto allo SLE, si va a determinare l'abbassamento massimo verticale, e lo si confronta con i valori forniti da normativa (si considera la voce "solai in generale"):

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.*

Figura 114- Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato

La freccia massima per una campata caricata da carico distribuito e da carico concentrato, sovrapponendo gli effetti derivanti dalle due configurazioni, vale:

$$f_{max} = \frac{5}{384} * \frac{Q_{pp,trave}' * l^4}{E * I} + \frac{1}{48} * \frac{F_{d,SLE} * l^3}{E * I} \leq \frac{l}{300}$$

Dove:

- $Q_{pp,trave}' =$  carico di progetto per il peso proprio della trave principale calcolato con i coefficienti allo SLE =  $1 * 1,05 \text{ kN/m} = 1,05 \text{ kN/m}$
- $F_{d,SLE}' =$  contributo di carico concentrato dovuto ai carichi permanenti delle travi secondarie che poggiano sulla principale, calcolato con i coefficienti allo SLE =  $11 \text{ kN/m} * 5\text{m} = 55\text{kN}$

Sostituendo si ottiene (l'incognita, nella fase di progetto allo SLE, è il momento d'inerzia della trave):

$$\frac{5}{384} * \frac{1,05 \text{ N/mm} * 6250^4 \text{ mm}^4}{210000 \text{ N/mm}^2 * I} + \frac{1}{48} * \frac{55000 \text{ N} * 6250^3 \text{ mm}^3}{210000 \text{ N/mm}^2 * I} \leq \frac{6250}{300}$$

$$I \geq \frac{300}{6250} * \left( \frac{5}{384} * \frac{1,05 \text{ N/mm} * 6250^4 \text{ mm}^4}{210000 \text{ N/mm}^2} + \frac{1}{48} * \frac{55 \text{ kN} * 6250^3 \text{ mm}^3}{210000 \text{ N/mm}^2} \right) = 6870,99 \text{ cm}^4$$

Da sagomario, la trave che soddisfa la richiesta di progetto allo SLE è una HE-240A, per cui il momento d'inerzia vale  $I_y = 7763 \text{ cm}^4$

Profilo	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)	r2 (mm)	A (cm2)	Iy (cm4)	Wy (cm3)	Wpl,y (cm3)	iy (cm)	Iz (cm4)	Wz (cm3)	Wpl,z (cm3)	iz (cm)	JT (cm4)	Iw (cm6)
HE 100 A	16.7	96	100	5	8	12	0	21.24	349.2	72.76	83.01	4.06	133.8	26.76	41.14	2.51	5.24	2580
HE 120 A	19.9	114	120	5	8	12	0	25.34	606.2	106.3	119.5	4.89	230.9	38.48	58.85	3.02	5.99	6470
HE 140 A	24.7	133	140	5.5	8.5	12	0	31.42	1033	155.4	173.5	5.73	389.3	55.62	84.85	3.52	8.13	15060
HE 160 A	30.4	152	160	6	9	15	0	38.77	1673	220.1	245.1	6.57	615.6	76.95	117.6	3.98	12.19	31410
HE 180 A	36	171	180	6	9.5	15	0	45.25	2510	293.6	324.9	7.45	924.6	102.7	156.5	4.52	14.8	60210
HE 200 A	42.3	190	200	6.5	10	18	0	53.83	3692	388.6	429.5	8.28	1336	133.6	203.8	4.98	20.98	108000
HE 220 A	50.5	210	220	7	11	18	0	64.34	5410	515.2	568.5	9.17	1955	177.7	270.6	5.51	28.46	193300
HE 240 A	60.3	230	240	7.5	12	21	0	76.84	7763	675.1	744.6	10.05	2769	230.7	351.7	6	41.55	328500
HE 260 A	68.2	250	260	7.5	12.5	24	0	86.82	10450	836.4	919.8	10.97	3668	282.1	430.2	6.5	52.37	516400
HE 280 A	76.4	270	280	8	13	24	0	97.26	13670	1013	1112	11.86	4763	340.2	518.1	7	62.1	785400
HE 300 A	88.3	290	300	8.5	14	27	0	112.5	18260	1260	1383	12.74	6310	420.6	641.2	7.49	85.17	1200000
HE 320 A	97.6	310	300	9	15.5	27	0	124.4	22930	1479	1628	13.58	6985	465.7	709.7	7.49	108	1512000
HE 340 A	105	330	300	9.5	16.5	27	0	133.5	27690	1678	1850	14.4	7436	495.7	755.9	7.46	127.2	1824000
HE 360 A	112	350	300	10	17.5	27	0	142.8	33090	1891	2088	15.22	7887	525.8	802.3	7.43	148.8	2177000

Figura 115- Caratteristiche geometriche e fisiche di diversi profili HEA

### 3.2.5. Controlli SLU e SLE sulla trave principale

Si eseguono adesso i controlli tensionali, allo SLU, e deformativi, allo SLE, per una trave HE-400A

( $W_{pl,y} = 2562 \text{ cm}^3$  ;  $I_y = 45070 \text{ cm}^4$ ).

Il **controllo flessionale** prevede, come precedentemente spiegato, il confronto tra il momento flettente sollecitante ( $M_{ed}$ ) e il momento flettente resistente di progetto della sezione HE-400A ( $M_{rd}$ ):

$$M_{ed} \leq M_{rd}$$

$$M_{rd} = f_{yd} * W_{pl,y} = 224 \text{ N/mm}^2 * 2562 \text{ cm}^3 = 573,89 \text{ kN} * m$$

Dal confronto tra il momento sollecitante di progetto e quello resistente, si evince che la sezione verifica allo SLU:

$$M_{ed} = 506,2275 \text{ kN} * m \leq M_{rd} = 573,89 \text{ kN}$$

Inoltre, va eseguito il **controllo a taglio** della sezione (*in assenza di torsione*).

Nel presente caso il taglio sollecitante vale (rispettando il classico schema di trave in semplice appoggio, il taglio massimo si attinge agli appoggi):

$$V_{ed} = T_{max} = 164,126 \text{ kN}$$

#### 4.2.4.1.2.4 **Taglio**

Il valore di progetto dell'azione tagliante  $V_{Ed}$  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

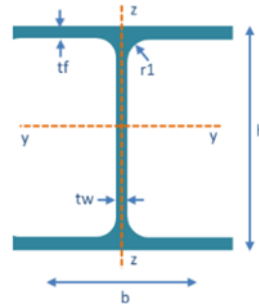
$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad [4.2.17]$$

Figura 116- Formulazione del controllo a taglio in assenza di torsione

- $A_v$  è l'area resistente a taglio. Per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si può assumere che  $A_v = A - 2 * b * t_f + (t_f + 2 * r) * t_f$

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 delle ali.



Per un profilo HE-A 400, dalle tabelle fornite da sagomario, i parametri geometrici necessari per il calcolo dell'area resistente di taglio valgono:

- $A = 159 \text{ cm}^2$ ;
- $b = 300 \text{ mm}$ ;
- $t_f = 19 \text{ mm}$ ;
- $r = 27 \text{ mm}$ ;
- $t_w = 11 \text{ mm}$

Il calcolo della resistenza di progetto a taglio, dunque, varrà (riprendendo la formula [4.2.17.] di normativa):

$$V_{c,Rd} = \frac{[A - 2 * b * t_f + (t_f + 2 * r) * t_f] * f_{yk}}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}} = =$$

$$\frac{[159 * 10^2 \text{ mm}^2 - 2 * 300 \text{ mm} * 19 \text{ mm} + (19 \text{ mm} + 2 * 27 \text{ mm}) * 19 \text{ mm}] * 235 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3} * 1,05} = 760,697 \text{ KN}$$

Dal confronto tra il taglio sollecitante di progetto e quello resistente, si evince che la sezione verifica allo SLU:

$$V_{Ed} = 164,126 \leq V_{c,Rd} = 760,697 \text{ KN}$$

Si esegue in aggiunta anche il **controllo a taglio** della sezione *in presenza di torsione*:

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

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

**Figura 108- Formulazione del controllo a taglio in presenza di torsione**

dove  $\tau_{t,Ed}$  è la tensione tangenziale massima dovuta alla torsione uniforme.

La sezione dei profilati di acciaio, con esclusione di quelli con sezione tubolare, è costituita di rettangoli con larghezza “b” e con spessori differenti “ $t_f$ ”; la tensione massima per torsione si verifica lungo i bordi del rettangolo con lo spessore maggiore “ $t_{f,max}$ ” e viene calcolata con la relazione:

$$\tau_{t,Ed} = \frac{3 * M_{ed} * t_f}{\sum_{i=1}^{i=3} (b * t_{fi}^3)}$$

È da rilevare che le sezioni aperte, come sono quelle dei profilati, hanno una resistenza molto scarsa a torsione, resistenza che si riduce ancora quando la torsione è accompagnata anche da un, sia pure limitato, momento flettente.

$$\tau_{t,Ed} = \frac{3 * 506,2275 * 10^6 \text{ Nmm} * 19 \text{ mm}}{2 * 300 \text{ mm} * 19^3 \text{ mm}^3 + (300 \text{ mm} - 2 * 19 \text{ mm}) * 11^3 \text{ mm}^3} = 6463,75 \text{ N} * \text{mm}^2$$

La resistenza a taglio del profilo, opportunamente ridotta vale:

$$V_{c,Rd,red} = V_{c,Rd} * \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1,25 * f_{yk} / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})}} = 760,697 * 10^3 N *$$

$$\sqrt{1 - \frac{6463,75 N * mm^2}{1,25 * 235 N / mm^2 / (\sqrt{3} * 1,05)}} = 4812,16 KN$$

Dal confronto tra il taglio sollecitante di progetto e quello resistente, in presenza di torsione, si evince che la sezione verifica allo SLU:

$$V_{Ed} = 164,126 kN \leq V_{c,Rd} = 4812,16 KN$$

Il controllo a taglio risulta essere ampiamente verificato.

Si valuta ora l'esecuzione di un **controllo combinato di flessione e taglio:**

#### 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

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

Figura 109- Controllo flessione e taglio combinati, formulazione da normativa

Nel presente caso:

$$V_{Ed} = 164,126 kN$$

$$V_{c,Rd} = 760,697 KN$$

Si evince dunque che  $V_{Ed} \leq 0,5 * V_{c,Rd}$ , per cui si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

### 3.2.5.1. Controlli allo Stato Limite d'Esercizio

Il controllo deformativo allo SLE si articola nel confronto del valore di freccia massima della trave, nel caso di combinazione con tutti i carichi agenti e di soli carichi variabili agenti, con il valore fornito da normativa.

Per una HE-400A, l'abbassamento massimo totale vale:

$$f_{max} = \frac{5}{384} * \frac{Q_{pp,trave}' * l^4}{E * I} + \frac{1}{48} * \frac{F_{d,SLE} * l^3}{E * I} = \frac{5}{384} * \frac{1,05 \text{ N/mm} * 6250^4 \text{ mm}^4}{210000 \text{ N/mm}^2 * 45070 * 10^4 \text{ mm}^4} + \frac{1}{48} * \frac{55000 \text{ N} * 6250^3 \text{ mm}^3}{210000 \text{ N/mm}^2 * 45070 * 10^4 \text{ mm}^4} = 3.176 \text{ mm}$$

La freccia ammissibile vale:  $l/250 = 6250/250 = 25 \text{ mm}$

Per cui, dal confronto tra la freccia massima e la freccia ammissibile, si deduce che la sezione verifica anche allo SLE:

$$f_{max} = 3.176 \text{ mm} \leq l/250 = 25 \text{ mm}$$

Eseguiamo ora la verifica dell'abbassamento dovuto ai soli carichi variabili:

Per la valutazione dell'abbassamento dovuto ai soli carichi variabili, si considera come carico gravante in kN quello derivante dalla destinazione d'uso uffici:

$$f_{max} = \frac{5}{384} * \frac{Q_k * l^4}{E * I} = \frac{5}{384} * \frac{(3 \text{ kN/m}) * 6250^4 \text{ mm}^4}{210000 \text{ N/mm}^2 * 2772 * 10^4 \text{ mm}^4} = 10.24 \text{ mm}$$

La freccia ammissibile vale:  $l/300 = 6250/250 = 16,67 \text{ mm}$

Per cui, dal confronto tra la freccia massima e la freccia ammissibile, si deduce che la sezione verifica anche allo SLE:

$$f_{max} = 10.24 \text{ mm} \leq l/300 = 16,67 \text{ mm}$$



Si può ritenere valida la seconda alternativa di progetto con una disposizione più favorevole di pilastri in pianta e l'utilizzo di profili HE-400A come orditura principale del solaio.

Riepilogo della soluzione di carpenteria:

Per il solaio si accetta l'ipotesi di predimensionamento costituita da travi principali HE-400 e travetti di solaio IPE-220. Con riferimento ai pilastri, si bypassa un progetto rigoroso eseguito valutando le azioni orizzontali del vento e le azioni sismiche, adottando una sezione del pilastro almeno pari a quella delle travi principali.

In una prima fase di predimensionamento, si può ritenere adeguato l'utilizzo di una sezione HE-450A per i pilastri.

### 3.3. Progetto della copertura

In copertura è prevista l'installazione di controventi<sup>37</sup> di falda in acciaio ai fini di stabilizzare la risposta della copertura ad azioni orizzontali.

Questa tecnica, nota come “*roof bracing*” (controventatura della copertura) è una tecnica fondamentale nella progettazione di strutture in acciaio per garantire stabilità e resistenza alle forze orizzontali, come quelle generate da vento o eventi sismici. Questi elementi trasversali sono progettati per contrastare le forze orizzontali, contribuendo a mantenere l'equilibrio e prevenire deformazioni e collassi.

Le principali funzioni che svolgono i controventi di copertura sono:

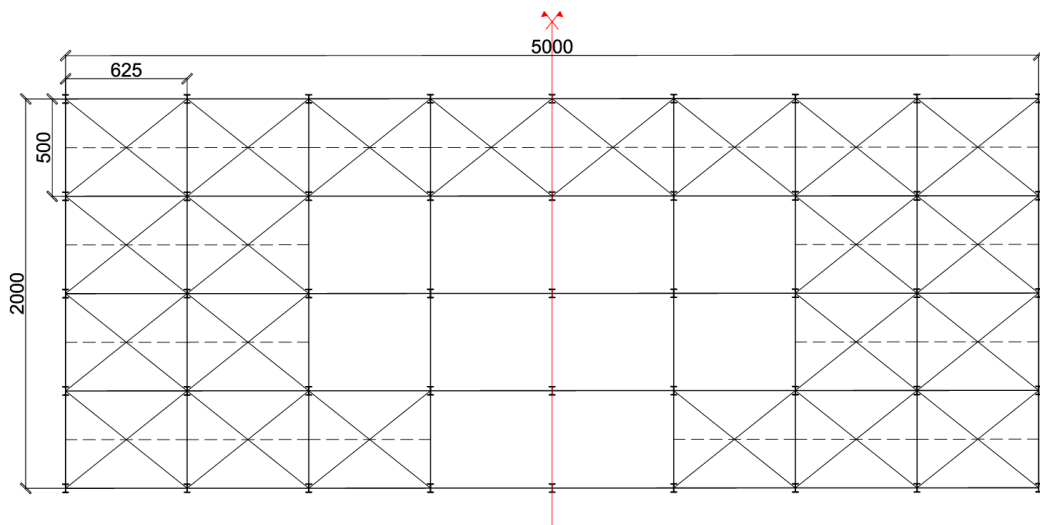
- *Resistenza alle Forze Orizzontali*: Il roof bracing serve a distribuire le forze laterali sulla struttura, riducendo il rischio di deformazioni e cedimenti;

---

<sup>37</sup> L'argomento sui controventi è già stato affrontato nella sezione 2.4.1. “Cinematica delle strutture”.

- *Stabilità Strutturale*: Contribuisce a mantenere l'equilibrio della struttura, evitando oscillazioni pericolose e aumentando la rigidità complessiva del telaio in entrambe le direzioni dello spazio;
- *Controllo delle Deformazioni*: Limitando le deformazioni laterali, il bracing aiuta a preservare la geometria della copertura, il che è fondamentale per il corretto funzionamento di eventuali impianti o componenti architettonici;
- *Distribuzione delle Forze*: Contribuiscono a una distribuzione più uniforme delle forze sui pilastri perimetrali, riducendo i picchi di stress e migliorando la performance complessiva della struttura.

Tuttavia, in questa sede di progetto, non si esegue il progetto degli elementi controventanti. Ci si limita soltanto a presentare la disposizione in pianta degli stessi rispettando il criterio di simmetria e di omogenea distribuzione:



**Figura 110- Schema di copertura con disposizione dei controventi**

È possibile, inoltre, mostrare il prospetto trasversale della copertura, con indicazione della capriata metallica:

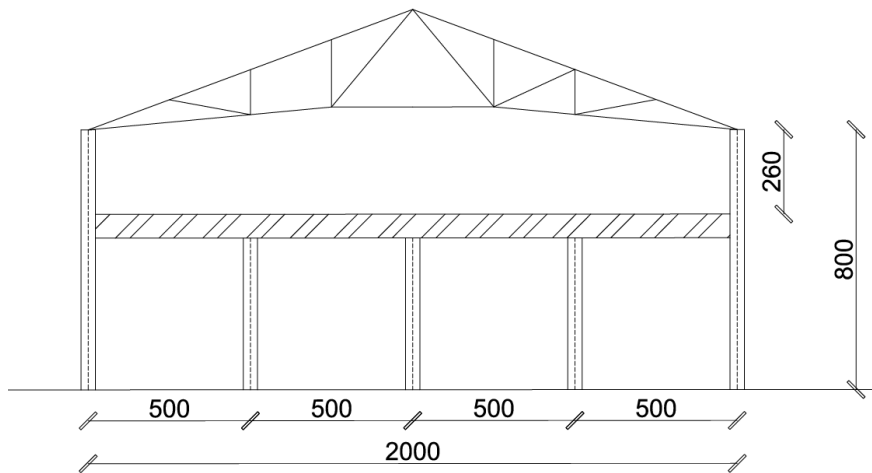


Figura 111- Prospetto trasversale di copertura

### 3.3.1. Analisi dei carichi variabili agenti in copertura

Dal punto di vista dei carichi agenti in copertura, si possono individuare come carichi variabili quelli derivanti dal carico della neve e dal carico del vento.

#### **Carico della neve:**

Il carico della neve è valutato mediante la seguente espressione (secondo le NTC-2018):

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

Dove:

- $q_s$  è il carico neve sulla copertura
- $\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura
- $q_{sk}$  è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo
- $C_E$  è il coefficiente di esposizione
- $C_t$  è il coefficiente termico

Il sito del progetto è Civitanova Marche, Macerata, per cui la zona di appartenenza è la zona II (secondo figura 3.4.1 delle NTC-18), l'edificio si trova ad una quota minore dei 200m s.l.m.; per cui il valore caratteristico di riferimento del carico della neve al suolo vale:  $q_{sk} = 1kN/m^2$

Il coefficiente di esposizione  $C_E$  tiene conto delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Si assume che l'edificio sia costruito in un'area "pianeggiante non ostruita esposta su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti", per cui, secondo NTC-18,  $C_E = 0.9$

Per coperture a due falde devono essere considerate le due seguenti principali disposizioni di carico:

- caso I: carico da neve depositata in assenza di vento
- caso II e III: carico da neve depositata in presenza di vento

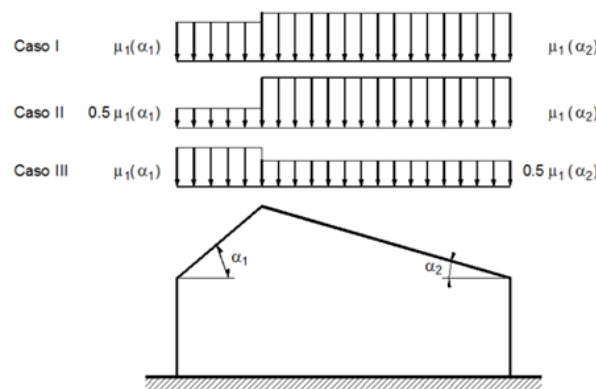


Figura 112- Condizioni di carico per copertura a due falde

Avendo una copertura simmetrica a due falde, il caso più sfavorevole è quello di carico uniformemente distribuito su entrambe le falde. Il valore del coefficiente di forma può essere posto pari a  $\mu_i = 0,8$ :

Tab. 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Figura 113- Valori del coefficiente di forma

Per il calcolo del coefficiente termico,  $C_t$ , si tiene conto della disposizione da normativa: “... *Il coefficiente termico tiene conto della riduzione del carico della neve, a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente dipende dalle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere posto  $C_t = 1$  ...*”

Quindi per la struttura in esame, la condizione di carico più gravosa è quella di carico massimo pari a:

$$q_s = 1 \text{ kN/m}^2 \cdot 0.8 \cdot 0.9 = 0.72 \text{ kN/m}^2$$

### **Carico del vento:**

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$q_w = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

- $q_b$  è la pressione cinetica di riferimento
- $c_e$  è il coefficiente di esposizione
- $c_p$  è il coefficiente di pressione
- $c_d$  è il coefficiente dinamico

In primis è necessario calcolare il parametro della velocità base di riferimento  $V_b$ , che secondo l'espressione [3.3.1.] delle NTC-18, è data da:

$$V = V_{b,0} \cdot C_a$$

Dove:

- $V_{b,0}$  è la velocità base di riferimento al livello del mare, ricavabile dalla figura 114, in funzione della zona in cui sorge la costruzione (figura 115);
- $C_a$  è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$C_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$C_a = 1 + k_s \cdot (a_s/a_0 - 1) \quad \text{per } a_0 \leq a_s \leq 1500m$$

Dove:

- $a_0$  e  $k_s$  sono parametri forniti nella figura 114, in funzione della zona in cui sorge la costruzione (determinabile dalla figura 115);
- $a_s$  è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_s$
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Figura 114- Valori dei parametri  $V_{b,0}$ ,  $a_0$  e  $k_s$  (estratto di norma)

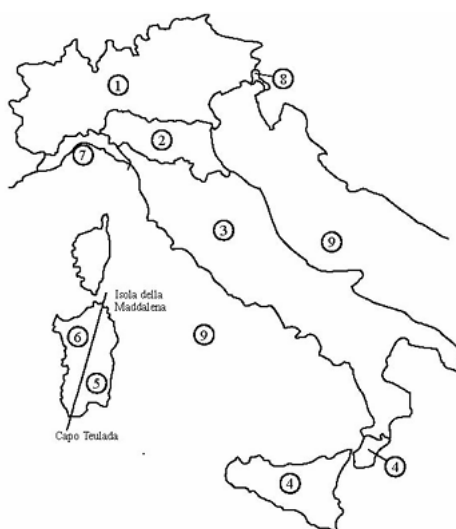


Figura 115- Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano (estratto di norma)

Poiché la zona in cui sorge l'edificio è la Zona 3, secondo la tabella 114, si ha che:

$$V_{b,0} = 27 \text{ m/s} \quad ; \quad a_0 = 500 \text{ m} \quad ; \quad k_s = 0,37 \text{ s}^{-1}$$

Quindi per un edificio che sorge in prossimità del mare,  $a_s < a_0$ , la velocità base di riferimento vale:

$$V_b = V_{b,0} = 27 \text{ m/s}$$

Si può adesso eseguire il calcolo della pressione cinetica di riferimento,  $q_b$ , che vale quindi:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2 = 0,5 \cdot 1,25 \text{ kg/m}^3 \cdot (27 \text{ m/s})^2 = 455,625 \text{ N/m}^2$$

Per il coefficiente termico  $C_t$ , la norma suggerisce di porlo uguale ad 1 in via cautelativa.

Si prosegue con il calcolo del coefficiente di esposizione  $c_e$ . “... *Il coefficiente di esposizione  $c_e$  dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche, che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di  $z = 200 \text{ m}$ , esso è dato dalla formula ...*”

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

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

Dove:

- $k_r, z_0$  e  $z_{min}$  sono assegnati secondo la figura 116, in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;
- $c_t$  è il coefficiente di topografia.

Categoria di esposizione del sito	$K_r$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Figura 116- Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione (estratto di norma)

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

Figura 117- Classi di rugosità del terreno (estratto di norma)

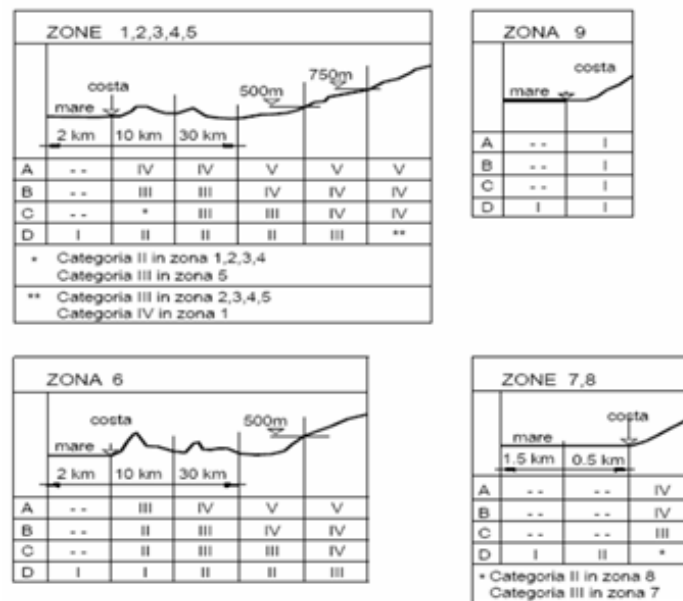


Figura 118- Definizione delle categorie di esposizione (estratto di norma)



La categoria di esposizione è assegnata nella Fig. 118 in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita nella tabella riportata in figura 117.

La zona di appartenenza dell'edificio è la Zona 3, la classe di rugosità del terreno è stata assunta pari alla D, il sito è localizzato in prossimità della costa, per cui secondo quanto riportato nelle NTC-18, la categoria di appartenenza del sito è la I.

Per una categoria di esposizione del sito pari a I, dalla tabella riportata in figura 116:

$$k_r = 0,17 \quad ; z_0 = 0,01 \text{ m} \quad ; z_{min} = 2\text{m}$$

Dal momento che l'altezza di costruzione dell'edificio,  $z=12\text{m}$  (altezza di colmo da progetto), è maggiore rispetto alla  $z_{min} = 2\text{m}$ , posso calcolare il coefficiente di esposizione come:

$$c_e = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left(7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right)$$

$$c_e = 0.17^2 \cdot 1 \cdot \ln\left(\frac{12}{0.01}\right) \cdot \left(7 + 1 \cdot \ln\left(\frac{12}{0.01}\right)\right) = \mathbf{2,887}$$

Per il calcolo del Coefficiente di dinamico  $c_d$ , “... può essere assunto cautelativamente pari ad 1[...], oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità ...”. Nella nostra analisi progettuale si porrà  $c_d = \mathbf{1}$ .

Il coefficiente di topografia è posto generalmente pari  $c_t = \mathbf{1}$ , sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

Si conclude con il calcolo del coefficiente di pressione  $c_p$ :

Si fa riferimento a quanto riportato nel documento Circolare 2019 "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018".

- *Pressioni interne*  
Si assume la costruzione come stagna e quindi  $C_{pi} = 0$
- *Pressioni esterne*  
Si osserva che per vento incidente perpendicolare alla direzione del colmo, nel caso di falda sopravvento, le pressioni possono cambiare rapidamente da valori negativi a valori positivi, per cui sono forniti valori dei coefficienti di pressione con entrambi i segni. In fase di verifica in generale si devono considerare ambedue le condizioni di carico.

La falda ha una pendenza  $\alpha = 22^\circ$ , vento ortogonale alla direzione del colmo:

$$\text{sopravvento: } C_{pe} = -1 + (\alpha + 15) / 75 = -0,507$$

$$C_{pe} = \alpha / 75 = 0,293$$

$$\text{sottovento: } C_{pe} = -0,6 + (\alpha - 15) / 100 = -0,53$$

Quindi il carico del vento sulla copertura vale:

$$q_w = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

sopravvento:

$$q_w = 455,625 \text{ N/m}^2 \cdot 2,887 \cdot (-0,507) \cdot 1 = -666,925 \text{ N/m}^2$$

$$q_w = 455,625 \text{ N/m}^2 \cdot 2,887 \cdot (0,293) \cdot 1 = 385,422 \text{ N/m}^2$$

sottovento:

$$q_w = 455,625 \text{ N/m}^2 \cdot 2,887 \cdot (-0,53) \cdot 1 = -697,18 \text{ N/m}^2$$

### 3.3.2. Predimensionamento solaio di copertura

In merito al solaio di copertura, in sede di progetto, si sono discusse varie soluzioni comprendenti l'utilizzo di elementi di solaio autoportanti in legno che vengono consegnati ed assemblati direttamente in cantiere.

I pannelli prefabbricati in legno scelti sono forniti e prodotti dall'azienda austriaca "Weinberger" ([www.weinberger-holz.it](http://www.weinberger-holz.it)).

Gli elementi per solai Weinberger brillano in vari aspetti. Tuttavia, la loro ottimizzata maneggevolezza in cantiere è particolarmente degna di nota. Anche il sistema di giunzione a mortasa e tenone si rivela estremamente pratico.

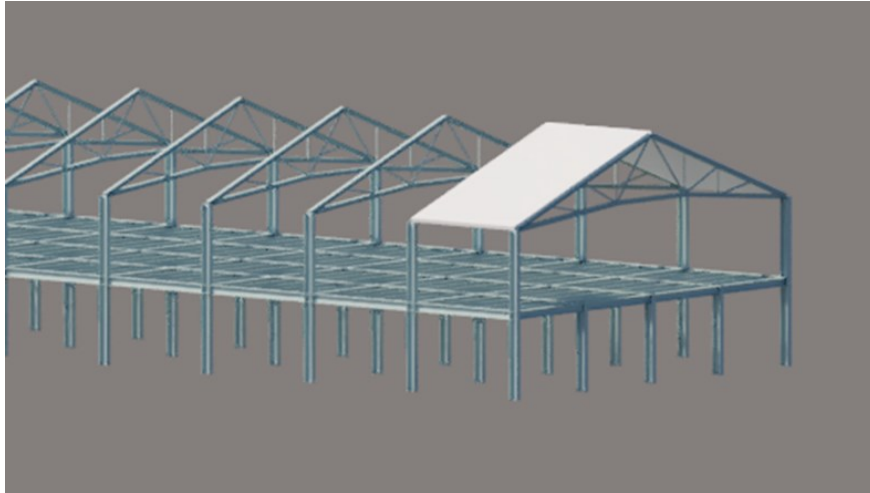


**Figura 119- Elementi per solai con sistema a mortasa e tenone piallato**

Il produttore mette a disposizione diverse combinazioni di geometria del pannello.

Al fine di soddisfare l'imposizione progettuale, si sceglie di procedere con un pannello avente dimensione in pianta di 6.25mx0.625m ed uno spessore di 200mm (il produttore mette a disposizione spessori da 80mm a 240mm con passi da 20mm).

Di seguito il modello architettonico dell'idea di copertura a cui si sta facendo riferimento (eseguito con l'ausilio dei programmi: *AdvanceSteel 2024/ Autocad 3D 2025*):



**Figura 120- Particolare della copertura**

Si esegue il calcolo delle sollecitazioni di progetto per un elemento di solaio in legno di abete rosso essiccato (si stima un peso specifico di  $6 \text{ kN}/\text{m}^3$ ):

### **Azioni permanenti**

$$G_1 = 0.625 \text{ m} \cdot 0.2 \text{ m} \cdot 6 \text{ kN}/\text{m}^3 = 0.75 \text{ kN}/\text{m}$$

$$g_{2,sec.} = 0.18 \text{ kN}/\text{m}^2 \text{ (manto di copertura lamiera grecata)} + \\ 0.038 \text{ kN}/\text{m}^2 \text{ (pacchetto isolamento termico ISOTEC XL +)} = 0.218 \\ \text{kN}/\text{m}^2$$

$$G_2 = g_{2,sec.} \cdot i = 0.218 \text{ kN}/\text{m}^2 \cdot 0.625 \text{ m} = 0.13625 \text{ kN}/\text{m}$$

Azioni variabili

$$\underline{\text{Neve:}} \quad Q_s = q_s \cdot i = 0.72 \frac{kN}{m^2} \cdot 0.625 m = 0.45 \frac{kN}{m}$$

Vento:

$$\text{Sopravento} \quad Q_w = -0.667 \frac{kN}{m^2} \cdot 0.625 m = -0.417 \frac{kN}{m}$$

$$Q_w = 0.3854 \frac{kN}{m^2} \cdot 0.625 m = 0.241 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Sottovento} \quad Q_w = -0.6972 \frac{kN}{m^2} \cdot 0.625 m = -0.4357 \frac{kN}{m}$$

Nel caso in esame si osserva che l'entità del vento in depressione non è in grado di sollevare la struttura o parte di essa e quindi non si considerano combinazioni di tale tipo; d'altro canto, il contributo dell'azione del vento in pressione è molto modesto. Nel caso di coperture di questo tipo, in zona non particolarmente esposta al vento, l'influenza del vento sul dimensionamento degli elementi è in genere modesta.

Allo Stato Limite Ultimo la combinazione da adoperare è quella fondamentale, come imposto dall'ente normatore (al capitolo [2.5.3.] delle NTC-18), e vale:

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + P + \gamma_q \cdot Q_{k1} + \sum_{(i>1)} \gamma_q \cdot \Psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Dato che la durata dell'azione influenza la resistenza del materiale, a ciascuna azione deve essere attribuita una classe di durata del carico secondo la tabella seguente:

Classe di durata del carico	Durata del carico	Esempio
Permanente	più di 10 anni	Peso proprio
Lunga durata	6 mesi - 10 anni	Carichi variabili di depositi
Media durata	1 settimana - 6 mesi	Carichi variabili in generale
Breve durata	meno di 1 settimana	Neve
Istantanea	--	Vento, sisma

Figura 121- Classi di durata del carico per carichi agenti su elementi in legno

Nel caso di combinazioni di carichi di durata differente si deve far riferimento al carico con la durata più breve per la determinazione della classe di durata della combinazione. Sono infatti le sollecitazioni di valore più elevato a causare il danneggiamento e quindi la rottura del materiale: queste sollecitazioni sono presenti soltanto durante l'azione contemporanea di tutti i carichi previsti dalla combinazione considerata, che si verifica soltanto durante un lasso di tempo pari alla durata dell'azione di più breve durata fra quelle contenute nella combinazione considerata.

Le combinazioni significative saranno quindi:

- Combinazione I: Permanente

$$F_{d,I} = \gamma_{g1} \cdot G_{1b} + \gamma_{g2} \cdot G_{2b}$$

Sostituendo i valori precedentemente calcolati:

$$F_{d,I} = 1.3 \cdot 0.75 + 1.5 \cdot 0.13625 = 1.18 \text{ kN/m}$$

- Combinazione II: Breve durata

$$F_{d,II} = \gamma_{g1} \cdot G_{1b} + \gamma_{g2} \cdot G_{2b} + \gamma_q \cdot Q_{sb}$$

$$F_{d,II} = 1.3 \cdot 0.75 + 1.5 \cdot 0.13625 + 1.5 \cdot 0.45 = 1.8544 \text{ kN/m}$$

- Combinazione III: Istantanea

$$F_{d,III} = \gamma_{g1} \cdot G_{1b} + \gamma_{g2} \cdot G_{2b} + \gamma_q \cdot Q_{sb} + \gamma_q \cdot Q_{wb}$$

$$\begin{aligned} F_{d,III} &= 1.3 \cdot 0.75 + 1.5 \cdot 0.13625 + 1.5 \cdot 0.45 + 1.5 \cdot 0.241 \\ &= 2.22 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Il calcolo delle sollecitazioni può avvenire considerando un carico uniformemente distribuito su tutta la trave (trascurando per semplicità il fatto che in realtà il carico presente sullo sbalzo riduce leggermente le sollecitazioni in campata, quindi, dovrebbe essere coefficientato in modo diverso).

Potendo schematizzare l'elemento di solaio come un modello di trave semplicemente appoggiata, le azioni interne che ne derivano, in funzione dell'applicazione consecutiva delle tre combinazioni di carico, risultano essere: (per il calcolo delle sollecitazioni si è adottato il tool *-trave continua-*).

- Combinazione I: Permanente

$$F_{d,I} = 1.18 \text{ kN/m}$$

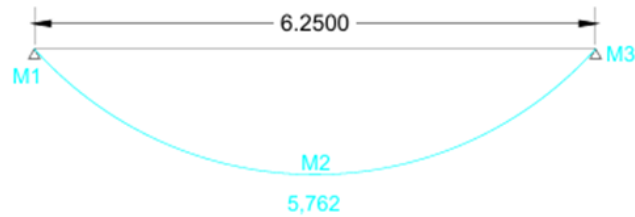


Figura 122- Diagramma del momento per carico uniformemente distribuito (prima combinazione)

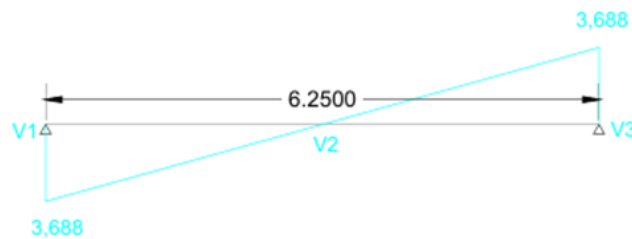


Figura 123- Diagramma del taglio per carico uniformemente distribuito (prima combinazione)

- Combinazione II: Breve durata

$$F_{d,II} = 1.8544 \text{ kN/m}$$

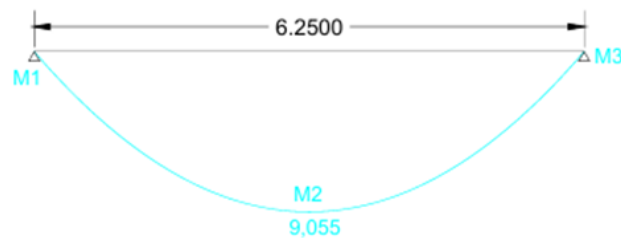


Figura 124- Diagramma del momento per carico uniformemente distribuito (seconda combinazione)

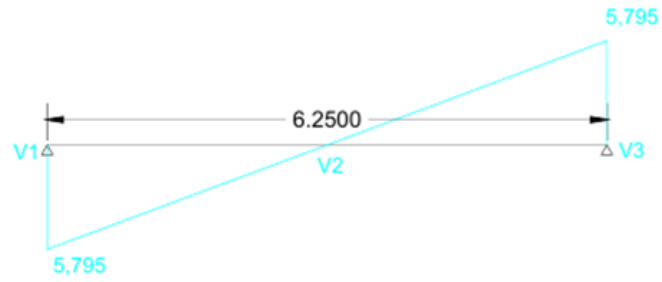


Figura 125- Diagramma del taglio per carico uniformemente distribuito (seconda combinazione)

- Combinazione III: Istantanea

$$F_{d,III} = 2.22 \text{ kN/m}$$

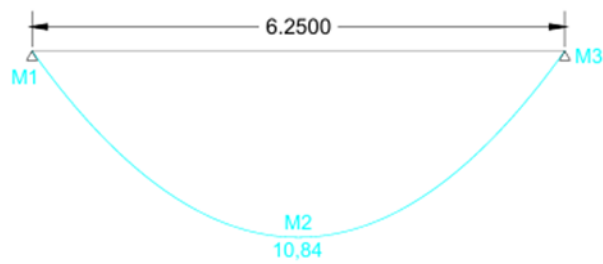


Figura 126- Diagramma del momento per carico uniformemente distribuito (terza combinazione)

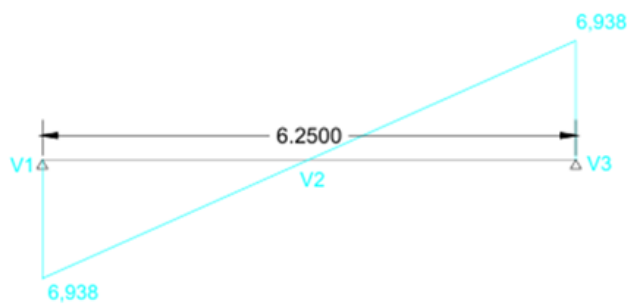


Figura 127- - Diagramma del taglio per carico uniformemente distribuito (terza combinazione)



Sollecitazione	V1	V2	V3	M1	M2	M3
F <sub>d,I</sub>	3.688 kN	0 kN	3.688 kN	0 kNm	5.762 kNm	0 kNm
F <sub>d,II</sub>	5.795 kN	0 kN	5.795 kN	0 kNm	9.055 kNm	0 kNm
F <sub>d,III</sub>	6.938 kN	0 kN	6.938 kN	0 kNm	10.84 kNm	0 kNm

Table 1- Tabella riepilogativa delle sollecitazioni di taglio e momento nelle tre diverse combinazioni

### 3.3.3. Verifiche di sicurezza allo SLU

I valori della resistenza di calcolo si ottengono mediante la relazione:

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

Dove:

$k_{mod}$  è il coefficiente di correzione che tiene conto degli effetti della durata del carico e dell'umidità;

$X_k$  è il valore caratteristico di una proprietà di resistenza;

$\gamma_M$  è il coefficiente parziale di sicurezza per il materiale.

Nel caso in esame il valore di  $\gamma_M$  viene assunto pari a 1,45 secondo quanto proposto dalle NTC (colonna A-pannelli di tavole incollate a starti incrociati):

Stati limite ultimi	Colonna A $\gamma_M$	Colonna B $\gamma_M$
<b>combinazioni fondamentali</b>		
legno massiccio	1,50	1,45
legno lamellare incollato	1,45	1,35
pannelli di tavole incollate a strati incrociati	1,45	1,35
pannelli di particelle o di fibre	1,50	1,40
LVL, compensato, pannelli di scaglie orientate	1,40	1,30
unioni	1,50	1,40
<b>combinazioni eccezionali</b>	1,00	1,00

Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.

Figura 128- Tabella dei coefficienti  $\gamma_M$  per le proprietà dei materiali: estratto di norma [tab. 4.4.II]

La copertura è da considerarsi nella classe di servizio due, per quanto riguarda le parti di elementi di solaio all'esterno dei muri della costruzione, ma comunque protette dal pacchetto di copertura dall'esposizione diretta alle intemperie (ambiente esterno e riparato).

I valori del coefficiente  $k_{mod}$  a seconda della classe di durata del carico e della classe di servizio valgono:

Tab. 4.4.IV -Valori di  $k_{mod}$  per legno e prodotti strutturali a base di legno

Materiale	Riferimento	Classe di servizio	Classe di durata del carico					
			Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea	
Legno massiccio Legno lamellare incollato (*) LVL	UNI EN 14081-1 UNI EN 14080 UNI EN 14374, UNI EN 14279	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10	
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10	
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90	
Compensato	UNI EN 636:2015	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10	
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10	
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90	
Pannello di scaglie orientate (OSB)	UNI EN 300:2006	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		OSB/3	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
		OSB/4	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di particelle (truciolare)	UNI EN 312 :2010	Parti 4, 5	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		Parte 5	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
		Parti 6, 7	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
		Parte 7	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di fibre, pannelli duri	UNI EN 622-2:2005	HB.LA, HB.HLA 1 o 2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		HB.HLA 1 o 2	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
		MBH.LA1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
Pannello di fibre, pannelli semiduri	UNI EN 622-3:2005	MBH.HLS1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
		2	-	-	-	0,45	0,80	
Pannello di fibra di legno, ottenuto per via secca (MDF)	UNI EN 622-5:2010	MDF.LA, MDF.HLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
		MDF.HLS	2	-	-	-	0,45	0,80

Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.

(\*) I valori indicati si possono adottare anche per i pannelli di tavole incollate a strati incrociati, ma limitatamente alle classi di servizio 1 e 2.

Figura 129- Valori  $k_{mod}$  per legno e prodotti strutturali a base di legno: estratto di norma [tab.4.4. I]

Le verifiche allo stato limite ultimo sono nella forma:

$$F_d \leq X_d$$

Si può quindi determinare a priori la combinazione determinante in fase di verifica.

Infatti, dal momento che:

$$\frac{F_{d,I}}{k_{mod,I}} = \frac{1.18 \text{ kN/m}}{0.6} = 1.97 \text{ kN/m}$$

$$\frac{F_{d,II}}{k_{mod,II}} = \frac{1.8544 \text{ kN/m}}{0.9} = 2.06 \text{ kN/m}$$

$$\frac{F_{d,I}}{k_{mod,III}} = \frac{2.22 \text{ kN/m}}{0.6} = 2.02 \text{ kN/m}$$

si deduce che la combinazione determinante in fase di verifica è la “II” in quanto ha il peggior rapporto tra carichi e coefficiente  $k_{mod}$ .

#### Verifica della resistenza a flessione

La sollecitazione massima a flessione è nella sezione 2 (M2) e vale (per la combinazione “II”) 9.055 kNm

La verifica prevede la seguente disuguaglianza:

$$\sigma_{m,d} \leq K_{crit} \cdot f_{m,d}$$

dove il coefficiente di instabilità flesso-torsionale  $K_{crit}$  è posto pari a 1, poiché lo svergolamento degli elementi di solaio è impedito dal pacchetto di copertura.

Si ha:

il modulo di resistenza per un pannello in legno lamellare GL24h e avente dimensione in pianta di 6.25mx0.625m ed uno spessore di 0.2m, è pari a:

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{625 \text{ mm} \cdot (200 \text{ mm})^2}{6} = 4.17 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

Di conseguenza:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W} = \frac{9.055 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{4.17 \cdot 10^6 \text{ mm}^3} = 2.17 \text{ N/mm}^2$$

Ricordiamo le proprietà del legno lamellare incollato che sono:

$$f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2 \quad ; \quad E_{0,mean} = 11600 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,90,k} = 2.7 \text{ N/mm}^2 \quad ; \quad G_{mean} = 720 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,k} = 2,7 \text{ N/mm}^2 \quad ; \quad \rho_k = 380 \text{ kg/m}^3$$

Proseguendo con il calcolo della disuguaglianza per la verifica della resistenza a flessione:

$$f_{m,d} = \frac{k_{mod,II} \cdot f_{m,k}}{\gamma_M} = \frac{0.9 \cdot 24 \text{ N/mm}^2}{1.45} = 14.89 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,d} = 2.72 \text{ N/mm}^2 \leq K_{crit} \cdot f_{m,d} = 1 \cdot 14.89 \text{ N/mm}^2$$

VERIFICATO

#### Verifica della resistenza a taglio

La sollecitazione massima a flessione è nelle sezioni agli appoggi e vale (per la combinazione “II”) 5.795 kN.

La verifica prevede la seguente disuguaglianza:

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

Come dimostrato nella parte relativa al progetto delle travi in legno lamellare, il calcolo della tensione tangenziale massima agente verrà calcolato tramite la formula di Jourawsky:

$$\tau_{max} = \frac{3}{2} \cdot \frac{T}{b \cdot h}$$

$$\tau_d = \frac{1.5 \cdot V_d}{b \cdot h} = \frac{1.5 \cdot 5.795 \cdot 10^3 \text{ N}}{625 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}} = 0.0695 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,d} = \frac{k_{mod,III} \cdot f_{v,k}}{\gamma_M} = \frac{0.9 \cdot 2.7 \text{ N/mm}^2}{1.45} = 1.676 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_d = 0.0695 \text{ N/mm}^2 \leq f_{v,d} = 1.676 \text{ N/mm}^2$$

VERIFICATO

Si effettuano ora le verifiche allo Stato Limite di Esercizio, andando quindi a valutare le deformazioni dell'elemento in legno.

#### 3.3.4. Valori limite della freccia (SLE)

La deformazione degli elementi di solaio in copertura risultante dagli effetti delle azioni e dall'umidità deve rimanere entro limiti appropriati, per evitare danneggiamenti ai materiali di rivestimento e per necessità funzionali o estetiche.

Nel caso di una trave inflessa (si schematizza il blocco di solaio come una trave rettangolare su due appoggi) la deformazione può essere scomposta nelle seguenti componenti:

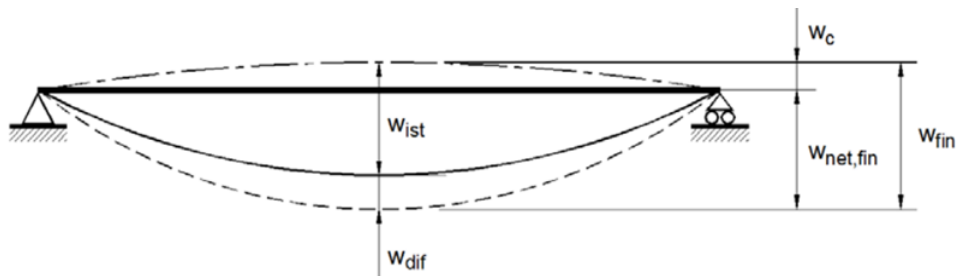


Figura 130- Componenti di deformazione per trave inflessa

Dove:

- $w_c$  è l'eventuale contro-freccia<sup>38</sup>;
- $w_{ist}$  è la freccia istantanea;
- $w_{dif}$  è la componente differita della freccia dovuta agli effetti viscosi;
- $w_{fin}$  è la freccia finale;
- $w_{net,fin}$  è la freccia finale netta.

---

<sup>38</sup> contro-freccia: si riferisce alla deformazione opposta che si verifica quando una trave è sottoposta a flessione. Mentre una parte della trave si abbassa a causa del carico applicato, l'altra parte tende a sollevarsi, creando una curvatura opposta.

Le norme tecniche raccomandano i seguenti valori limite di freccia per travi su due appoggi:

$$w_{ist} < l/300 \dots \dots l/500$$

$$w_{net,fin} < l/250 \dots \dots l/350$$

$$w_{fin} < l/150 \dots \dots l/300$$

Nel caso di elementi in legno lamellare come quelli dell'esempio considerato, essi non presentano una contro freccia, essendo il materiale "standard" ( $w_c = 0$ ).

Si considerano quindi i seguenti limiti:

$$w_{ist} < l/300$$

$$w_{fin} < l/250$$

La deformazione istantanea si calcola con riferimento alla combinazione di carico rara:

$$F_{d,rara} = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Nel caso in esame la combinazione rara determinante è:

$$F_{d,rara} = G_{K1} + G_{K1} + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2}$$

Dove:

$$G_{k1} = 0.75 \text{ kN/m}$$

$$G_{k2} = 0.13625 \text{ kN/m}$$

$$Q_{k1} = Q_s = 0.45 \text{ kN/m}$$

$$Q_{k2} = Q_w = 0.241 \text{ kN/m}$$

Si ottiene quindi:

$$w_{ist} = w_{ist,G1} + w_{ist,G2} + w_{ist,Q1} + \psi_{02} \cdot w_{ist,Q2}$$

Dove:  $\psi_{02} = 0.6$  (da **tab. 2.5.1** delle NTC-18)

Nel calcolo della deformazione finale si deve tener conto del comportamento reologico del legno. Al termine di deformazione istantanea si deve quindi sommare il termine di deformazione differita, calcolata con riferimento alle componenti quasi-permanenti delle azioni.

Nel caso in esame:

$$F_{d,q \text{ permanente}} = G_{K1} + G_{K2} + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2}$$

$$w_{ist} = w_{ist,G1} + w_{ist,G2} + \psi_{21} \cdot w_{ist,Q1} + \psi_{22} \cdot w_{ist,Q2}$$

Il termine di deformazione differita può quindi essere valutato moltiplicando per il coefficiente  $k_{def}$ , un coefficiente che tiene conto dell'aumento di deformazione con il tempo causato dall'effetto della viscosità e dell'umidità del materiale, il termine di deformazione iniziale  $w_{ist}$  calcolato con riferimento alla combinazione di carico quasi permanente:

$$w_{dif} = k_{def} \cdot w_{ist}$$

E quindi la deformazione finale si può valutare come segue:

$$w_{fin} = w_{ist} + w_{dif} = w_{ist} + k_{def} \cdot w_{ist}$$

Cioè:

$$w_{fin} = w_{ist,G1} \cdot (1 + k_{def}) + w_{ist,G2} \cdot (1 + k_{def}) + w_{ist,Q1} \cdot (1 + \psi_{21} \cdot k_{def}) \\ + w_{ist,Q2} \cdot (\psi_{02} + \psi_{22} \cdot k_{def})$$

Dove:

$$\psi_{21} = 0 \text{ (neve a quota } \leq 1000\text{m)}$$

$$\psi_{22} = 0 \text{ (vento)}$$

$$\psi_{02} = 0.6 \text{ (vento)}$$

$$k_{def} = 0.8 \text{ (per legno lamellare con classe di servizio II)}$$

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
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 - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ 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

Figura 131- Valori dei coefficienti di combinazione:  
estratto di norma (tab. 2.5.1.)



Materiale	Riferimento	Classe di servizio		
		1	2	3
Legno massiccio	UNI EN 14081-1	0,60	0,80	2,00
Legno lamellare incollato *	UNI EN 14080	0,60	0,80	2,00
LVL	UNI EN 14374, UNI EN 14279	0,60	0,80	2,00
Compensato	UNI EN 636:2015		0,80	-
			0,80	1,00
			0,80	1,00
Pannelli di scaglie orientate (OSB)	UNI EN 300:2006	OSB/2	2,25	-
		OSB/3 OSB/4	1,50	2,25
Pannello di particelle (truciolare)	UNI EN 312:2010	Parte 4	2,25	-
		Parte 5	2,25	3,00
		Parte 6	1,50	-
		Parte 7	1,50	2,25
Pannello di fibre, pannelli duri	UNI EN 622-2::2005	HB.LA	2,25	-
		HB.HLA1, HB.HLA2	2,25	3,00
Pannello di fibre, pannelli semiduri	UNI EN 622-3:2005	MBH.LA1, MBH.LA2	3,00	-
		MBH.HLS1, MBH.HLS2	3,00	4,00
Pannello di fibra di legno, ottenuto per via secca (MDF)	UNI EN 622-5:2010	MDF.LA	2,25	-
		MDF.HLS	2,25	3,00

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

Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.

\* I valori indicati si possono adottare anche per i pannelli di tavole incollate a strati incrociati, ma limitatamente alle classi di servizio 1 e 2.

Figura 132- Valori di  $k_{def}$  per legno e prodotti strutturali a base di legno: estratto di norma (tab. 4.4.V)

I valori delle frecce massime possono essere ricavati risolvendo con la linea elastica il modello di trave semplicemente appoggiata caricata con carico distribuito:

$$w_{M,max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E_{0,mean} \cdot I}$$

Dove si ricorda che:

- $l = 5.4m$ ;
- $E_{0,mean} = 11600 \text{ N/mm}^2$ ;
- $I = b \cdot h^3 / 12 = 625 \cdot 200^3 / 12 = 4.17 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$

È possibile ora calcolare i valori di freccia indotta da ciascuna azione applicata:

$$w_{ist,Gk1} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0.75 \text{ N/mm} \cdot 6250^4 \text{ mm}^4}{11600 \text{ N/mm}^2 \cdot 4.17 \cdot 10^8 \text{ mm}^4} = 3.083 \text{ mm}$$

$$w_{ist,Gk2} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0.13625 \text{ N/mm} \cdot 6250^4 \text{ mm}^4}{11600 \text{ N/mm}^2 \cdot 4.17 \cdot 10^8 \text{ mm}^4} = 0.56 \text{ mm}$$

$$w_{ist,Q1} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0.45 \text{ N/mm} \cdot 6250^4 \text{ mm}^4}{11600 \text{ N/mm}^2 \cdot 4.17 \cdot 10^8 \text{ mm}^4} = 1.85 \text{ mm}$$

$$w_{ist,Q2} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0.241 \text{ N/mm} \cdot 6250^4 \text{ mm}^4}{11600 \text{ N/mm}^2 \cdot 4.17 \cdot 10^8 \text{ mm}^4} = 0.99 \text{ mm}$$

Le condizioni di verifica imposte sono entrambe verificate:

- FRECCIA ISTANTANEA

$$w_{ist} \leq l/300$$

$$w_{ist} = w_{ist,Gk1} + w_{ist,Gk2} + w_{ist,Q1} + \psi_{02} \cdot w_{ist,Q2} = 3.083 + 0.56 + 1.85 + 0.6 \cdot 0.99 = 6.087 \text{ mm}$$

$$w_{ist} = 6.087 \text{ mm} \leq l/300 = \frac{6250}{300} = 20.83 \text{ mm}$$

VERIFICATO

- FRECCIA FINALE

$$w_{fin} \leq l/250$$

$$w_{fin} = w_{ist,Gk1} \cdot (1 + k_{def}) + w_{ist,Gk2} \cdot (1 + k_{def}) + w_{ist,Q1} \cdot (1 + \psi_{21} \cdot k_{def}) + w_{ist,Q2} \cdot (\psi_{02} + \psi_{22} \cdot k_{def}) = 3.083 \cdot (1 + 0.8) + 0.56 \cdot (1 + 0.8) + 1.85 \cdot (1 + 0 \cdot 0.8) + 0.99 \cdot (0.6 + 0 \cdot 0.8) = 9 \text{ mm}$$

$$w_{fin} = 9 \text{ mm} \leq l/250 = \frac{6250}{250} = 25 \text{ mm}$$

VERIFICATO

### 3.4. Travatura reticolare

Le vaste luci imposte dai requisiti architettonici orientano la proposta progettuale verso l'adozione di una capriata metallica. L'impiego di travi reticolari spaziali offre l'opportunità di mantenere pesi strutturali competitivi, anche in assenza di supporti intermedi; inoltre, tali travi possono conferire un carattere distintivo all'estetica complessiva dell'impianto. Considerate queste osservazioni oggettive derivanti dall'analisi dei dati raccolti, è imperativo stabilire i requisiti specifici che guideranno la scelta della tipologia strutturale e, di conseguenza, la progettazione della copertura.

I requisiti possono essere articolati nei seguenti punti:

1. Minimizzazione dell'ingombro in pianta;
2. Riduzione del peso complessivo della struttura;
3. Contenimento dell'altezza strutturale;
4. Semplificazione della complessità realizzativa;
5. Valorizzazione dell'estetica architettonica.

Pertanto, i requisiti che devono orientare la scelta progettuale sono molteplici e di fondamentale importanza. La definizione della gerarchia di importanza tra questi aspetti può orientare la progettazione lungo percorsi decisamente differenti. È evidente che la determinazione di tale gerarchia non può che emergere dalla concertazione tra il progettista e la committenza.

### 3.4.1. Trave reticolare “Polanceau”: principi generali di funzionamento

Le travi reticolari sono costituite da un insieme di aste (travi) mutuamente collegate a cerniera ai loro estremi in punti chiamati nodi secondo una disposizione a rete, geometricamente ordinata in modo tale da formare un sistema indeformabile.

Queste aste sono collegate tra loro tramite nodi, che possono essere considerati come cerniere ideali. La configurazione a rete permette di distribuire le forze lungo tutta la struttura, rendendola particolarmente efficiente per sostenere carichi pesanti e coprire grandi luci senza necessitare di supporti intermedi.

I carichi esterni sono quasi sempre forze concentrate ai nodi. Il carico agente in sommità viene trasmesso alle due cerniere a terra dalle due aste mediante sole forze di compressione. In altre parole, le due aste sono sollecitate solo da sforzi normali.

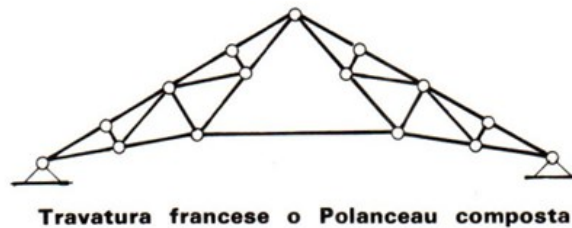


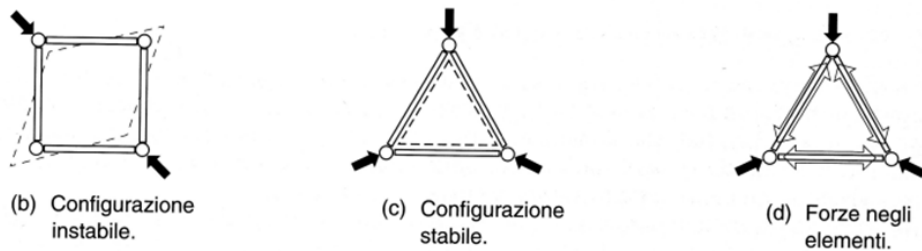
Figura 133- Schema della travatura reticolare Polanceau



Figura 134- Esempio applicativo della trave reticolare nel settore dell'ingegneria civile

Il primo concetto necessario introdurre prima di passare al progetto della capriata è quello di “*stabilità interna della trave reticolare*”.

Internamente le aste inserite devono essere conformate in modo da formare maglie triangolari isostatiche:



**Figura 134- Stabilità alle azioni esterne per diverse configurazioni di disposizione delle aste**

Si possono individuare principalmente tre tipologie di travature:

- TRAVATURE INSTABILI:

L’area centrale, non formata da triangoli isostatici, verrebbe molto distorta sotto l’effetto di un carico applicato alla travatura, al punto di portarla al collasso.

In questo caso la trave è labile, infatti:

$$a + v < 2n$$

$$8 + 3 < 2 \cdot 6$$

Dove:

- $a$  = numero delle aste;
- $n$  = numero dei nodi;
- $v$  = grado dei vincoli esterni

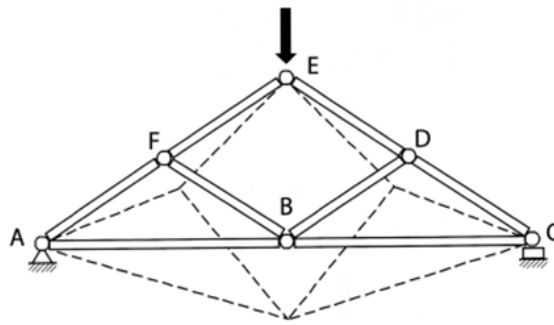


Figura 135- Travatura instabile sotto azione esterna

- TRAVATURA STABILE:

La disposizione delle bare è tale da formare solo triangoli aventi un lato in comune.

In figura 137, la disposizione delle barre è tale da non individuare solo semplici triangoli con un solo lato in comune, ma ancora in grado di condurre ad una travatura stabile.

In questo caso la trave è isostatica, in fatti:

$$a + v < 2n$$

$$9 + 3 < 2 \cdot 6$$

Ci sono anche casi di travatura stabile ma con un numero di barre maggiore di quello minimo necessario per la stabilità. Il classico esempio è quello derivante dall'ingegneria civile dei ponti ferroviari (figura 138):

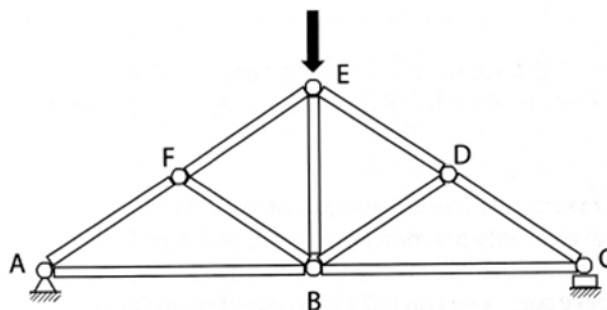


Figura 136- Travatura stabile caratterizzata da triangoli isostatici adiacenti

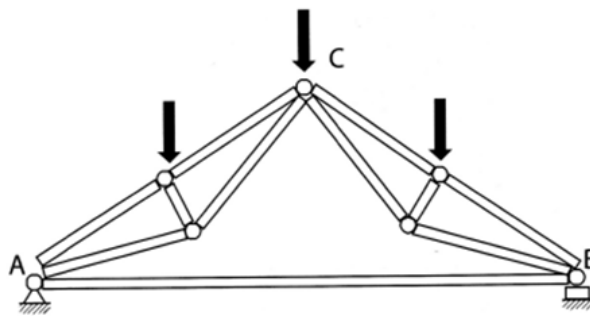


Figura 137- Travatura stabile di configurazione alternativa

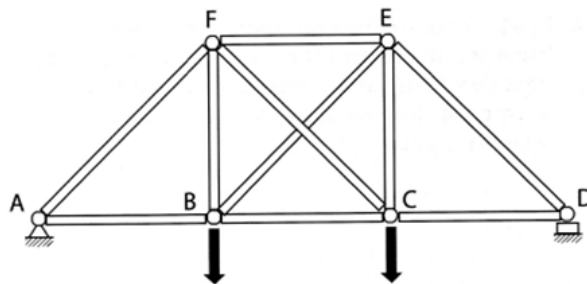


Figura 138- Travatura stabile iperstatica

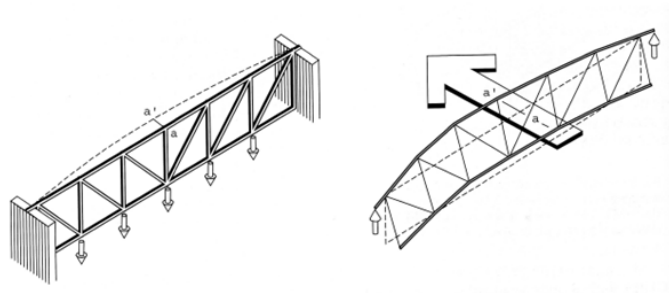
Le aste di una trave reticolare sono sollecitate esclusivamente da sforzo normale di compressione (*puntone*) o di trazione (*tirante*). Lo sforzo è l'azione esercitata dal nodo sull'asta, pertanto, esso è uguale e opposto all'azione esercitata dall'asta sul nodo. Una trave reticolare è “risolta” se si riesce a trovare lo sforzo che sollecita ogni asta. Poiché il collegamento di estremità è una cerniera, il nodo non può trasmettere alcun momento all'asta.



Figura 139- Schematizzazione degli sforzi per elemento a puntone o a tirante

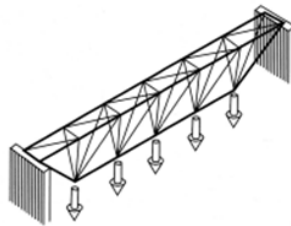
### 3.4.2. Instabilità globale della travatura reticolare

Al fine di prevenire l'instabilità globale della travatura reticolare, nei confronti di azioni orizzontali quali vento e sisma, esistono principalmente tre strategie progettuali:



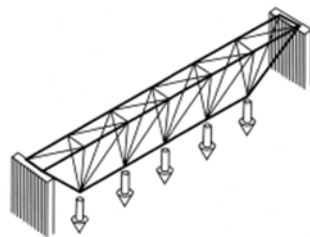
**Figura 140- Instabilità spaziale per trave reticolare**

- Travatura piana con corda superiore irrigidita per fornire la resistenza richiesta all'instabilità laterale:



**Figura 141- Trave reticolare con lembo superiore ulteriormente irrigidito**

- Travatura tridimensionale, la lunghezza del piano superiore fornisce la necessaria resistenza all'instabilità laterale:



**Figura 142- Travatura con corda superiore sufficientemente lunga**



- Travatura tridimensionale, elementi di parete inclinati forniscono la resistenza all'instabilità laterale:

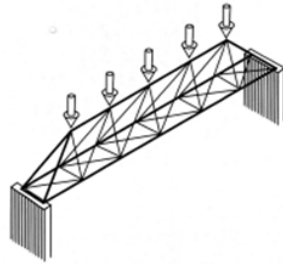


Figura 143- Travatura spaziale con elementi di parete inclinati

### 3.4.3. La tracciatura delle travi reticolari

Le travi reticolari, con nodi bullonati o saldati, vengono abitualmente analizzate secondo uno schema che considera ogni asta incernierata alla estremità. Il modello di calcolo non è dunque in grado di cogliere i momenti flettenti che insorgono per effetto della solidarizzazione dei nodi, ma considera le aste semplicemente tese o compresse (tirante o puntone).

Un modello di calcolo siffatto è certamente a favore di sicurezza se si soddisfano le seguenti condizioni:

- Nel piano della trave si assumono le lunghezze di libera inflessione  $L_c$ <sup>39</sup> delle aste compresse pari alla distanza delle cerniere ideali;
- Lo schema della trave sia tracciato secondo gli assi baricentrici.

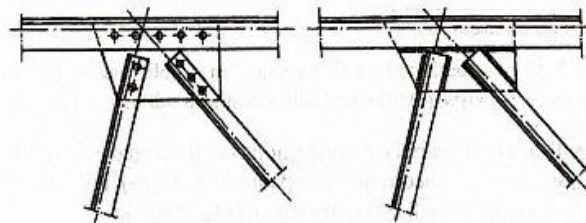


Figura 144- Nodi di travi reticolari, bullonati o saldati

---

<sup>39</sup> Si rimanda alla sezione 2.7.3. in merito all'instabilità flessionale delle aste

La lunghezza di libera inflessione è sicuramente inferiore alla distanza tra due cerniere ideali se le aste sono solidali tra loro<sup>40</sup>. Tuttavia, questa solidarizzazione genera momenti flettenti che possono ridurre la capacità portante dell'asta.

Nel caso in cui un'asta presso inflessa raggiunga la sua capacità portante massima, aumentando i carichi esterni, gli estremi dell'asta iniziano a ruotare. In questo scenario, la lunghezza di libera inflessione cresce, e il comportamento reale dell'asta si avvicina a quello previsto dal calcolo.

Tuttavia, se il calcolo non tiene conto dell'aumento della lunghezza di libera inflessione in condizioni limite (ossia, quando gli estremi ruotano), potrebbe verificarsi un collasso prematuro. In altre parole, i momenti generati dalla solidarizzazione tra le aste possono essere ignorati, a patto che non si sfrutti questa continuità per ridurre la lunghezza di libera inflessione.

Un'altra condizione fondamentale è che gli assi baricentrici di tutte le aste che si incontrano in un nodo devono convergere in un unico punto, che rappresenta la cerniera ideale.

Questa condizione deve essere rispettata durante la progettazione e il tracciamento delle aste, ma può causare difficoltà nelle aste bullonate. Ad esempio, se le aste sono realizzate con angolari, non è possibile forare l'asse baricentrico dell'angolare, poiché il dado e la rondella interferirebbero con il raccordo dell'angolare.

Esse sono quindi forate in corrispondenza dell'asse "di truschino"<sup>41</sup>.

---

<sup>40</sup> È dovuto al fatto che la lunghezza di libera inflessione, distanza tra due punti di flesso consecutivi nella configurazione deformata, nel caso di aste solidali, cioè di aste incastrate, risulta pari a due volte la lunghezza della singola asta.

<sup>41</sup> Il termine è utilizzato per indicare una linea immaginaria o un riferimento da cui vengono misurate le dimensioni per il posizionamento preciso dei componenti della struttura.

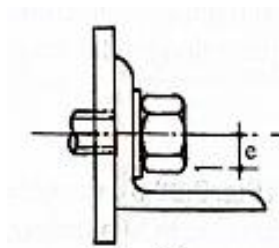


Figura 145- Assi baricentrici e di “truschino” in un collegamento bullonato (sezione)

Se gli assi baricentrici convergono in un solo punto, la piastra di nodo è soggetta ad una forza  $N$  che ha retta di applicazione coincidente con l'asse baricentrico dell'angolare (figura 146). I bulloni sono eccentrici rispetto a questa e devono essere in grado di trasmettere un momento parassita  $M = N \cdot e$ .

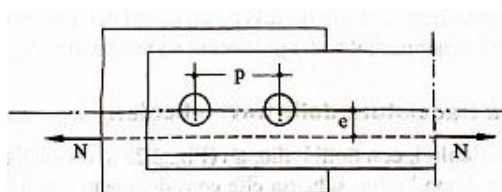


Figura 146- Assi baricentrici e di “truschino” in un collegamento bullonato (vista laterale)

Tuttavia, il tracciamento sugli assi baricentrici è però scomodo per il disegno e la tracciatura delle piastre; esse hanno i fori che non concorrono in un punto. Per tale ragione spesso si preferisce tracciare la capriata sugli assi di truschino.

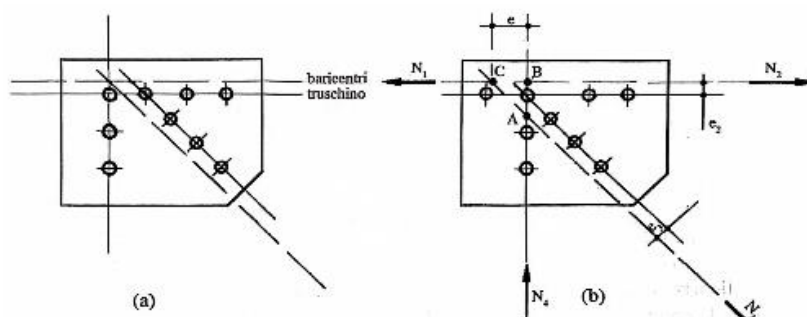


Figura 147- Tracciamento su assi: (a) baricentrici; (b) di truschino.

Risulta che gli assi baricentrici delle aste non convergano più nello stesso nodo, ma si intersechino in più punti, si genera un momento parassita che deve essere ripartito tra le diverse aste. Tuttavia, se i correnti superiore e inferiore hanno una sezione costante e sono sottoposti a forze assiali che decrescono verso gli appoggi, gli effetti delle azioni flessionali parassite non influenzeranno significativamente la statica della struttura, anche se questa è stata dimensionata solo per sforzi assiali.

Per questi motivi, il tracciamento sull'asse di truschino risulta essere una soluzione accettabile, soprattutto per le strutture reticolari.

#### 3.4.4. Esempi illustri di travi reticolari

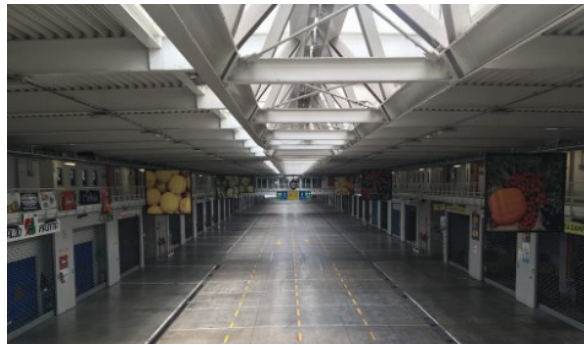
Le applicazioni più illustre di trave reticolare che ritroviamo nell'architettura contemporanea sono:

- *Gare du Nord* (stazione Nord di Parigi) 1865;



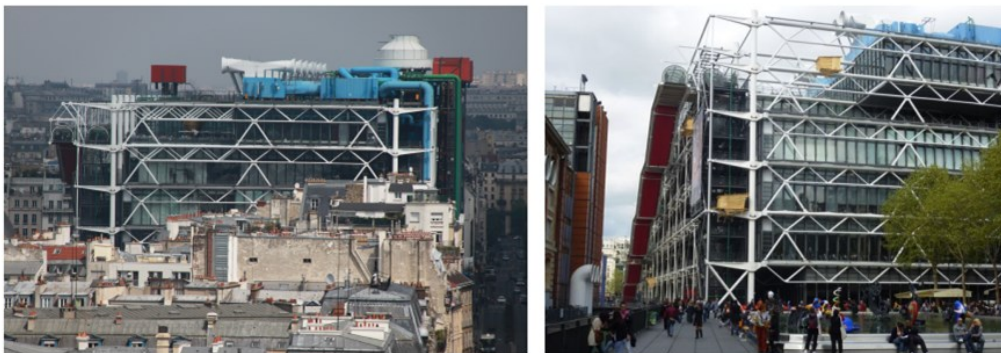
Figura 148-149 - Vista interna della stazione Nord con particolare della trave reticolare

➤ **Mercato ortofrutticolo di Genova 2009;**



**Figura 150-151- Copertura mercato dell'orto frutta di Genova con particolare interno della travatura reticolare**

➤ **Centro Pompidou, Parigi 1977;**



**Figura 152-153- Centro Pompidou, Renzo Piano, Gianfranco Franchini e Richard Rogers**

### 3.5. Predimensionamento trave reticolare “Polonceau”

Dopo aver esaminato i principi generali di funzionamento delle travi reticolari, caratterizzate dalla capacità di trasferire i carichi attraverso un sistema di nodi e membri che operano principalmente in trazione e compressione, è opportuno estendere tali concetti alla progettazione delle capriate metalliche. Queste strutture, infatti, rappresentano una delle applicazioni più diffuse delle travi reticolari, in particolare nell'ambito delle coperture a grande luce, come quelle impiegate nel museo oggetto de caso studio.

Le capriate metalliche si configurano come travi reticolari bidimensionali, orientate generalmente su piani orizzontali o inclinati, progettate per supportare carichi verticali e orizzontali, e per resistere a forze di flessione, taglio e torsione. Sebbene la geometria e la configurazione di una capriata possano variare a seconda delle specifiche esigenze progettuali, il comportamento strutturale rimane sostanzialmente analogo a quello delle travi reticolari, con una distribuzione ottimale delle forze interne che minimizza le deformazioni e assicura una risposta rigida e stabile della struttura.

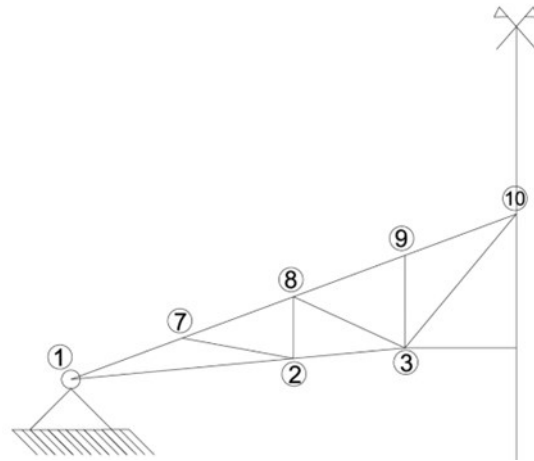
#### 3.5.1. Dati e caratteristiche geometriche della capriata

Dal momento che si sono progettate campate aventi una luce massima di 20m, la soluzione che assolve al meglio questa problematica si concretizza con la realizzazione di travi reticolare di tipo “Polonceau”.

In precedenza, si è affrontato, dal punto di vista teorico, il concetto di trave reticolare; si passa ora ad analizzarlo in merito alla sua natura fisica e statica.

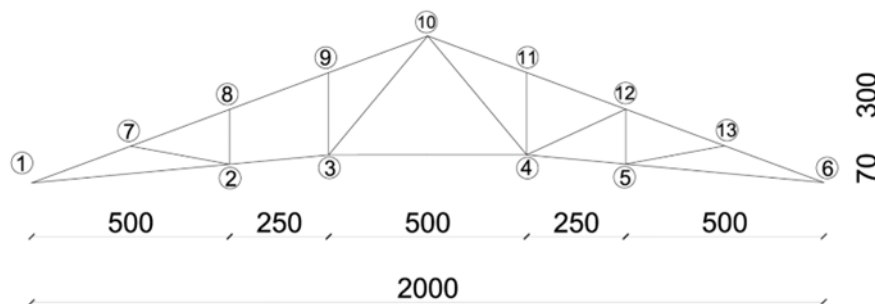
Si affronta il problema di progetto schematizzando la trave di copertura con un modello statico semplice del tipo travatura reticolare semplicemente appoggiata alle colonne.

Essa si presenta caricata simmetricamente dai carichi verticali ed è geometricamente speculare rispetto alla mezzeria; pertanto, si andrà a studiare una delle due metà sapendo che gli stessi risultati si avranno per l'altra:



**Figura 154- Sistema simmetrico di trave reticolare**

Lo schema di trave reticolare a cui si farà riferimento è il seguente:



**Figura 155- Caratteristiche geometriche della capriata oggetto studio**

*Si definiscono:*

*Montanti: sono gli elementi (aste) verticali*

*Diagonali: sono gli elementi (aste) diagonali*

### 3.5.2. Analisi dei carichi

I nodi sono caricati dai carichi concentrati P (trasmessi dagli arcarecci) espressi in N. Per determinare il carico P si deve individuare l'area di influenza del carico di una capriata, poi trasformarlo in un carico a metro lineare sulla capriata e a questo punto concentrarlo sui nodi considerando l'interasse "d" fra essi.

Di seguito l'individuazione dell'area d'influenza:

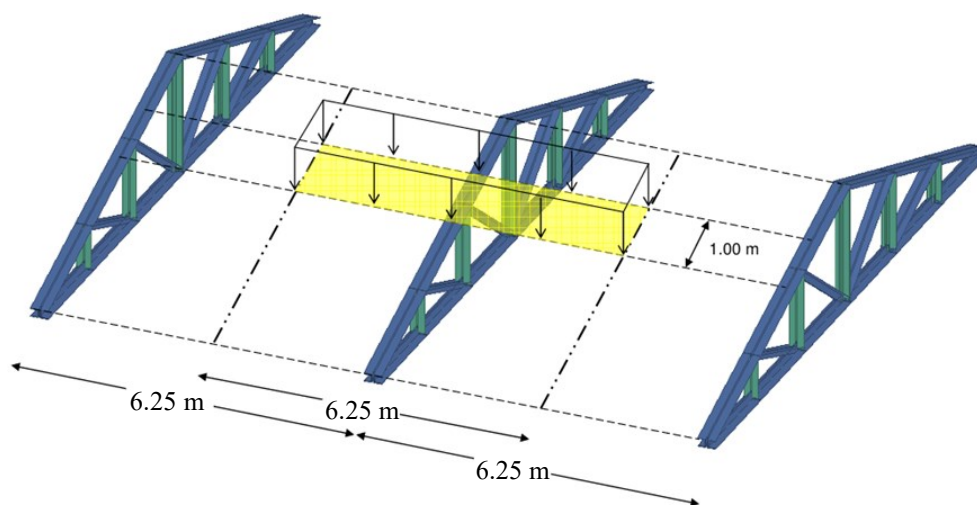


Figura 156<sup>42</sup>- Area di influenza per i carichi sulla copertura

Il calcolo dell'area della zona d'influenza si esegue considerando che tutti i carichi agenti sulle aste vanno trasferiti come carichi concentrati al nodo centrale e a quello laterale:

Il nodo centrale ha una zona d'influenza larga 5m, per cui l'area d'influenza varrà:

$$\text{➤ } A_{inf,NODO\ CENTRALE} = 6.25\ m * \frac{5}{2}\ m = 15.625\ m^2$$

Il nodo laterale ha una zona d'influenza larga 2.5m, per cui l'area d'influenza varrà:

$$\text{➤ } A_{inf,NODO\ LATERALE} = 6.25\ m * \frac{2.5}{2}\ m = 10.94\ m^2$$

---

<sup>42</sup> La figura 156 è stata estratta dall'elaborato "Travi reticolari" del Prof. Ing. Francesco Zanghì, docente del corso di Costruzioni Edili.



La trave reticolare, quindi, sarà dimensionata facendo riferimento ad una stratigrafia di copertura caratterizzata da elementi di solaio prefabbricati Weinberger sormontati dal pacchetto termico previsto (membrana impermeabile, ISOTEC XL+ e lamiera grecata).

Si riporta di seguito l'analisi dei carichi agenti:

### **Azioni permanenti (peso proprio degli elementi di solaio + peso proprio della lamiera)**

**\*NOTA:** il peso proprio della capriata sarà computato a parte in seguito considerando le lunghezze delle aste e i tipi di profili scelti

- Manto di copertura lamiera grecata:  $g_1 = 0.02m * 89 \frac{kN}{m^3} = 0.18 \frac{kN}{m^2}$
- Pacchetto isolamento termico ISOTEC XL+:  $g_2 = 0.038 \frac{kN}{m^2}$
- Elementi per solai Weinberger:  $g_3 = 0.18m * 6 \frac{kN}{m^3} = 1.08 \frac{kN}{m^2}$

Sommando tutti i carichi permanenti si ottiene:

$$G = 0.18 \frac{kN}{m^2} + 0.038 \frac{kN}{m^2} + 1.08 \frac{kN}{m^2} = \mathbf{1.298 \frac{kN}{m^2}}$$

### **Azioni variabili**

- Neve:  $Q_{k1} = 0.72 \frac{kN}{m^2}$
- Vento:

$$\text{Sopravento } Q_{k2} = -0.667 \frac{kN}{m^2} \quad Q_{k2} = 0.3854 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Sottovento } Q_{k2} = -0.6972 \frac{kN}{m^2}$$

- Manutenzione:  $Q_{k3} = 0.5 \frac{kN}{m^2}$

Viene riportato di seguito il calcolo necessario per passare da un carico uniformemente distribuito in  $kN/m^2$  ad un carico lineare in  $daN/cm$ . Questo passaggio sarà utile in seguito quando si passerà all'inserimento delle sollecitazioni del programma di calcolo strutturale.

Per computare un carico da  $kN/m^2$  in  $daN/cm$  si deve considerare l'area d'influenza della capriata alla quale sono applicati i carichi.

Considerando che le travi reticolari coprono una luce di 20m e siano posizionate ad un interasse di 6.25m; l'area d'influenza varrà:

$$S = 20m \cdot 6.25m = 125 m^2$$

Nota l'area d'influenza, è possibile passare da un carico espresso in  $kN/m^2$  ad un carico in kN. Tale carico è da considerarsi assolto da entrambe le membrature, superiore e inferiore. Nota la lunghezza del corrente, pari a 12m da progetto, è consentito esprimere il carico concentrato come carico uniformemente distribuito linearmente:  $kN/m$ . Infine, tramite una semplice conversione di unità di misura, si arriva ad esprimere il carico in  $daN/cm$ .

Per chiarezza, si riporta il calcolo nel caso del sovraccarico derivante dalla manutenzione:

$$Q_{k3} = 0.5 kN/m^2$$

Moltiplicando per l'area d'influenza della capriata si ricava:

$$Carico\ totale = 0.5 kN/m^2 \cdot 125 m^2 = 62,5 kN = 6250 daN$$

Essendo il carico distribuito lungo due travi, ciascuna di lunghezza pari a 12m, il carico totale assolto da una singola trave vale:

$$Carico\ totale_{per\ trave} = \left( \frac{6250 daN}{2} \right) / 12m = 260,42 daN/m \\ \approx 2,60 daN/cm$$

Di seguito, per tutte le tipologie di carico sopra indicate, vengono riportate le conversioni in valori espressi in  $daN/cm$ .

<b>Tipologia di carico</b>	<b>Valore del carico in <math>kN/m^2</math></b>	<b>Valore del carico in <math>daN/cm</math></b>
<i>Manto di copertura in lamiera grecata</i>	$0.18 \text{ kN}/m^2$	$0.94 \text{ daN}/cm$
<i>Pacchetto isolamento termico ISOTEC XL+</i>	$0.038 \text{ kN}/m^2$	$0.2 \text{ daN}/cm$
<i>Elementi per solai Weinberger</i>	$1.08 \text{ kN}/m^2$	$5.625 \text{ daN}/cm$
<i>Carico variabile della neve</i>	$0.72 \text{ kN}/m^2$	$3.75 \text{ daN}/cm$
<i>Carico variabile del vento: sopravento (positivo)</i>	$0.3854 \text{ kN}/m^2$	$2.01 \text{ daN}/cm$
<i>Carico variabile del vento: sopravento (negativo)</i>	$-0.667 \text{ kN}/m^2$	$-3.47 \text{ daN}/cm$
<i>Carico variabile del vento: sottovento</i>	$-0.6972 \text{ kN}/m^2$	$-3.63 \text{ daN}/cm$
<i>Carico variabile derivante dalla manutenzione</i>	$0.5 \text{ kN}/m^2$	$2.6 \text{ daN}/cm$

**Table 2- Tabella riepilogativa dei carichi distribuiti linearmente**

### 3.5.3. Combinazione dei carichi per lo stato limite ultimo

La combinazione da adottare allo SLU, secondo le NTC-18, vale:

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + P + \gamma_q \cdot Q_{k1} + \sum_{(i>1)} \gamma_q \cdot \Psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Dove i segni “+” e “ $\Sigma$ ” indicano l’applicazione concomitante dei rispettivi addendi ed il coefficiente  $\gamma_q$  (pari a 1,5 oppure a 0) va applicato a ciascun carico “ $Q_{ik}$ ” con il valore appropriato.

Si assumono i coefficienti  $\gamma$  secondo la seguente tabella:

**Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l’effetto delle azioni nelle verifiche SLU**

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1	A2
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_{Qk}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l’intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

**Figura 157- Coefficienti parziali per le azioni nelle verifiche SLU: estratto di norma (tab. 2.6.I.)**

Essendo:

“ $G_k$ ” il valore caratteristico delle azioni permanenti;

“ $P_k$ ” il valore caratteristico della forza di precompressione;

“ $Q_{1k}$ ” il valore caratteristico dell’azione di base di ogni combinazione;

“ $Q_{ik}$ ” i valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;

“ $\Psi_{0i}$ ” coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo, da determinarsi sulla base di

considerazioni statistiche; in assenza di queste si assume  $\Psi_{0i}$ , non inferiori a 0,7 per neve e

vento, 0,8 per impianti (tab. 2.5.1. NTC-18)

Si vanno ora a valutare più combinazioni allo SLU, andando a massimizzare per ciascuna un singolo carico accidentale:

- *COMBINAZIONE 1: carichi permanenti + sovraccarico neve (prevalente) + sovraccarico vento + sovraccarico manutenzione*

$$F_d = \gamma_G \cdot G + \gamma_{Qk1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Qk2} \cdot \psi_{01} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Qk3} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k3}$$

$$F_d = 1.5 * 1.298 \text{ kN/m}^2 + 1.5 * 0.72 \text{ kN/m}^2 + 1.5 * 0.6 * 0.3854 \text{ kN/m}^2 + 1.5 * 0.7 * 0.5 \text{ kN/m}^2 = 3.9 \text{ kN/m}^2$$

- *COMBINAZIONE 2: carichi permanenti + sovraccarico neve + sovraccarico vento (prevalente) + sovraccarico manutenzione*

$$F_d = \gamma_G \cdot G + \gamma_{Qk1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Qk2} \cdot \psi_{01} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Qk3} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k3}$$

$$F_d = 1.5 * 1.298 \text{ kN/m}^2 + 1.5 * 0.3854 \text{ kN/m}^2 + 1.5 * 0.5 * 0.72 \text{ kN/m}^2 + 1.5 * 0.7 * 0.5 \text{ kN/m}^2 = 3.46 \text{ kN/m}^2$$

- *COMBINAZIONE 3: carichi permanenti + sovraccarico neve + sovraccarico vento + sovraccarico manutenzione (prevalente)*

$$F_d = \gamma_G \cdot G + \gamma_{Qk1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Qk2} \cdot \psi_{01} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Qk3} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k3}$$

$$F_d = 1.5 * 1.298 \text{ kN/m}^2 + 1.5 * 0.5 \text{ kN/m}^2 + 1.5 * 0.5 * 0.72 \text{ kN/m}^2 + 1.5 * 0.6 * 0.3854 \text{ kN/m}^2 = 3.454 \text{ kN/m}^2$$

La combinazione più gravosa è quella che considera il carico da neve come sovraccarico prevalente.

### 3.5.4. Combinazione dei carichi per lo stato limite d'esercizio

Dal capitolo 2.5.2. delle NTC-18 ricaviamo la combinazione da adottare nel caso di stato limite d'esercizio:

$$F_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_{(i>1)} \Psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Si procede allo stesso modo per la determinazione della combinazione con sovraccarico prevalente più gravoso:

- *COMBINAZIONE 1: carichi permanenti + sovraccarico neve (prevalente) + sovraccarico vento + sovraccarico manutenzione*

$$F_d = G + Q_{k1} + \psi_{01} \cdot Q_{k2} + \psi_{02} \cdot Q_{k3}$$

$$F_d = 1.298 \text{ kN/m}^2 + 0.72 \text{ kN/m}^2 + 0.6 * 0.3854 \text{ kN/m}^2 + 0.7 * 0.5 \text{ kN/m}^2 = 2.6 \text{ kN/m}^2$$

- *COMBINAZIONE 2: carichi permanenti + sovraccarico neve + sovraccarico vento (prevalente) + sovraccarico manutenzione*

$$F_d = G + Q_{k1} + \psi_{01} \cdot Q_{k2} + \psi_{02} \cdot Q_{k3}$$

$$F_d = 1.298 \text{ kN/m}^2 + 0.3854 \text{ kN/m}^2 + 0.5 * 0.72 \text{ kN/m}^2 + 0.7 * 0.5 \text{ kN/m}^2 = 2.3934 \text{ kN/m}^2$$

- *COMBINAZIONE 3: carichi permanenti + sovraccarico neve + sovraccarico vento + sovraccarico manutenzione (prevalente)*

$$F_d = G + Q_{k1} + \psi_{01} \cdot Q_{k2} + \psi_{02} \cdot Q_{k3}$$

$$F_d = 1.298 \text{ kN/m}^2 + 0.5 \text{ kN/m}^2 + 0.5 * 0.72 \text{ kN/m}^2 + 0.6 * 0.3854 \text{ kN/m}^2 = 2.389 \text{ kN/m}^2$$

La combinazione più gravosa è quella che considera il carico da neve come sovraccarico prevalente.

### 3.5.5. Carichi concentrati ai nodi

Per il calcolo dei carichi concentrati ai nodi centrale, di colmo e laterale; si prosegue moltiplicando il carico risultante da combinazione in  $kN/m^2$ , con l'area d'influenza del nodo di riferimento.

Di seguito si riporta la tabella dei carichi concentrati ai nodi:

	NODO CENTRALE	NODO LATERALE	NODO DI COLMO
$SLU = F_d = 3.9 \text{ kN}/m^2$	$3.9 \text{ kN}/m^2 *$ $A_{inf,NODO CENTRALE} = 3.9 \text{ kN}/m^2 * 15.625 \text{ m}^2 = 60.94 \text{ kN}$	$3.9 \text{ kN}/m^2 *$ $A_{inf,NODO LATERALE} = 3.9 \text{ kN}/m^2 * 10.94 \text{ m}^2 = 30.47 \text{ kN}$	<b>60.94 kN</b>
$SLE = F_d = 2.6 \text{ kN}/m^2$	$2.6 \text{ kN}/m^2 *$ $A_{inf,NODO CENTRALE} = 2.6 \text{ kN}/m^2 * 15.625 \text{ m}^2 = 40.625 \text{ kN}$	$2.6 \text{ kN}/m^2 *$ $A_{inf,NODO LATERALE} = 2.6 \text{ kN}/m^2 * 10.94 \text{ m}^2 = 20.3125 \text{ kN}$	<b>40.625 kN</b>

Lo schema della trave reticolare caricata dai soli carichi esterni agenti sui nodi, allo SLU e allo SLE, è il seguente:

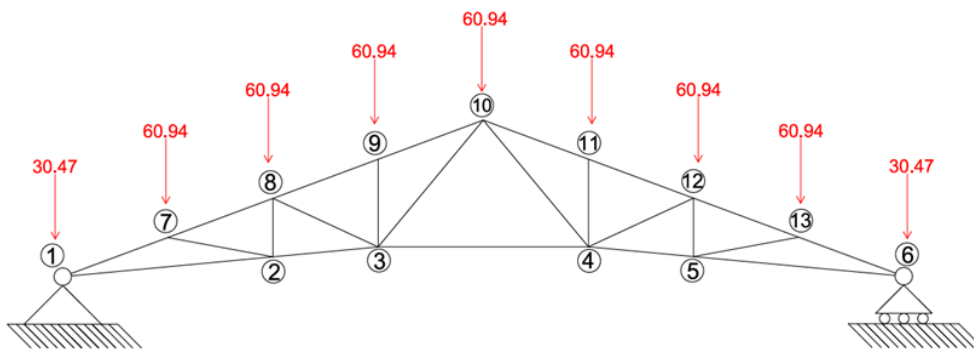


Figura 158- Disposizione dei carichi concentrati ai nodi allo stato limite ultimo

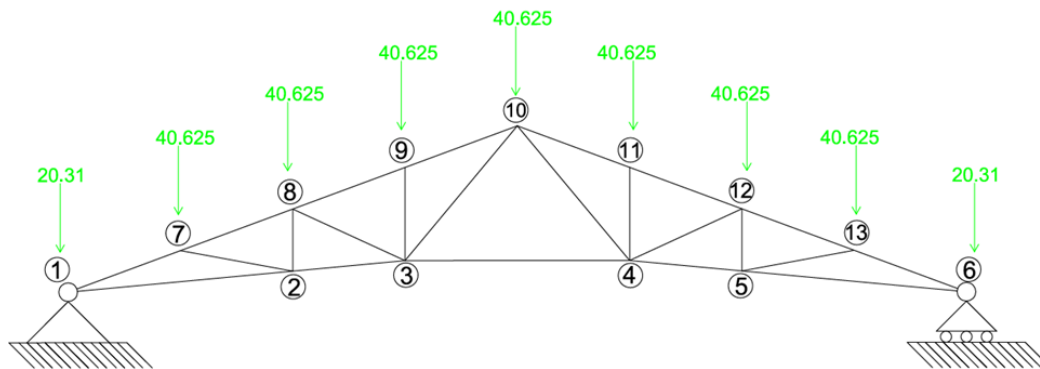


Figura 159- Disposizione dei carichi concentrati ai nodi allo stato limite di esercizio

### 3.5.6. Scelta dei profili per le sezioni

In questa fase si va ad effettuare un predimensionamento di massima al fine di determinare il peso proprio della capriata. Una volta scelti e profili e determinati i carichi gravanti di ciascun profilo, applicando il principio di sovrapposizione degli effetti, si calcoleranno le sollecitazioni risultanti che caricano la capriata.

Si parte ipotizzando certi profili e poi andandoli a verificare successivamente. Se la verifica non è soddisfatta si cambiano i profili, quindi si modificano i pesi propri e si ripete la verifica finché non è soddisfatta. È utile sottolineare che essendo queste strutture abbastanza standard la scelta del profilo iniziale si base sull'osservazione di quei profili già utilizzati in altre strutture simili.

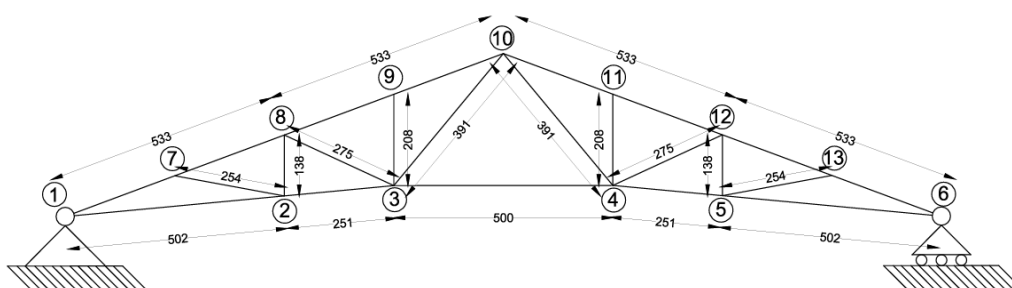


Figura 160- Lunghezze di progetto delle aste della capriata



Asta	Lunghezza [m]	Sezione	Peso al ml. [kN/m]	Numeri profili	Carico nodale [kN]
1-2	5	UPN-160	0.188	2	0.944
2-3	2.5	UPN-160	0.188	2	0.472
3-4	5	UPN-160	0.188	2	0.940
4-5	2.5	UPN-160	0.188	2	0.472
5-6	5	UPN-160	0.188	2	0.944
1-7	3	UPN-220	0.253	2	0.674
7-8	3	UPN-220	0.253	2	0.674
8-9	3	UPN-220	0.253	2	0.674
9-10	3	UPN-220	0.253	2	0.674
10-11	3	UPN-220	0.253	2	0.674
11-12	3	UPN-220	0.253	2	0.674
12-13	3	UPN-220	0.253	2	0.674
13-6	3	UPN-220	0.253	2	0.674
2-8	1.5	L-65x65x7	0.0683	2	0.094
3-9	2	L-65x65x7	0.0683	2	0.142
4-11	2	L-65x65x7	0.0683	2	0.142
5-12	1.5	L-65x65x7	0.0683	2	0.094
2-7	2.5	L-80x80x10	0.119	2	0.302
3-8	3	L-80x80x10	0.119	2	0.327
3-10	4	L-80x80x10	0.119	2	0.465
4-10	4	L-80x80x10	0.119	2	0.465
4-12	3	L-80x80x10	0.119	2	0.327
5-13	2.5	L-80x80x10	0.119	2	0.302

**Table 3- Tabella riepilogativa dei profili scelti nel predimensionamento**

Per la corretta applicazione del principio di sovrapposizione degli effetti, e per il calcolo degli aggravi tensionali risultanti, è necessario eseguire un passaggio preliminare. Occorre amplificare i carichi nodali derivanti dai pesi propri tramite coefficienti di combinazione allo SLU e allo SLE.

La scelta dei coefficienti amplificativi viene fatta considerando che i pesi propri delle aste vengono computati come carichi permanenti strutturali.

I coefficienti di riferimento verranno estrapolati dalla tabella 2.6.1. delle NTC-2018 in accordo con la combinazione di azioni presa in considerazione:

Carico nodale [kN]	COMBINAZIONE SLU (*1,5)	COMBINAZIONE SLE (*1)
0.944	1.416	0.944
0.472	0.708	0.472
0.940	1.410	0.940
0.472	0.708	0.472
0.944	1.416	0.944
0.674	1.012	0.674
0.674	1.012	0.674
0.674	1.012	0.674
0.674	1.012	0.674
0.674	1.012	0.674
0.674	1.012	0.674
0.674	1.012	0.674
0.674	1.012	0.674
0.094	0.142	0.094
0.142	0.212	0.142
0.142	0.212	0.142
0.094	0.142	0.094
0.302	0.454	0.302
0.327	0.491	0.327
0.465	0.697	0.465
0.465	0.697	0.465
0.327	0.491	0.327
0.302	0.454	0.302

**Table 4- Tabella riportante il carico nodale adeguatamente amplificato a seconda dello Stato Limite considerato**

### 3.5.7. Calcolo delle sollecitazioni risultanti

Come spiegato precedentemente, applicando il principio di sovrapposizione degli effetti si riescono a calcolare i carichi risultanti gravanti sui nodi della capriata allo SLU e allo SLE.

Di seguito si riportano gli schemi di trave reticolare computando sia i pesi propri delle aste che le risultanti di combinazione

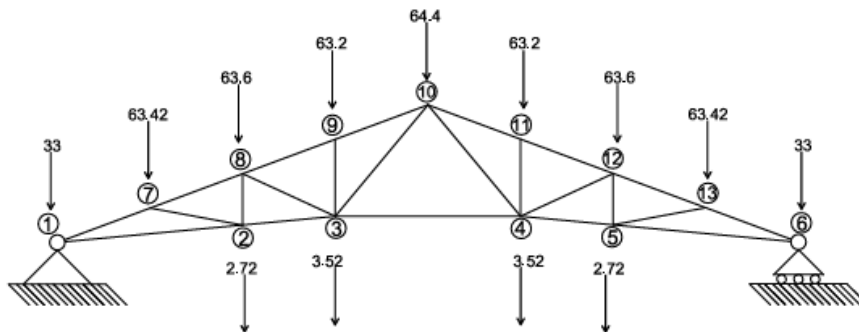


Figura 161- Risultante dei carichi agenti sui nodi allo SLU  
(peso proprio delle aste + carico combinato allo SLU)

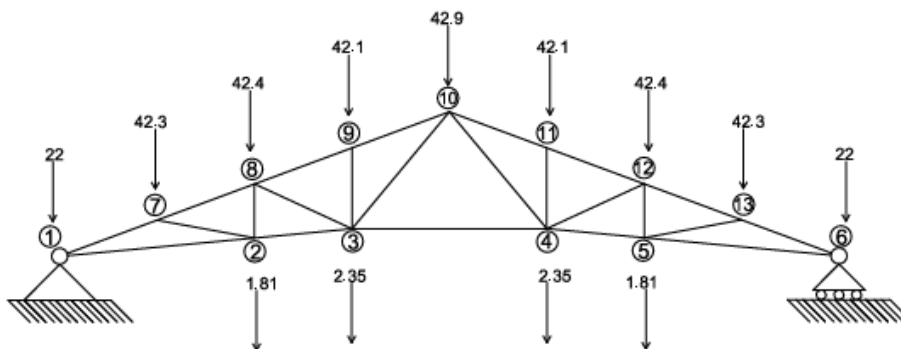


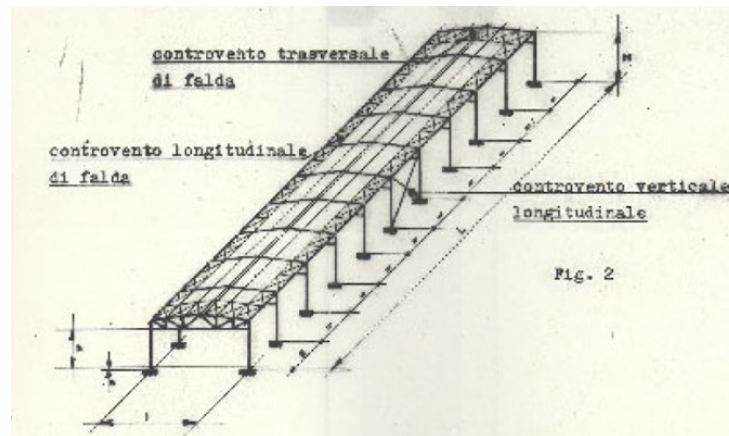
Figura 162- Risultante dei carichi agenti sui nodi allo SLE  
(peso proprio delle aste + carico combinato allo SLE)

### 3.5.8. Metodi risolutivi trave reticolare

In questa parte dell'elaborato verranno presentati due metodi di calcolo per la determinazione dello stato tensionale agente nelle aste della capriata.

- Il primo metodo sarà eseguito a mano e nasce da considerazioni mosse sul calcolo dell'equilibrio dei nodi.
- Il secondo metodo proposto prevede l'utilizzo di un software di calcolo strutturale, "PRO\_SAP", per la risoluzione e verifica della trave reticolare.

Lo schema di capriata scelto (ripreso nella figura 163) dipende sia da considerazioni sulla rigidezza della travatura e sulla rigidezza delle colonne, sia da considerazioni su eventuali semplificazioni di calcolo: in tal senso questa soluzione massimizza il momento sulle colonne dovuto alle azioni trasversali del vento mentre la travatura reticolare è sollecitata dai carichi verticali e trasferisce le azioni orizzontali.



**Figura 163<sup>43</sup>- Schema statico di un fabbricato monopiano con colonne incastrate alla base trasversalmente ed incernierate longitudinalmente.**

Focalizzando l'attenzione sulla capriata dell'esempio, essa ha uno schema statico semplice del tipo travatura reticolare semplicemente appoggiata alle colonne. Si presenta caricata simmetricamente dai carichi verticali ed è geometricamente speculare rispetto alla mezzeria: pertanto si andrà a studiare una delle due metà sapendo che gli stessi risultati si avranno per l'altra.

---

<sup>43</sup> La figura 163 è stata tratta dall'elaborato "Progetto di una capriata in acciaio"

### 3.6. Risoluzione con il metodo analitico

Come sottolineato in precedenza la capriata costituisce un sistema isostatico la cui risoluzione può essere effettuata considerando l'equilibrio delle forze agenti sulle singole cerniere interne (*metodo di soluzione a nodi canonici*).

Per risolvere la struttura reticolare focalizziamo la nostra attenzione sui nodi, partendo dal presupposto che ogni nodo sia fermo, cioè in equilibrio; pertanto, l'insieme delle forze che agiscono nel nodo stesso deve avere risultante nulla (metodo dei nodi).

#### 3.6.1. Calcolo reazioni vincolari esterne

Per la stabilità globale della struttura, si esegue un equilibrio globale alla traslazione orizzontale e verticale (computando sia le azioni derivanti dai pesi propri delle aste che quelle risultanti dall'analisi dei carichi):

- Allo SLU si avrà:

$$H_1 = 0$$

$$V_1 + V_6 = \sum F_{i,SLU} = 523.32 \text{ kN}$$

Poiché la struttura è simmetrica e simmetricamente caricata le reazioni vincolari che nascono sul carrello sulla cerniera sono equivalenti, per cui:

$$V_1 = V_6 = \frac{523.32}{2} = 261.66 \text{ kN}$$

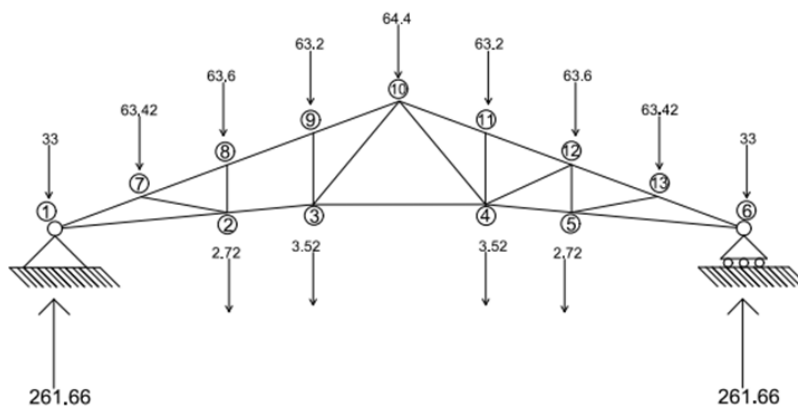


Figura 164- Reazioni vincolari agli appoggi nel caso di carichi allo SLU

- Allo SLE si avrà:  
 $H_1 = 0$   
 $V_1 + V_6 = \sum F_{i,SLE} = 348.82 \text{ kN}$

Poiché la struttura è simmetrica e simmetricamente caricata le reazioni vincolari che nascono sul carrello sulla cerniera sono equivalenti, per cui:

$$V_1 = V_6 = \frac{348.82}{2} = 174.41 \text{ kN}$$

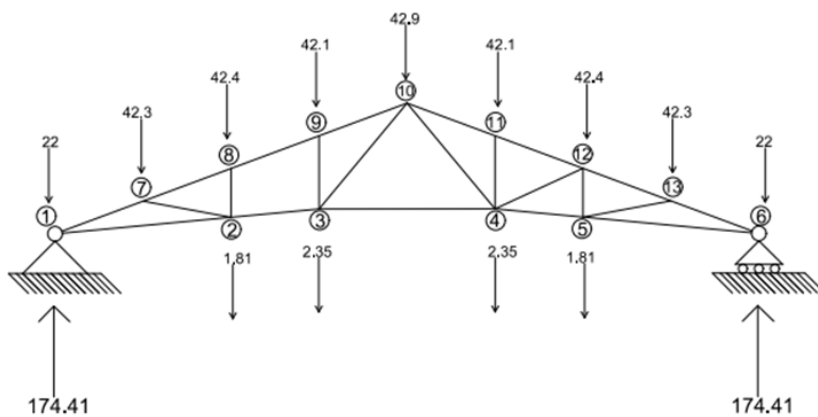


Figura 165- Reazioni vincolari agli appoggi nel caso di carichi allo SLE

### 3.6.2. Calcolo degli sforzi nelle aste

Calcoleremo, per ovvi motivi di simmetria, soltanto metà struttura.

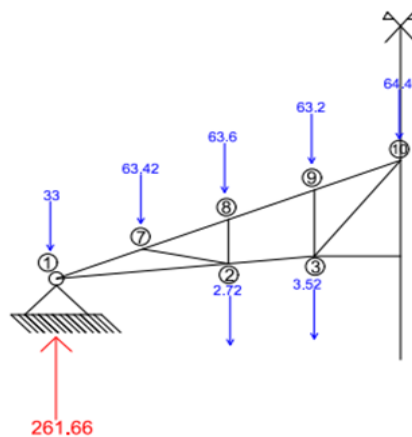


Figura 166- Sollecitazioni allo SLU

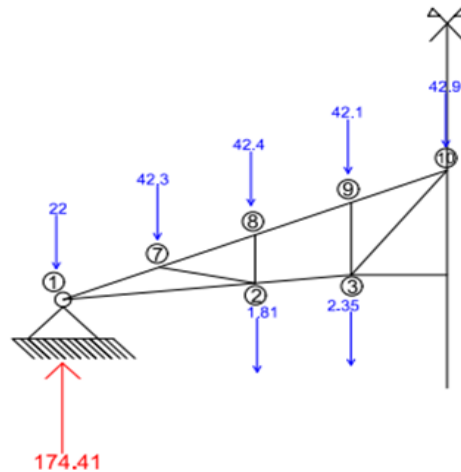


Figura 167- Sollecitazioni allo SLE

È necessario individuare un nodo semplice o canonico, definito come nodo in cui convergono due aste e scriviamo le due equazioni di equilibrio. Nel nostro caso partiamo dal nodo 1.

Si definiscono prima le inclinazioni rispetto l'orizzontale delle aste che compongono la capriata:

- Aste 1-7/7-8/8-9/9-10/10-11/11-12/12-13/13-6 presentano un'inclinazione di  $22^\circ$ ,
- Aste 1-2/2-3/4-5/5-6 presentano un'inclinazione di  $5^\circ$ ,
- Aste 2-8/-3-9/4-11/5-12 presentano un'inclinazione di  $90^\circ$ ,
- Aste 2-7/5-13 presentano un'inclinazione di  $10^\circ$ ,
- Aste 3-8/4-12 presentano un'inclinazione di  $25^\circ$ ,
- Aste 3-10/4-10 presentano un'inclinazione di  $50^\circ$ ,
- Asta 3-4 risulta esser orizzontale.

Si effettua ora lo studio dell'equilibrio al nodo con il fine di determinare se le singole aste della capriata lavorano come puntone (asta compressa) o tirante (asta tesa):

- **NODO 1**

Si effettua l'equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale, imponendo come verso positivo quello verso destra e quello verso l'alto.

$$\begin{cases} \sum F_x = 0 \\ \sum F_y = 0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} R_{1-7} \cdot \cos 22 + R_{1-2} \cdot \cos 5 = 0 \\ 261.66 - 33 + R_{1-7} \cdot \sin 22 + R_{1-2} \cdot \sin 5 = 0 \end{cases}$$

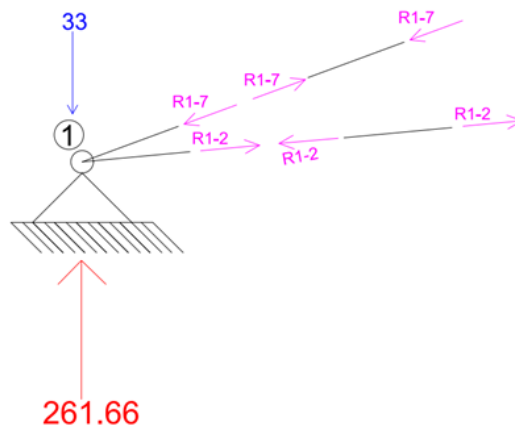


Figura 168- Equilibrio alla traslazione nel nodo 1

Tramite l'utilizzo del software Mat-Lab si risolve il sistema e si ottiene:

$$\begin{cases} R_{1-7} = -779.14 \text{ kN} \\ R_{1-2} = 725.2 \text{ kN} \end{cases}$$

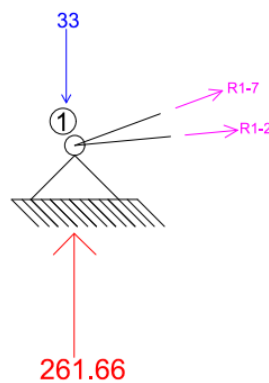


Figura 169- Reazioni ribaltate al nodo 1



Il segno meno significa che il verso corretto è quello opposto, per cui si può concludere che: poiché gli sforzi sull'asta sono uguali ed opposti alle azioni agenti sui nodi (inoltre non si hanno né sforzi concentrati né carichi distribuiti lungo lo sviluppo longitudinale dell'asta), l'asta 1-2 sarà un TIRANTE (trazione) e l'asta 1-7 sarà un PUNTONE (compressione).

- **NODO 7**

I passaggi per la determinazione delle reazioni vincolari agenti lungo le aste 2-7/7-8, sono i medesimi rispetto a quelli eseguiti per il nodo 1:

$$\begin{cases} \sum F_x = 0 \\ \sum F_y = 0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} R_{1-7} \cdot \cos 22 - R_{7-2} \cdot \cos 10 - R_{7-8} \cdot \cos 22 = 0 \\ R_{1-7} \cdot \sin 22 - 63.42 + R_{7-2} \cdot \sin 10 - R_{7-8} \cdot \sin 22 = 0 \\ R_{1-7} = 779.14 \text{ kN (dall'equilibrio precedente)} \end{cases}$$

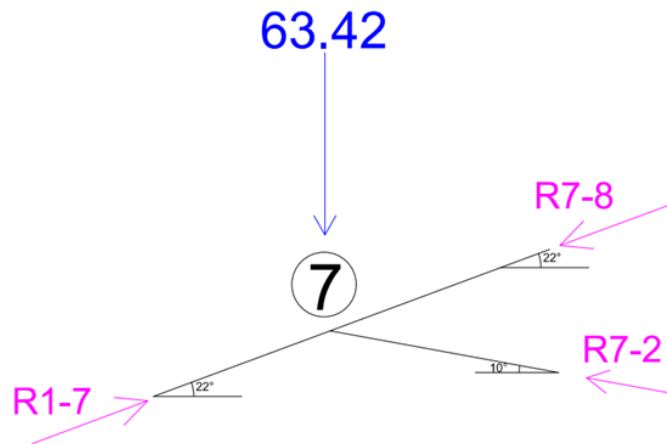


Figura 170- Equilibrio alla traslazione nel nodo 7

Tramite l'utilizzo del software Mat-Lab si risolve il sistema e si ottiene:

$$\begin{cases} R_{7-8} = 661.28 \text{ kN} \\ R_{7-2} = 110.97 \text{ kN} \end{cases}$$

Si può concludere che: l'asta 7-8 sarà un PUNTONE (compressione) e l'asta 2-7 sarà un PUNTONE (compressione).

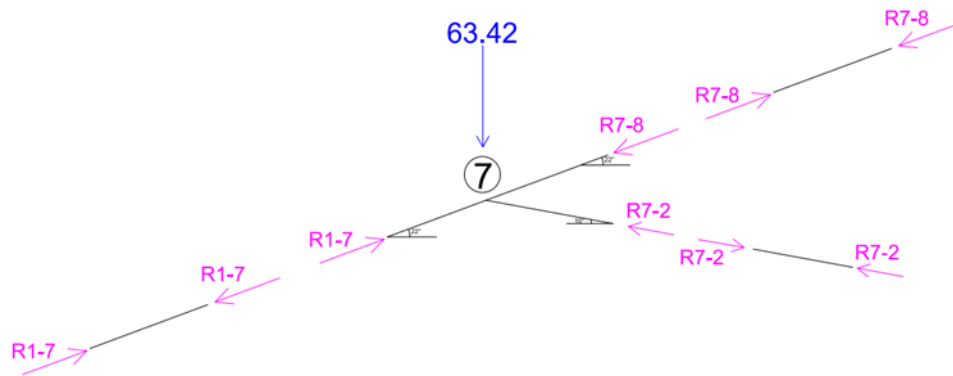


Figura 171- Reazioni ribaltate al nodo 7

• **NODO 2**

I passaggi per la determinazione delle reazioni vincolari agenti lungo le aste 2-8/2-3, sono i medesimi rispetto a quelli eseguiti in precedenza.

$$\begin{cases} \sum F_x = 0 \\ \sum F_y = 0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} R_{7-2} \cdot \cos 10 - R_{1-2} \cdot \cos 5 + R_{2-3} \cdot \cos 5 = 0 \\ -R_{1-2} \cdot \sin 5 - 2.72 - R_{7-2} \cdot \sin 10 - R_{2-8} + R_{2-3} \cdot \sin 5 = 0 \\ R_{1-2} = 752.2 \text{ kN (dall'equilibrio precedente)} \\ R_{7-2} = 110.97 \text{ kN (dall'equilibrio precedente)} \end{cases}$$

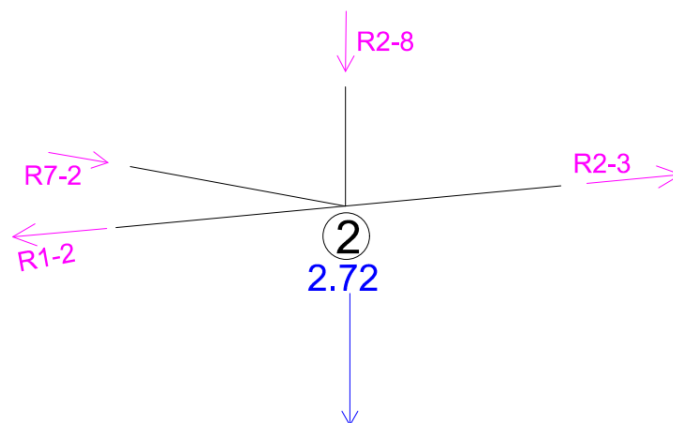


Figura 172- Equilibrio alla traslazione nel nodo 2

Tramite l'utilizzo del software Mat-Lab si risolve il sistema e si ottiene:

$$\begin{cases} R_{2-3} = 642.5 \text{ kN} \\ R_{2-8} = -28.83 \text{ kN} \end{cases}$$

Il segno meno significa che il verso corretto è quello opposto, per cui si può concludere che: poiché gli sforzi sull'asta sono uguali ed opposti alle azioni agenti sui nodi (inoltre non si hanno né sforzi concentrati né carichi distribuiti lungo lo sviluppo longitudinale dell'asta), l'asta 2-3 sarà un TIRANTE (trazione) e l'asta 2-8 sarà un TIRANTE (trazione).

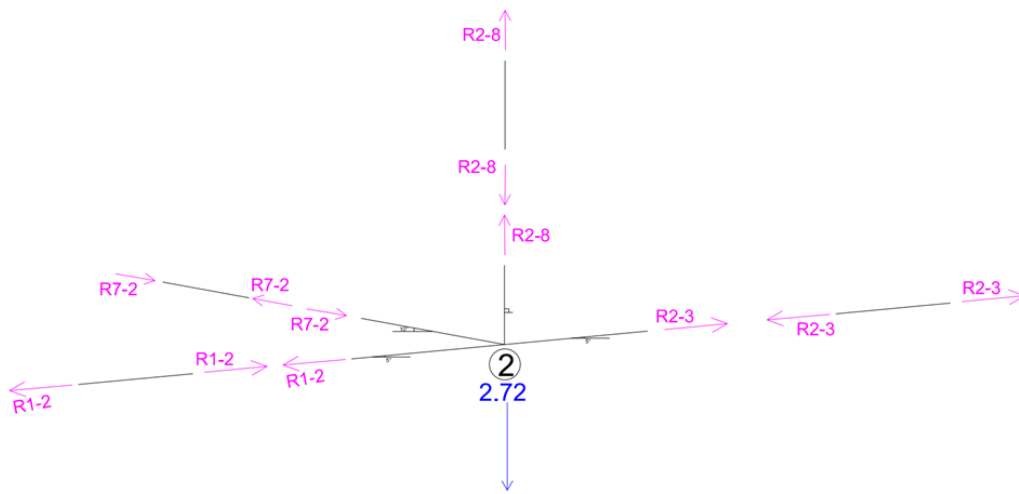


Figura 173- Reazioni ribaltate al nodo 2

- **NODO 8**

I passaggi per la determinazione delle reazioni vincolari agenti lungo le aste 8-3/8-9, sono i medesimi rispetto a quelli eseguiti in precedenza.

$$\begin{cases} \sum F_x = 0 \\ \sum F_y = 0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} R_{7-8} \cdot \cos 22 - R_{8-3} \cdot \cos 25 - R_{8-9} \cdot \cos 22 = 0 \\ R_{7-8} \cdot \sin 22 - 63.6 - R_{2-8} + R_{8-3} \cdot \sin 25 - R_{8-9} \cdot \sin 22 = 0 \\ R_{2-8} = 28.83 \text{ kN (dall'equilibrio precedente)} \\ R_{7-8} = 661.28 \text{ kN (dall'equilibrio precedente)} \end{cases}$$

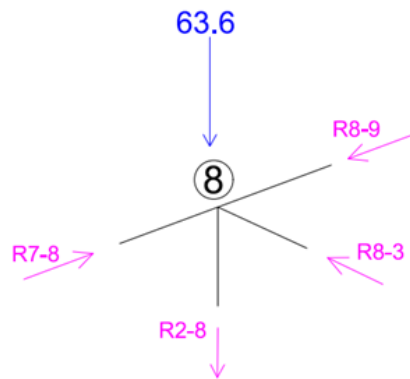


Figura 174- Equilibrio alla traslazione nel nodo 8

Tramite l'utilizzo del software Mat-Lab si risolve il sistema e si ottiene:

$$\begin{cases} R_{8-3} = 80.63 \text{ kN} \\ R_{8-9} = 582.46 \text{ kN} \end{cases}$$

Si può concludere che: l'asta 8-3 sarà un PUNTONE (compressione) e l'asta 8-9 sarà un PUNTONE (compressione).

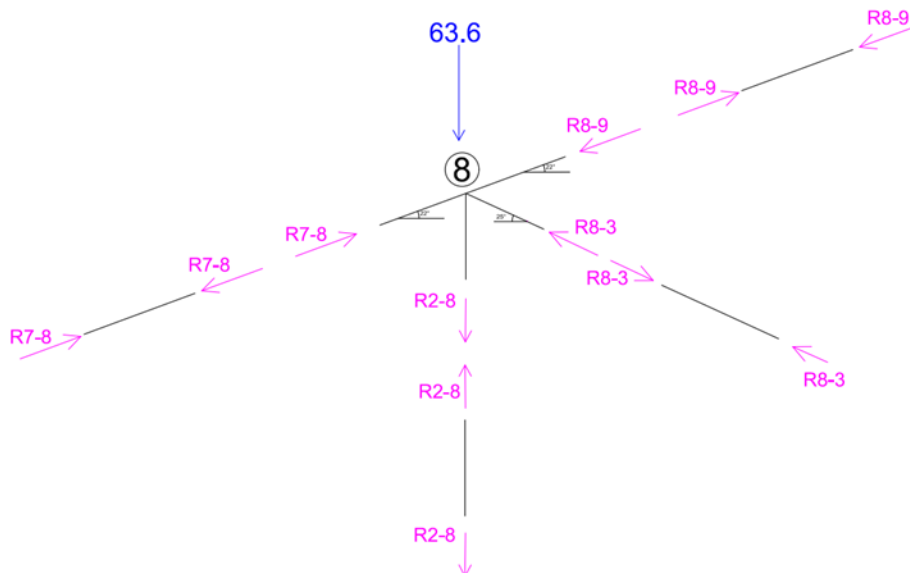


Figura 175- Reazioni ribaltate al nodo 8

- **NODO 9**

I passaggi per la determinazione delle reazioni vincolari agenti lungo le aste 9-3/9-10, sono i medesimi rispetto a quelli eseguiti in precedenza.

$$\begin{cases} \sum F_x = 0 \\ \sum F_y = 0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} R_{8-9} \cdot \cos 22 - R_{9-10} \cdot \cos 22 = 0 \\ R_{8-9} \cdot \sin 22 - R_{9-10} \cdot \sin 22 - 63.2 - R_{9-3} = 0 \\ R_{2-8} = 28.83 \text{ kN (dall'equilibrio precedente)} \end{cases}$$

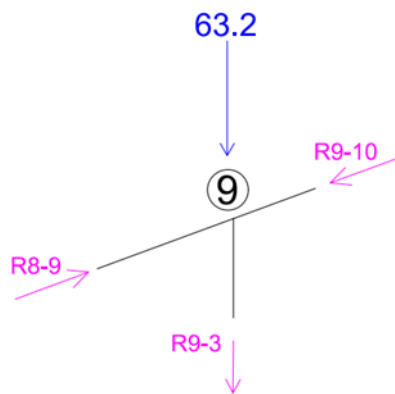


Figura 176- Equilibrio alla traslazione nel nodo 9

Tramite l'utilizzo del software Mat-Lab si risolve il sistema e si ottiene:

$$\begin{cases} R_{9-10} = 582.46 \text{ kN} \\ R_{9-3} = -63.2 \text{ kN} \end{cases}$$

Il segno meno significa che il verso corretto è quello opposto, per cui si può concludere che: poiché gli sforzi sull'asta sono uguali ed opposti alle azioni agenti sui nodi (inoltre non si hanno né sforzi concentrati né carichi distribuiti lungo lo sviluppo longitudinale dell'asta), l'asta 9-10 sarà un PUNTONE (compressione) e l'asta 9-3 sarà un PUNTONE (compressione).

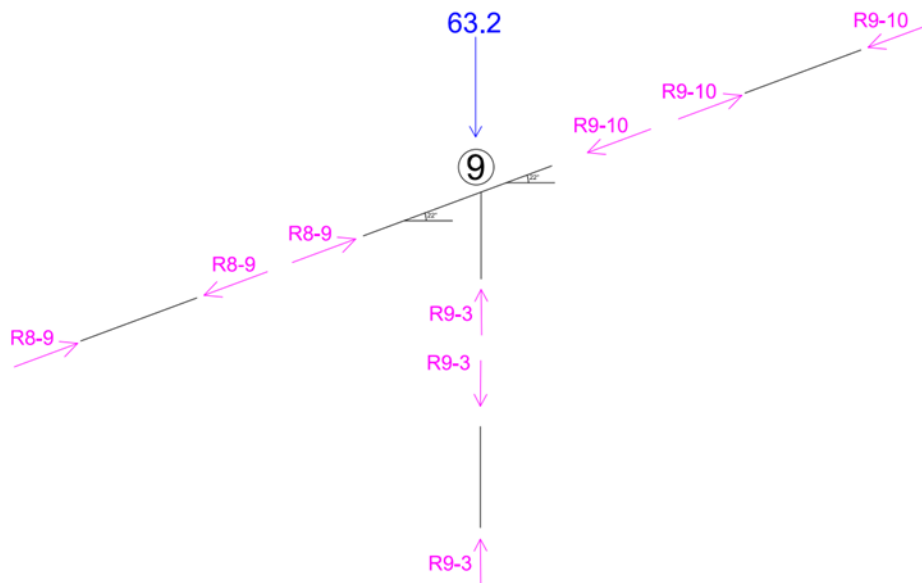


Figura 177- Reazioni ribaltate al nodo 9

- **NODO 3**

I passaggi per la determinazione delle reazioni vincolari agenti lungo le aste 3-10/3-4, sono i medesimi rispetto a quelli eseguiti in precedenza.

$$\begin{cases} \sum F_x = 0 \\ \sum F_y = 0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} -R_{3-2} \cdot \cos 5 + R_{3-8} \cdot \cos 25 - R_{3-10} \cdot \cos 50 - R_{3-4} = 0 \\ -R_{3-2} \cdot \sin 5 - 3.52 - R_{3-8} \cdot \sin 25 - R_{3-10} \cdot \sin 50 - R_{3-9} = 0 \\ R_{3-8} = 80.63 \text{ kN (dall'equilibrio precedente)} \\ R_{3-2} = 642.5 \text{ kN (dall'equilibrio precedente)} \\ R_{3-9} = 63.2 \text{ kN (dall'equilibrio precedente)} \end{cases}$$

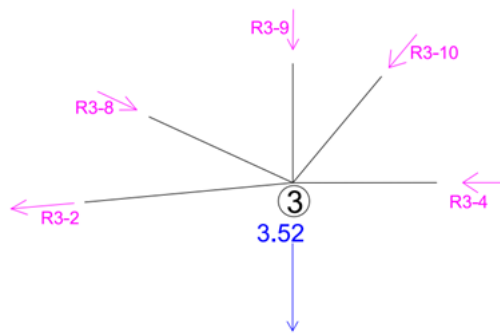


Figura 178- Equilibrio alla traslazione nel nodo 3

Tramite l'utilizzo del software Mat-Lab si risolve il sistema e si ottiene:

$$\begin{cases} R_{3-10} = -204.68 \text{ kN} \\ R_{3-4} = -435.44 \text{ kN} \end{cases}$$

Il segno meno significa che il verso corretto è quello opposto, per cui si può concludere che: poiché gli sforzi sull'asta sono uguali ed opposti alle azioni agenti sui nodi (inoltre non si hanno né sforzi concentrati né carichi distribuiti lungo lo sviluppo longitudinale dell'asta), l'asta 3-10 sarà un TIRANTE (trazione) e l'asta 3-4 sarà un TIRANTE (trazione).

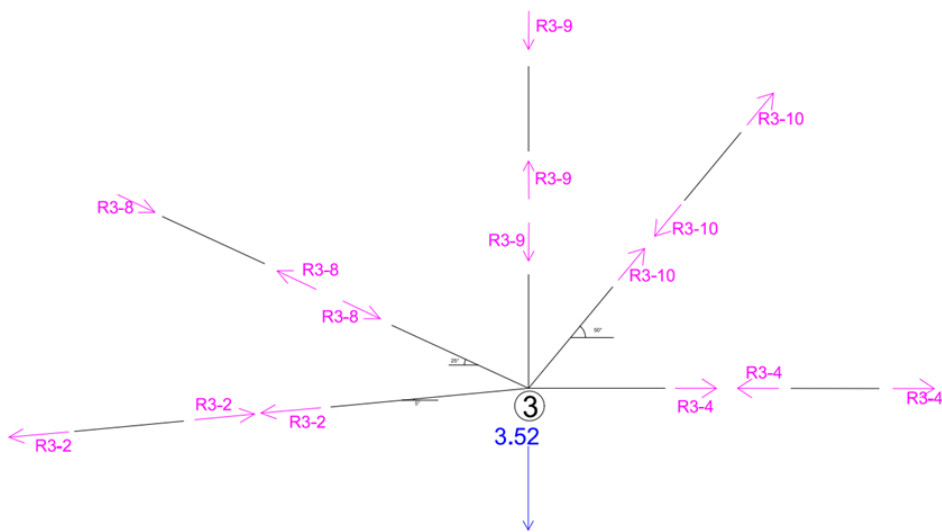


Figura 179- Reazioni ribaltate al nodo 3

### 3.6.3. Riepilogo sforzi sulle aste

La tabella delle sollecitazioni che riassume i calcoli eseguiti fino a questo punto è la seguente:

ASTA	SEZIONE	NUMERO PROFILI	SFORZO [kN]	TIPO
1-2	UPN-160	2	752.2	TIRANTE
2-3	UPN-160	2	642.5	TIRANTE
3-4	UPN-160	2	435.4	TIRANTE
4-5	UPN-160	2	642.5	TIRANTE
5-6	UPN-160	2	752.5	TIRANTE
1-7	UPN-220	2	-779.14	PUNTO
7-8	UPN-220	2	-661.28	PUNTO
8-9	UPN-220	2	-582.46	PUNTO
9-10	UPN-220	2	-582.46	PUNTO
10-11	UPN-220	2	-582.46	PUNTO
11-12	UPN-220	2	-582.46	PUNTO
12-13	UPN-220	2	-661.28	PUNTO
13-6	UPN-220	2	-779.14	PUNTO
2-8	L-65x65x7	2	22.83	TIRANTE
3-9	L-65x65x7	2	-63.2	PUNTO
4-11	L-65x65x7	2	-63.2	PUNTO
5-12	L-65x65x7	2	22.83	TIRANTE
2-7	L-80x80x10	2	-110.97	PUNTO
3-8	L-80x80x10	2	-80.63	PUNTO
3-10	L-80x80x10	2	204.68	TIRANTE
4-10	L-80x80x10	2	204.68	TIRANTE
4-12	L-80x80x10	2	-80.63	PUNTO
5-13	L-80x80x10	2	-110.97	PUNTO

Table 5- tabella identificativa delle sollecitazioni di trazione (tirante) e di compressione (punto) nei diversi profili

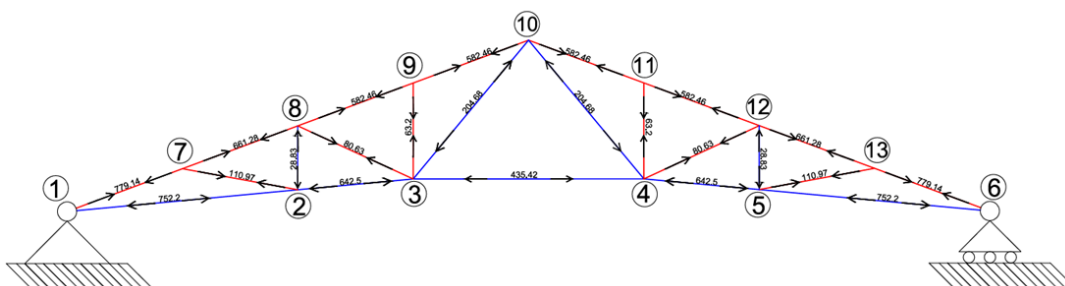


Figure 180- sforzi di trazione e di compressione nei diversi profili



Le tensioni che si sviluppano all'interno della trave reticolare sottoposta ai carichi esterni (combinati secondo la combinazione allo SLU) e ai pesi propri, possono essere rappresentate nel seguente schema:

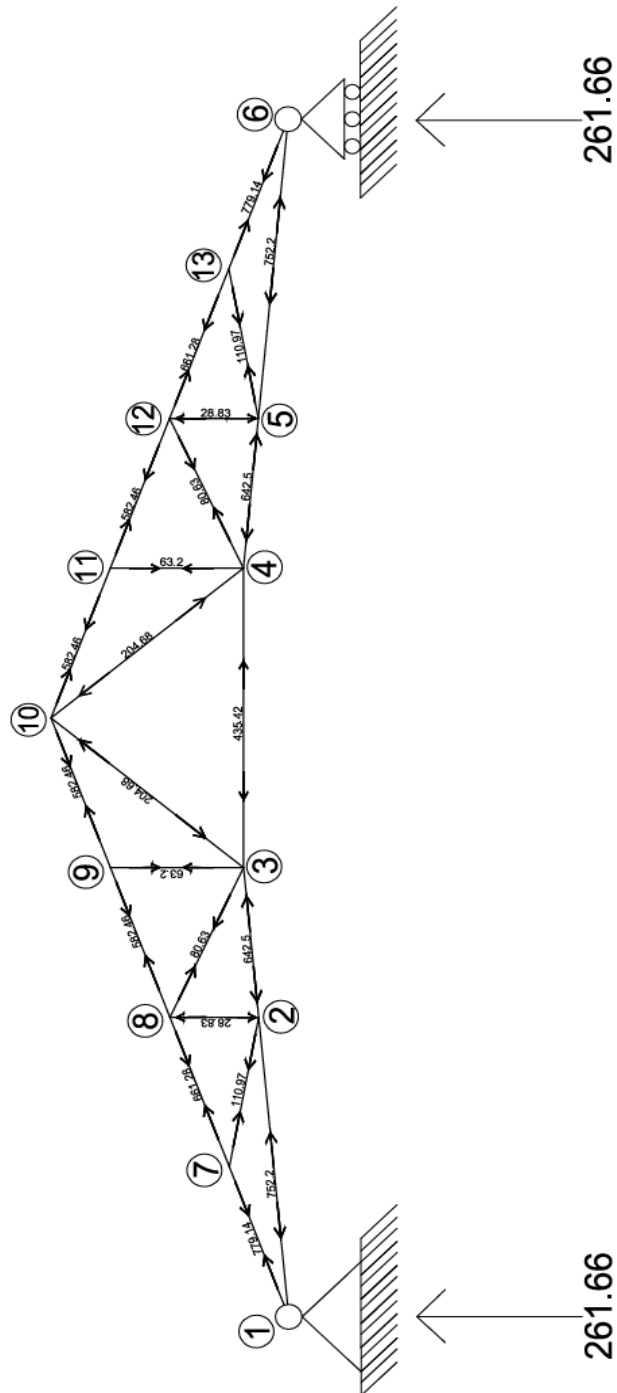


Figure 181- Diagramma con gli sforzi sulle aste compresse e tese

3.6.4. Riepilogo delle massime sollecitazioni da verificare allo stato limite ultimo

Di seguito si riportano le sollecitazioni di compressione e trazione nelle varie aste:

**MEMBRATURE TESE**

- Corrente inferiore  $N_{sd} = 752.2 \text{ kN}$
- Diagonale  $N_{sd} = 204.68 \text{ kN}$

**MEMBRATURE COMPRESSE**

- Corrente superiore  $N_{sd} = -779.14 \text{ kN}$
- Montante  $N_{sd} = -63.2 \text{ kN}$
- Diagonale  $N_{sd} = -110.97 \text{ kN}$

3.6.5. Progetto delle membrature tese-corrente inferiore

Si progetta la Sezione del Corrente Inferiore (S235):

$$N_{sd} = 752.2 \text{ kN}$$

Deve risultare:

$$A \geq \frac{N_{sd}}{f_y/\gamma_{M0}} = \frac{752.2 \cdot 10^3 \text{ N}}{235 \text{ N/mm}^2/1.05} = 3360.9 \text{ mm}^2$$

Si sceglie dal sagomario un profilo accoppiato costituito da 2 **UPN-120**:

La cui area da sagomario vale:  $A=3400 \text{ mm}^2$ .

La norma richiede che sia soddisfatta la seguente disuguaglianza, nei confronti della verifica a trazione dei profili: [**tab. 4.2.5**]

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$$

Avendo scelto due profili UPN-120 accoppiati, si ha che la resistenza plastica di progetto della sezione lorda,  $A$ , vale:

$$N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 3400 \text{ mm}^2 \cdot \frac{235 \text{ N/mm}^2}{1.05} = 760.95 \text{ kN}$$

Confrontando il valore ottenuto con lo sforzo assiale di progetto:

$$N_{sd} = 752.2 \text{ kN} \leq N_{pl,Rd} = 760.95 \text{ kN}$$

VERIFICATO

Bisogna inoltre tener conto della presenza dei fori per i collegamenti sulla superficie della sezione (secondo NTC-18, **4.2.4.1.2.1**).

In questo caso la verifica viene impostata tramite il confronto tra la resistenza plastica di progetto della sezione lorda e la resistenza di progetto a rottura della sezione netta: [4.2.8]

$$N_{pl,Rd} \leq N_{u,Rd}$$

Dove:

- $N_{pl,Rd}$ , resistenza plastica di progetto della sezione lorda è pari a 760.95 kN
- $N_{u,Rd}$ , viene calcolato secondo NTC-18 [4.2.7], come:

$$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2}$$

Dove  $f_{tk}$  è la resistenza ultima dell'acciaio, usando un acciaio S235, è pari a 360 N/mm<sup>2</sup>;  $A_{net} = A - A_{foro}$ , si utilizzano dei bulloni M16 aventi un foro di diametro 18 mm, per cui  $A_{net} = 3400 - 4 \cdot 18 \cdot 7 = 2896 \text{ mm}^2$ ;  $\gamma_{M2}$  è un fattore parziale da adottare quando si valuta la resistenza delle sezioni tese indebolite da fori, ed è pari a 1.25 [**tab.4.2VII**].

Per cui eseguendo il calcolo si ha che:

$$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot 2896 \text{ mm}^2 \cdot \frac{360 \text{ N/mm}^2}{1.25} = 750.64 \text{ kN}$$

La verifica della resistenza a trazione non risulta essere soddisfatta tramite l'utilizzo di questi dati in input; si decide perciò di modificare la tipologia di acciaio scelto tramite l'utilizzo di uno stesso più performante. Si esegue adesso la verifica a trazione considerando un acciaio S275, la cui resistenza a ultima vale  $430 \text{ N/mm}^2$ :

La resistenza plastica di progetto della sezione lorda, A, vale:

$$N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 3400 \text{ mm}^2 \cdot \frac{275 \text{ N/mm}^2}{1.05} = 890.48 \text{ kN}$$

La resistenza di progetto a rottura della sezione netta vale:

$$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot 2896 \text{ mm}^2 \cdot \frac{430 \text{ N/mm}^2}{1.25} = 896.6 \text{ kN}$$

La verifica viene impostata come:

$$N_{pl,Rd} = 761 \text{ kN} \leq N_{u,Rd} = 896.6 \text{ kN}$$

### PROFILO DUTTILE

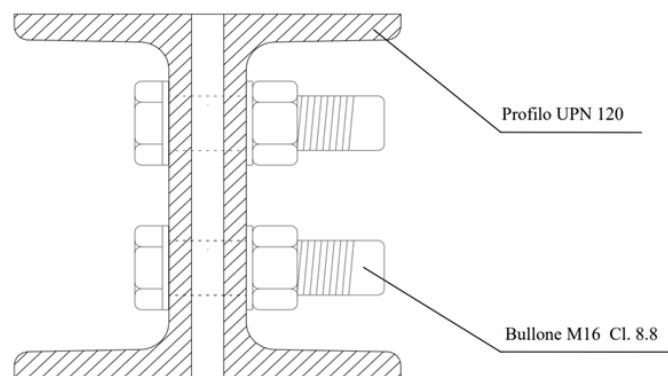


Figure 182- Particolare unione bullonata profilo UPN

### 3.6.6. Progetto delle membrature tese-diagonale

Si progetta la Sezione del Corrente diagonale (S275):

$$N_{sd} = 204.68 \text{ kN}$$

Deve risultare:

$$A \geq \frac{N_{sd}}{f_y/\gamma_{M0}} = \frac{204.68 \cdot 10^3 \text{ N}}{275 \text{ N/mm}^2/1.05} = 781.50 \text{ mm}^2$$

Si sceglie dal sagomario un profilo accoppiato costituito da 2 L 45x45x6:

La cui area da sagomario vale, da sagomario:  $A=1018 \text{ mm}^2$ . La norma richiede che sia soddisfatta la seguente disuguaglianza, nei confronti della verifica a trazione dei profili: [**tab. 4.2.5**]

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$$

Avendo scelto due profili L 60x60x5 accoppiati, si ha che la resistenza plastica di progetto della sezione lorda, A, vale:

$$N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 1018 \text{ mm}^2 \cdot \frac{275 \text{ N/mm}^2}{1.05} = 266.62 \text{ kN}$$

Confrontando il valore ottenuto con lo sforzo assiale di progetto:

$$N_{sd} = 204.68 \text{ kN} \leq N_{pl,Rd} = 266.62 \text{ kN}$$

VERIFICATO

Bisogna inoltre tener conto della presenza dei fori per i collegamenti sulla superficie della sezione (secondo NTC-18, **4.2.4.1.2.1**).

In questo caso la verifica viene impostata tramite il confronto tra la resistenza plastica di progetto della sezione lorda e la resistenza di progetto a rottura della sezione netta: **[4.2.8]**

$$N_{pl,Rd} \leq N_{u,Rd}$$

Dove:

- $N_{pl,Rd}$ , resistenza plastica di progetto della sezione lorda è pari a 266.62 kN
- $N_{u,Rd}$ , viene calcolato secondo NTC-18 **[4.2.7]**, come:

$$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2}$$

Dove  $f_{tk}$  è la resistenza ultima dell'acciaio, usando un acciaio S275, è pari a 430 N/mm<sup>2</sup>;  $A_{net} = A - A_{foro}$ , si utilizzano dei bulloni M16 aventi un foro di diametro 18 mm, per cui  $A_{net} = 1018 - 2 \cdot 18 \cdot 5 = 838 \text{ mm}^2$ ;  $\gamma_{M2}$  è un fattore parziale da adottare quando si valuta la resistenza delle sezioni tese indebolite da fori, ed è pari a 1.25 **[tab.4.2VII]**.

Per cui eseguendo il calcolo si ha che:

$$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot 838 \text{ mm}^2 \cdot \frac{430 \text{ N/mm}^2}{1.25} = 259.45 \text{ kN}$$

La verifica della resistenza a trazione non risulta essere soddisfatta tramite l'utilizzo di questi dati in input. Si decide quindi di adottare dei profili di area maggiore, in maniera tale da aumentare l'area netta a disposizione.

Si impiega un profilo accoppiato costituito da 2 L 55x55x8, la cui area lorda da sagomario vale  $A=1646 \text{ mm}^2$ .

La resistenza plastica di progetto della sezione lorda,  $A$ , vale:

$$N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 1646 \text{ mm}^2 \cdot \frac{275 \text{ N/mm}^2}{1.05} = 431.095 \text{ kN}$$

Confrontando il valore ottenuto con lo sforzo assiale di progetto, la verifica a trazione risulta verificata.

Si procede ora con il calcolo della resistenza di progetto a rottura della sezione netta ( $A_{net} = 1646 - 2 \cdot 18 \cdot 5 = 1466 \text{ mm}^2$ ):

$$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot 1466 \text{ mm}^2 \cdot \frac{430 \text{ N/mm}^2}{1.25} = 454 \text{ kN}$$

La verifica viene impostata come:

$$N_{pl,Rd} = 431.095 \text{ kN} \leq N_{u,Rd} = 454 \text{ kN}$$

#### PROFILO DUTTILE

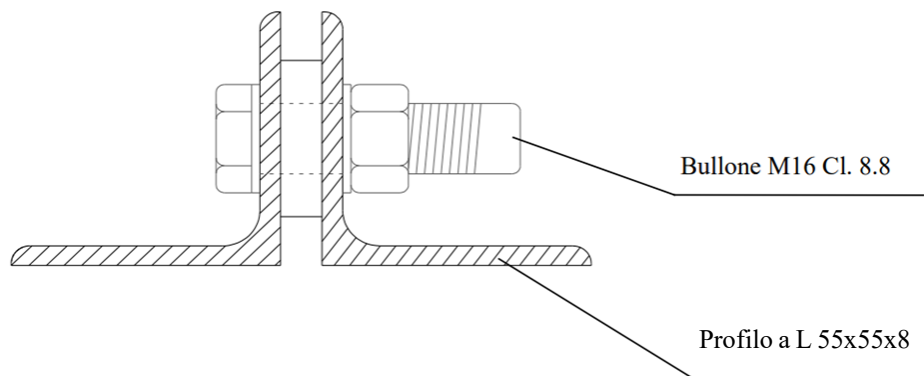


Figure 183- Particolare unione bullonata profilo a L 55x55x8

### 3.6.7. Progetto delle membrature compresse-corrente superiore

Si progetta la sezione del corrente superiore (S275)

$$N_{sd} = -779.14 \text{ kN}$$

La verifica di stabilità dell'asta si effettua nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa. La verifica si imposta come: [4.2.41]

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

Dove:

- $N_{Ed}$  è l'azione di compressione di progetto;
- $N_{b,Rd}$  è la resistenza di progetto all'instabilità nell'asta compressa. Questa viene calcolata in relazione alla classe di appartenenza della sezione studiata. Nel nostro caso, la sezione è di tipo compatta, per cui sarà di classe 1-2. Per cui, la resistenza di progetto all'instabilità viene calcolata come: [4.2.42]

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

$\gamma_{M1}$  è un coefficiente di sicurezza per il calcolo della resistenza all'instabilità delle membrature che, secondo la tabella 4.2.VII vale 1.05. Il coefficiente  $\chi$  dipende dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; viene desunto dalla seguente formula in funzione del valore della snellezza normalizzata  $\bar{\lambda}$ : [4.2.44]

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0$$

Dove:

- $\phi = 0.5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$
- $\alpha$  è il fattore di imperfezione ricavato dalla **Tab. 4.2.VIII**



Sezione trasversale		Limiti	Inflexione intorno all'asse	Curva di instabilità		
				S235, S275, S355, S420	S460	
Sezioni laminare		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	a b	a <sub>0</sub> a <sub>0</sub>
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$ mm	y-y z-z	b c	a a
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100$ mm	y-y z-z	b c	a a
			$t_f > 100$ mm	y-y z-z	d d	c c
Sezioni ad I saldate		$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	b c	b c	
		$t_f > 40$ mm	y-y z-z	c d	c d	
Sezioni cave		Sezione formata "a caldo"	qualunque	a	a <sub>0</sub>	
		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 <sub>0</sub>	a	b	c	d
Fattore di imperfezione $\alpha$		0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Figure 184- Curve d'instabilità per varie tipologie di sezioni e classi d'acciaio, per elementi compressi: estratto di norma (Tab. 4.2.VIII)

Nel nostro caso, volendo usare due profili UPN accoppiati (sezioni piene ad U-S275), il coefficiente  $\alpha$  vale 0.49 (la norma non impone delle restrizioni in merito).

- $\bar{\lambda}$  è la snellezza normalizzata ed è pari a, per le sezioni di classe 1-2-3:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}}$$

Dove:

- $N_{cr}$  è il valore dell'azione di compressione che provocherebbe l'instabilità.

Per ogni asta, nota la sua lunghezza geometrica, la sua sezione e le condizioni di vincolo in testa e al piede, è possibile calcolare il carico critico Euleriano<sup>44</sup>.

Il problema dell'instabilità, per le aste in acciaio, risulta essere particolarmente sensibile. Un'asta metallica soggetta ad un'azione di compressione, se eccessivamente snella in rapporto alle condizioni di carico, geometriche e di vincolo, tende ad instabilizzarsi, cioè ad inflettersi ruotando attorno all'asse x o y, nella direzione di maggior debolezza.

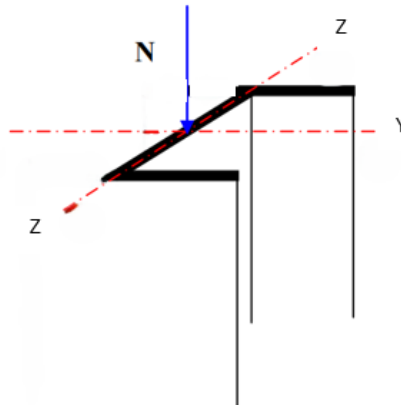


Figure 185- Elemento soggetto a compressione

---

<sup>44</sup> Si rimanda alla sezione 2.7.3. per ulteriori chiarimenti

La prima definizione di carico critico si deve ad Eulero:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{min}}{(\beta \cdot L)^2}$$

in cui  $E$  è il modulo elastico normale del materiale di cui è fatta l'asta,  $\beta$  tiene conto delle condizioni di vincolo ed  $(\beta \cdot L)$  è la lunghezza libera di inflessione, ossia la distanza tra due punti di flesso consecutivi della deformata.

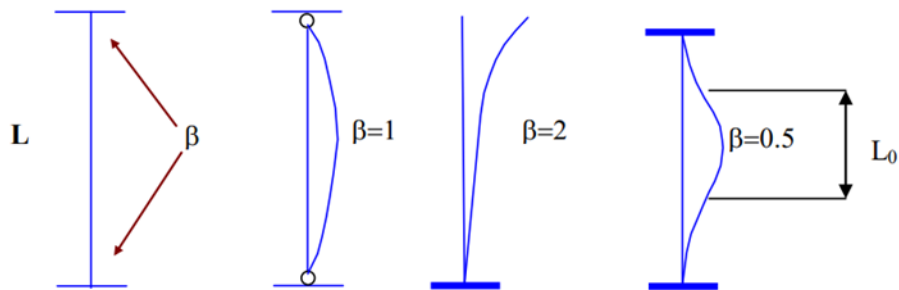


Figure 186- Vincoli sulle aste e lunghezza di libera inflessione

Nel nostro caso, le condizioni di vincolo alle estremità dell'asta sono due cerniere, per cui il valore di  $\beta$  può essere stimato tramite la formula di Newmark come:

$$\beta = \sqrt{\frac{(0.2 + \mu_0) \cdot (0.2 + \mu_L)}{(0.4 + \mu_0) \cdot (0.4 + \mu_L)}} \quad \begin{cases} \mu_0 = \frac{E \cdot I}{K_0 \cdot L} \\ \mu_L = \frac{E \cdot I}{K_L \cdot L} \end{cases}$$

$K_0$  e  $K_L$  sono dei coefficienti che vengono introdotti nella risoluzione del problema di Eulero; nel caso di asta vincolata tra due cerniere, avremo che:

$$K_0 = K_L = 0$$

$$\mu_0 = \mu_L = \infty$$

$$\beta = 1$$

Si effettua la verifica considerando, in prima analisi, 2 profili UPN-180 accoppiati con una lunghezza libera  $L=2.7$  m, da sagomario i momenti d'inerzia dei singoli profili rispetto agli assi "y" e "z" valgono:  $I_y = 1350 \text{ cm}^4$ ,  $I_z = 114 \text{ cm}^4$ ,  $A= 5600 \text{ mm}^2$ .

Il momento di inerzia minimo,  $I_{min}$ , è quello riferito all'asse "z" per cui, per due profili UPN-180  $I_{min} = 2 * (1140000 \text{ mm}^4 + 2800\text{mm}^4 * 24.3^2) = 5586744 \text{ mm}^4$ .

Si può ora procedere con il calcolo del carico critico:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \text{ N/mm}^2 \cdot 5586744 \text{ mm}^4}{(1 \cdot 2700 \text{ m})^2} = 1588364.91 \text{ N}$$

Ritornando al calcolo della resistenza di progetto all'instabilità nell'asta compressa  $N_{b,Rd}$ , è necessario calcolare il coefficiente  $\chi$  come:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0$$

$$\phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\triangleright \alpha = 0.49$$

$$\triangleright \bar{\lambda} = \sqrt{A \cdot f_{yk} / N_{cr}} = \sqrt{5600 \cdot 275 / 1588364.91} = 0.985$$

Il coefficiente  $\phi$  allora vale:

$$\begin{aligned} \phi &= 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.5 [1 + 0.49(0.985 - 0.2) + 0.985^2] \\ &= 1.177 \end{aligned}$$

Il coefficiente  $\chi$  risulta essere:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} = \frac{1}{1.177 + \sqrt{1.177^2 - 0.985^2}} = 0.549$$

Si può infine calcolare la resistenza di progetto all'instabilità nell'asta compressa  $N_{b,Rd}$  e confrontarla con l'azione di compressione di progetto  $N_{Ed}$  :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = \frac{0.549 \cdot 5600 \text{ mm}^2 \cdot 275 \text{ N/mm}^2}{1.05} = 805.2 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = -779.14 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 779.14 \text{ kN} \leq N_{b,Rd} = 805.2 \text{ kN}$$

VERIFICATO

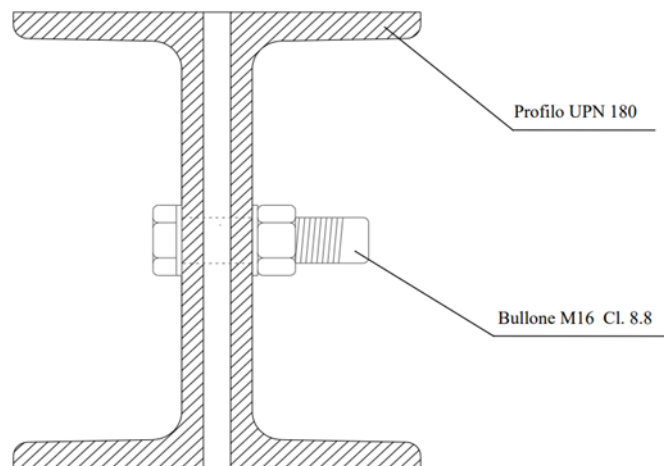


Figure 187- Particolare unione bullonata profilo UPN-180

### 3.6.8. Progetto delle membrature compresse-diagonale

Si progetta la sezione della diagonale (S275)

$$N_{sd} = -110.97kN$$

La verifica di stabilità dell'asta si effettua ripercorrendo gli stessi passi precedentemente effettuati. La verifica si imposta come: [4.2.41]

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

Dove:

- $N_{Ed}$  è l'azione di compressione di progetto;
- $N_{b,Rd}$  è la resistenza di progetto all'instabilità nell'asta compressa. Questa viene calcolata in relazione alla classe di appartenenza della sezione studiata. Nel nostro caso, la sezione è di tipo compatta, per cui sarà di classe 1-2. Per cui, la resistenza di progetto all'instabilità viene calcolata come: [4.2.42]

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

$\gamma_{M1}$  è un coefficiente di sicurezza per il calcolo della resistenza all'instabilità delle membrature che, secondo la tabella 4.2.VII vale 1.05

Il coefficiente  $\chi$  dipende dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; viene desunto dalla seguente formula in funzione del valore della snellezza normalizzata  $\bar{\lambda}$ : [4.2.44]

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0$$

Dove:

- $\phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$

- $\alpha$  è il fattore di imperfezione ricavato dalla **Tab. 4.2.VIII**

Nel nostro caso, volendo usare due profili ad L accoppiati S275), il coefficiente  $\alpha$  vale 0.34 (la norma non impone delle restrizioni in merito).

- $\bar{\lambda}$  è la snellezza normalizzata ed è pari a, per le sezioni di classe 1-2-3:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}}$$

Dove:

- $N_{cr}$  è il valore dell'azione di compressione che provocherebbe l'instabilità.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{min}}{(\beta \cdot L)^2}$$

Dove:

- $E$  è il modulo elastico normale del materiale di cui è fatta l'asta;
- $\beta$  tiene conto delle condizioni di vincolo;
- $(\beta \cdot L)$  è la lunghezza libera di inflessione, ossia la distanza tra due punti di flesso consecutivi della deformata.

Nel nostro caso, le condizioni di vincolo alle estremità dell'asta sono due cerniere, per cui il valore di  $\beta$  può essere stimato tramite la formula di Newmark come:

$$\beta = 1$$

Si effettua la verifica considerando, in prima analisi, due profili L 65x5x5 accoppiati con una lunghezza libera  $L=2.5$  m,  $A= 1268$  mm<sup>2</sup>

Il momento di inerzia minimo,  $I_{min}$ , è quello riferito all'asse "z" per cui, per due profili L 65x5x5  $I_{min} = 2 * (247000$  mm<sup>4</sup> +  $634$ mm<sup>4</sup> \*  $22.6^2$ ) =  $1141643$  mm<sup>4</sup>.

Si può ora procedere con il calcolo del carico critico:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \text{ N/mm}^2 \cdot 1141643 \text{ mm}^4}{(1 \cdot 2500 \text{ m})^2} = 378590.18 \text{ N}$$

Ritornando al calcolo della resistenza di progetto all'instabilità nell'asta compressa  $N_{b,Rd}$ , è necessario calcolare il coefficiente  $\chi$  come:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0$$

$$\phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\triangleright \alpha = 0.34$$

$$\triangleright \bar{\lambda} = \sqrt{A \cdot f_{yk} / N_{cr}} = \sqrt{1268 \cdot 275 / 378590.18} = 0.96$$

Il coefficiente  $\phi$  allora vale:

$$\phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.5[1 + 0.34(0.96 - 0.2) + 0.96^2] = 1.09$$

il coefficiente  $\chi$  risulta essere:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{1.09 + \sqrt{1.09^2 - 0.96^2}} = 0.6226$$

Si può infine calcolare la resistenza di progetto all'instabilità nell'asta compressa  $N_{b,Rd}$  e confrontarla con l'azione di compressione di progetto  $N_{Ed}$  :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = \frac{0.6226 \cdot 1268 \text{ mm}^2 \cdot 275 \text{ N/mm}^2}{1.05} = 206.76 \text{ KN}$$



Ricordando che lo sforzo assiale di compressione sollecitante vale:

$$N_{ed} = -110.97 \text{ kN}$$

La verifica si impone come:

$$N_{ed} = 110.97 \text{ kN} \leq N_{b,Rd} = 206.76 \text{ kN}$$

VERIFICATO

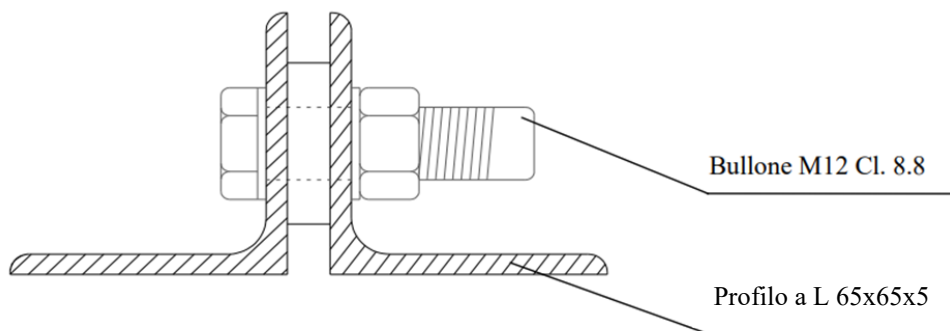


Figure 188- Particolare unione bullonata doppio profilo a L 65x65x5

### 3.6.9. Progetto delle membrature compresse-montante

Si progetta la sezione della diagonale (S275)

$$N_{sd} = -63.2 \text{ kN}$$

La verifica di stabilità dell'asta si effettua ripercorrendo gli stessi passi precedentemente effettuati. La verifica si imposta come: [4.2.41]

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

Dove:

- $N_{Ed}$  è l'azione di compressione di progetto;
- $N_{b,Rd}$  è la resistenza di progetto all'instabilità nell'asta compressa.

Questa viene calcolata in relazione alla classe di appartenenza della sezione studiata. Nel nostro caso, la sezione è di tipo compatta, per cui sarà di classe 1-2. Per cui, la resistenza di progetto all'instabilità viene calcolata come: [4.2.42]

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

$\gamma_{M1}$  è un coefficiente di sicurezza per il calcolo della resistenza all'instabilità delle membrature che, secondo la tabella 4.2.VII vale 1.05

Il coefficiente  $\chi$  dipende dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; viene desunto dalla seguente formula in funzione del valore della snellezza normalizzata  $\bar{\lambda}$ : [4.2.44]

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0$$

Dove:

- $\phi = 0.5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$
- $\alpha$  è il fattore di imperfezione ricavato dalla **Tab. 4.2.VIII**

Nel nostro caso, volendo usare due profili ad L accoppiati S275), il coefficiente  $\alpha$  vale 0.34 (la norma non impone delle restrizioni in merito).

- $\bar{\lambda}$  è la snellezza normalizzata ed è pari a, per le sezioni di classe 1-2-3:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}}$$

Dove:

- $N_{cr}$  è il valore dell'azione di compressione che provocherebbe l'instabilità.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{min}}{(\beta \cdot L)^2}$$

Dove:

- $E$  è il modulo elastico normale del materiale di cui è fatta l'asta;
- $\beta$  tiene conto delle condizioni di vincolo,
- $(\beta \cdot L)$  è la lunghezza libera di inflessione, ossia la distanza tra due punti di flesso consecutivi della deformata.

Nel nostro caso, le condizioni di vincolo alle estremità dell'asta sono due cerniere, per cui il valore di  $\beta$  può essere stimato tramite la formula di Newmark come:

$$\beta = 1$$

Si effettua la verifica considerando, in prima analisi, due profili L 50x50x5 accoppiati con una lunghezza libera  $L=2.1\text{m}$ ,  $A= 960 \text{ mm}^2$ .

Il momento di inerzia minimo,  $I_{min}$ , è quello riferito all'asse "z" per cui, per due profili L 50x50x5  $I_{min} = 2 * (110000 \text{ mm}^4 + 480\text{mm}^4 * 17^2) = 497440 \text{ mm}^4$ .

Si può ora procedere con il calcolo del carico critico:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \text{ N/mm}^2 \cdot 497440 \text{ mm}^4}{(1 \cdot 2100 \text{ m})^2} = 233787.43 \text{ N}$$

Ritornando al calcolo della resistenza di progetto all'instabilità nell'asta compressa  $N_{b,Rd}$ , è necessario calcolare il coefficiente  $\chi$  come:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0$$

$$\phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\text{➤ } \alpha = 0.34$$

$$\text{➤ } \bar{\lambda} = \sqrt{A \cdot f_{yk} / N_{cr}} = \sqrt{960 \cdot 275 / 233787.43} = 1.063$$

Il coefficiente  $\phi$  allora vale:

$$\begin{aligned}\phi &= 0.5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0.5 [1 + 0.34(1.063 - 0.2) + 1.063^2] \\ &= 1.212\end{aligned}$$

il coefficiente  $\chi$  risulta essere:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{1.212 + \sqrt{1.212^2 - 1.063^2}} = 0.557$$

Si può infine calcolare la resistenza di progetto all'instabilità nell'asta compressa  $N_{b,Rd}$  e confrontarla con l'azione di compressione di progetto  $N_{Ed}$  :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = \frac{0.557 \cdot 960 \text{ mm}^2 \cdot 275 \text{ N/mm}^2}{1.05} = 140.05 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 63.2 \text{ kN} \leq N_{b,Rd} = 140.05 \text{ kN}$$

VERIFICATO

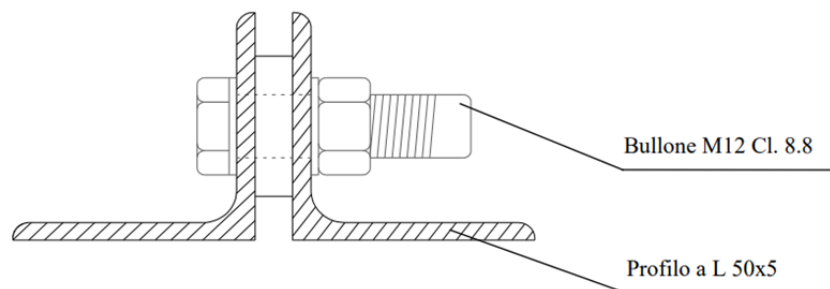


Figure 189- Particolare unione bullonata doppio profilo a L 50x50x5

### 3.6.10. Riepilogo aste della capriata metallica

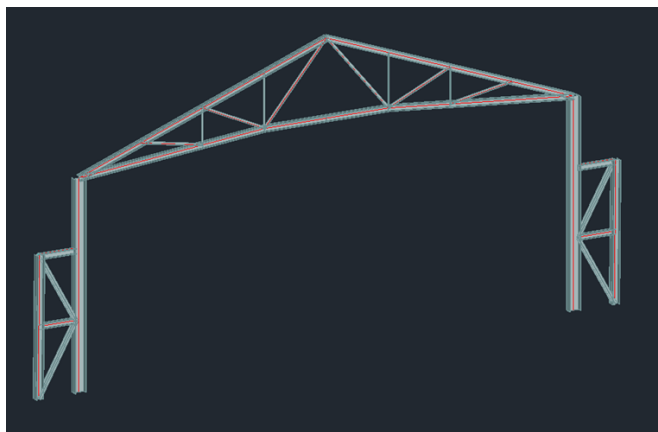
Vengono riportate di seguito le tipologie di aste predimensionate e verificate allo SLU che sono state scelte nella realizzazione della capriata metallica.

La tipologia di acciaio richiesta per i profili è il tipo *S-275*, al fine di rispettare i vincoli normativi:

<b>TIPOLOGIA MEMBRAUARA</b>	<b>ASTA</b>	<b>SEZIONE</b>	<b>NUMERO PROFILI</b>
Tesa corrente inferiore	1-3/3-4/4-6	UPN-120	2
Tesa diagonale	3-10/4-10	L-55x55x8	2
Compressa corrente superiore	1-10/10-6	UPN-180	2
Compressa diagonale	2-7/3-8/4-12/5-13	L-65x65x5	2
Compressa montante	3-9/4-11/2-8/5-12	L-50x50x5	2

**Tabella 6- Tabella riepilogativa dei profili scelti in fase di predimensionamento**

Di seguito è stato proposto il modello tridimensionale della capriata metallica sottoposto al processo di progetto e verifica, eseguito tramite il programma “*Advance-Steel*”. Sono stati inseriti anche i possibili contrafforti, non progettati, che contribuiranno alla resistenza delle aste, nella direzione a maggiore labilità, nei confronti delle azioni orizzontali (vento e sisma):



**Figura 190- Elaborato spaziale della campata, con particolare della capriata e dei relativi contrafforti**

### 3.7. Verifica della capriata tramite modellazione numerica agli elementi finiti (FEM)

Nella seguente sezione, dopo aver completato il progetto e la verifica della capriata metallica mediante computazione manuale, vengono illustrate le fasi successive di modellazione e verifica strutturale mediante modellazione numerica agli elementi finiti, utilizzando il software di calcolo avanzato “PRO\_SAP”.

Tale approccio consente di affinare l'analisi del comportamento strutturale della capriata, confrontando e validando i risultati ottenuti con i metodi tradizionali attraverso l'impiego di strumenti numerici altamente sofisticati. La modellazione numerica agli elementi finiti permette di simulare con maggiore dettaglio le condizioni di carico e le risposte strutturali, ottimizzando il processo progettuale.

Un software di calcolo strutturale è uno strumento essenziale per la progettazione e la verifica delle strutture. Le sue principali caratteristiche includono:

1. **Modellazione geometrica:** permette di creare e definire la geometria della struttura, sia manualmente che importando modelli CAD;
2. **Definizione dei materiali:** consente di assegnare proprietà fisiche e meccaniche ai materiali (acciaio, calcestruzzo, ecc.);
3. **Carichi e condizioni al contorno:** permette di applicare carichi statici e dinamici e definire i vincoli e le interazioni con gli appoggi;
4. **Analisi strutturale:** esegue calcoli per determinare le sollecitazioni e le deformazioni, utilizzando modelli lineari o non lineari, statici o dinamici;
5. **Verifiche normative:** implementa le normative tecniche (ad esempio, NTC-2018) per garantire la sicurezza della struttura sotto carico;
6. **Simulazioni avanzate:** consente analisi dinamiche, di vibrazione, torsione e altre simulazioni complesse, utili per strutture strategiche.

7. **Interoperabilità:** permette l'integrazione con altri software, come quelli per la progettazione architettonica o la modellazione del terreno, tramite formati standard.

Una doverosa precisazione è da fare in merito alla strategia di risoluzione della struttura implementata nel software, vale a dire il “*metodo di modellazione ad elementi finiti*”.

Il metodo degli elementi finiti (FEM) è una tecnica numerica ampiamente implementata nei software di calcolo strutturale per analizzare il comportamento di strutture complesse. Il principio di base del FEM consiste nell'operare una discretizzazione della trave in un numero “n” di elementi ed un numero “n+1” di nodi. In questo modo, si riescono a determinare le incognite di spostamento e rotazioni nodali. La soluzione complessiva del problema è quindi ottenuta combinando i risultati locali ai nodi, consentendo di studiare il comportamento globale del sistema in modo dettagliato.

Il processo di modellazione con FEM include:

1. **Creazione della mesh:** la struttura è divisa in piccoli elementi (travi, piastre, solidi) tramite una rete di nodi, la cui densità influisce sulla precisione e sul tempo di calcolo.
2. **Definizione delle proprietà del materiale:** ciascun elemento è associato a un materiale con specifiche caratteristiche meccaniche (modulo di elasticità, resistenza, ecc.).
3. **Applicazione dei carichi e delle condizioni al contorno:** vengono definiti i carichi esterni (statici o dinamici) e i vincoli della struttura (appoggi, supporti).

Una volta modellato il sistema, il software risolve un sistema di equazioni numeriche per determinare le deformazioni, le sollecitazioni interne (come forze e momenti) e le reazioni agli appoggi. Il FEM permette di eseguire analisi lineari e non lineari, statiche e dinamiche, a seconda del tipo di struttura e dei carichi applicati.

Infine, i software di calcolo strutturale che adottano il FEM forniscono risultati grafici (mappe di deformazioni, distribuzione delle sollecitazioni) e report numerici per verificare la sicurezza e conformità alle normative.

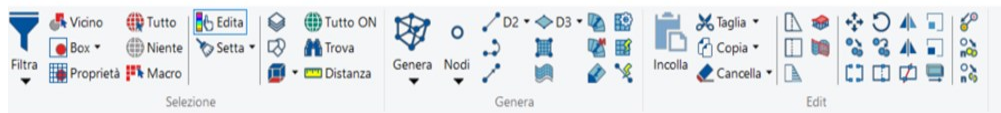
Di seguito, vengono esposti i principali passaggi operativi adottati, le ipotesi di calcolo, i parametri di input e, infine, i risultati delle analisi strutturali condotte, con un'attenzione particolare alla verifica della sicurezza e della funzionalità dell'elemento strutturale in esame.

### 3.7.1. Modellazione geometrica della capriata

In primis si procede con la modellazione geometrica della capriata metallica, riportando la medesima geometria ipotizzata in fase di progetto.

La fase di modellazione può essere gestita in diversi modi all'interno del programma:

- Il metodo più classico prevede direttamente l'inserimento degli elementi tramite i diversi comandi presenti nell'interfaccia grafica. Per cui si andrà a costruire il modello per coordinate tramite “elemento nodo, elemento D2, elemento D3”.



**Figura 191- Interfaccia utente in fase di modellazione (al centro i comandi “elemento nodo, elemento D2, elemento D3 utili all'impostazione della geometria)**

- Un altro metodo consiste nello sfruttare un output esterno. Può essere molto utile dal momento che ci consente di andare a lavorare su programmi di disegno che lavorano sia in ambito bidimensionale che tridimensionale. Si andranno ad importare per cui porzioni di modellazione già eseguite, o l'intero modello, all'interno del programma;



È il caso dell'importazione eseguita tramite “file dxf”. Il file, realizzato tramite “Autocad”, è perfettamente bidimensionale e mostra le impronte di pilastri ed altri parti che servono per identificare gli altri elementi strutturali.

La modellazione della capriata è stata eseguita tramite importazione di “file dxf”. Mediante i comandi “genera nodi da entità dxf,” e “D2 da linee e polilinee dxf.” si è riprodotta fedelmente la geometria della capriata.

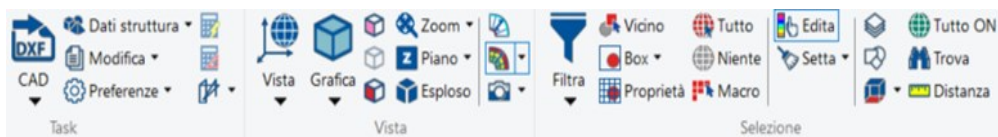


Figura 192- Interfaccia utente in fase di modellazione (a sinistra il comando “importazione da file dxf”)

- Un ulteriore metodo permette l'interfaccia del software di calcolo strutturale con un file IFC di derivazione BIM. Il principale vantaggio di utilizzare una tecnologia BIM, piuttosto che l'importazione da “file dxf”, consiste nelle proprietà degli elementi. L'importazione del file IFC prevede, oltre che l'importazione della geometria, anche di tutte le proprietà, a livello di materiale, sezione, precedentemente settate in fase di modellazione BIM.



Figura 193- - Interfaccia utente in fase di modellazione (a sinistra il comando “importazione da file IFC”)

### 3.7.2. Modellazione dei vincoli della capriata

Conseguentemente alla modellazione geometrica della capriata, si procede con il setting delle proprietà dei vincoli esterni ed interni.

In merito ai **vincoli esterni**, si valuteranno due casistiche:

- nel primo caso si va ad ipotizzare che le estremità della capriata non possano traslare. Ci saranno quindi un insieme di scelte costruttive che permetteranno di modellare i nodi a terra con dei vincoli di cerniera;
- nel secondo caso si andrà ad analizzare cosa comporta ammettere lo slittamento di una delle estremità della capriata, per cui si andranno a schematizzare i nodi a terra con un vincolo di cerniera da una parte, ed un vincolo di carrello dall'altra.

La modellazione di tali vincoli viene gestita in maniera molto intuitiva dal programma. Viene assegnata la proprietà di vincolo di cerniera direttamente al nodo, andando a spuntare i gradi di libertà che si vogliono bloccare (nel caso della cerniera verranno impediti le traslazioni lungo i tre assi dello spazio, TX-TY-TZ):

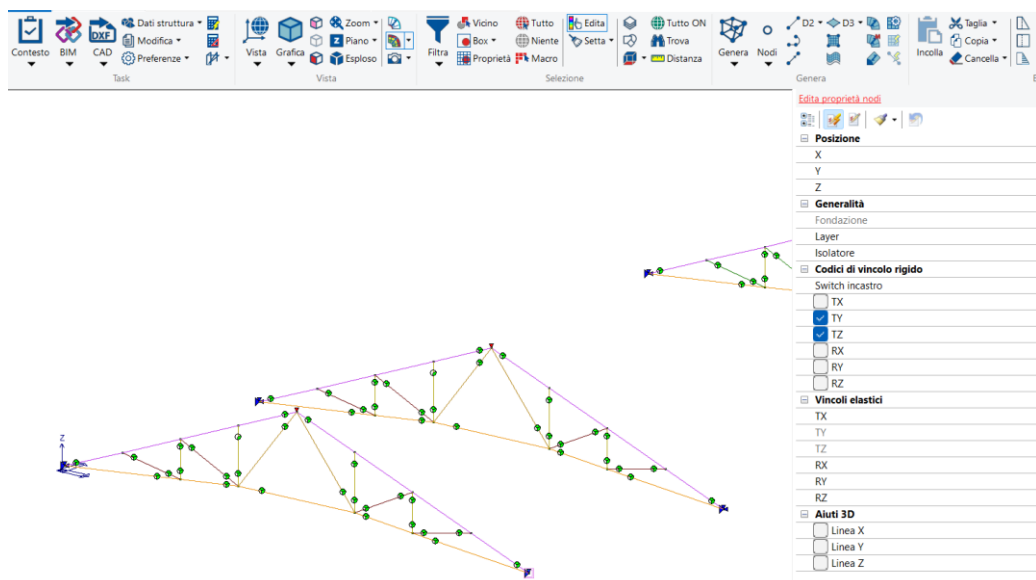


Figura 194- Impostazione dei vincoli esterni: caso di cerniera

In merito alla modellazione dei vincoli è necessario però effettuare un'importante riflessione.

Dalla scienza delle costruzioni, si è portati a pensare che tutti in nodi della capriata siano delle cerniere e quindi che sia possibile modellare tutti gli elementi come se fossero delle aste, cioè, aventi cerniere in ciascun estremo. Queste considerazioni sono valide se si rimanesse nel piano, tuttavia, lavorando, come accade con le strutture modellate nei software, nello spazio, se considerassi tutti gli elementi come aste e i vincoli come cerniere sferiche in ciascun nodo, per azioni fuori dal piano la capriata risulterebbe altamente labile. La capriata risulterebbe libera di muoversi e spanciare lungo quella direzione.

L'approccio da seguire è quello che consiste nel ragionare pensando a ciò che accadrà in cantiere. Nel nostro caso, si progetta pensando che le membrature superiori e inferiori siano caratterizzate da un unico elemento continuo, mentre i montanti ed i diagonali saranno singoli elementi a sé stanti.

Dunque, si imporranno dei vincoli di cerniera alle estremità dei correnti superiori e inferiori, mentre i diagonali ed i montanti verranno modellati con la tipologia "asta" senza andare a compromettere la labilità fuori dal piano.

A ciò si aggiunge una considerazione che riguarda l'instabilità della capriata sotto carichi diretti lungo l'asse 'y'. Questo comporta una tendenza al ribaltamento della struttura.

Tale criticità è attribuibile al fatto che, nella modellazione, non sono stati considerati gli arcarecci e gli elementi lignei della copertura, ma soltanto i loro effetti in termini di sollecitazione. Per ovviare a questa problematica, e garantire la stabilità della capriata, si procederà all'imposizione di un vincolo di pattino al nodo identificato con il numero 10.

Questo accorgimento consentirà alla capriata di muoversi liberamente in tutte le direzioni, fuorché quella del ribaltamento lungo l'asse 'y'.

L'aggiunta del vincolo di pattino sul software verrà eseguita andando ad agire direttamente sulle proprietà al nodo 10, imponendo il blocco della traslazione lungo "y" (TY) e della rotazione (RY):

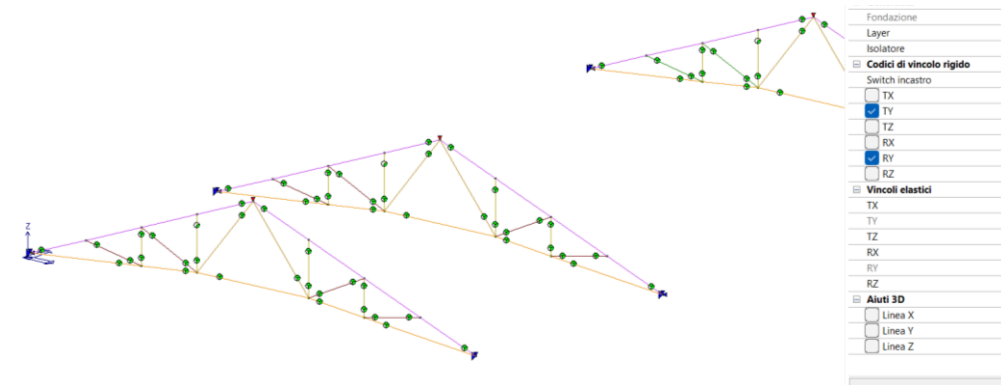


Figura 195- Impostazione dei vincoli esterni: caso di pattino al nodo

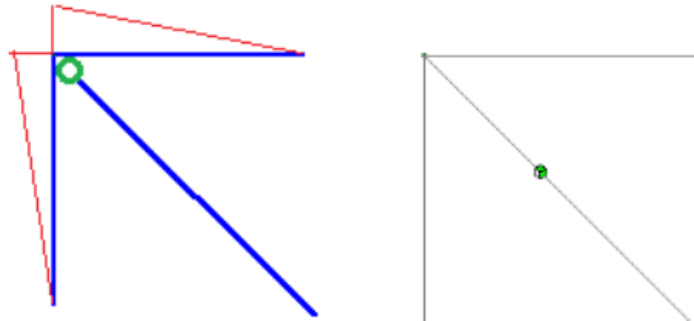
In merito alla modellazione dei **nodi interni**, la capriata presenta delle cerniere interne passanti e non passanti che collegano tra loro le aste.

È doveroso notare, però, che il progetto della capriata è stato eseguito ipotizzando che le membrature tese e compresse, superiori e inferiori, si sviluppino come un unico profilo continuo incernierato alle estremità. Ad esse si collegano le aste diagonali ed i montanti tramite vincoli di cerniera non passanti. In questo modo, andando a svincolare le aste interne dalla connessione e lasciando quindi continuità di momento, non si interrompe la continuità dei profili principali.

Nel programma, la proprietà di nodo interno, passante o non passante che sia, viene gestita nella pagina proprietà del singolo elemento 2D (asta) andando a svincolare di volta in volta l'estremo preso in considerazione.

- *Vincolo interno di cerniera non passante:*

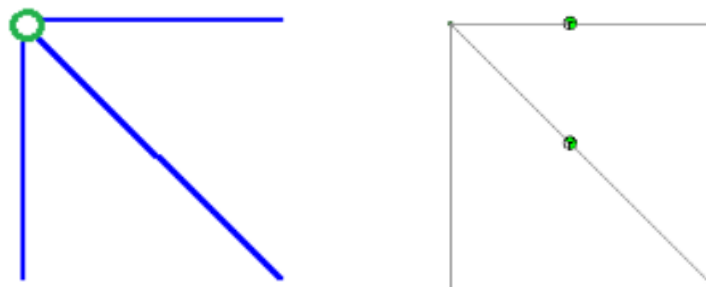
Si va a svincolare solo l'elemento interessato in modo che rimanga continuità sugli altri elementi.



**Figura 196-197- Modellazione del vincolo di cerniera interna non passante**

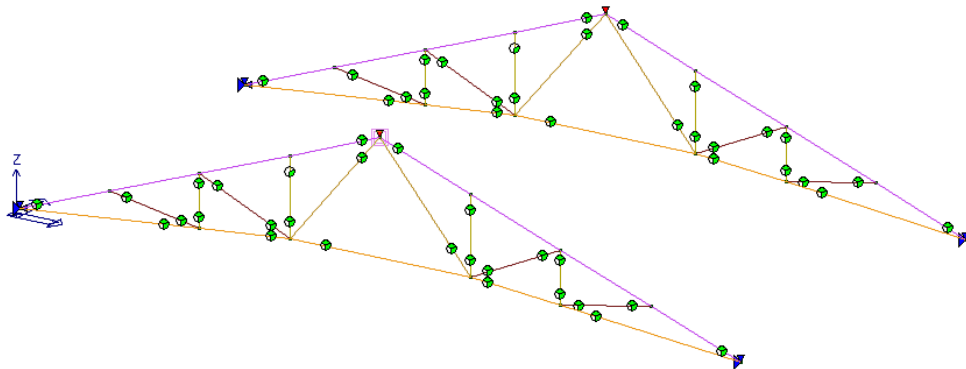
- *Vincolo interno di cerniera passante:*

Si va a svincolare n-1 elementi convergenti (per equilibrio al nodo il momento sarà nullo anche nell'elemento non svincolato)



**Figura 198-199- Modellazione del vincolo di cerniera interna passante**

A seguito della modellazione dei vincoli, la struttura da prendere in analisi sarà (I cubi in verde stanno ad indicare le estremità svincolate delle aste, in modo da rappresentare i vincoli interni):



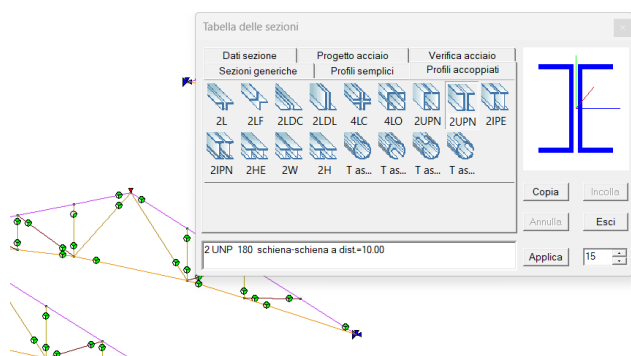
**Figura 200- Visualizzazione spaziale dei vincoli imposti nei due casi di capriata presi in esame**

Dopo aver impostato correttamente la geometria ed i vincoli della capriata, si passa al setting dei materiali e delle sezioni prima di procedere con l'analisi strutturale

### 3.7.3. Setting dei materiali e delle sezioni

Successivamente alla modellazione della geometria e dei vincoli della capriata, è necessario ora impostare le tipologie di sezioni adoperate e le caratteristiche dei materiali impiegati.

Sezione e materiale sono proprietà insite nell'elemento 2D, verranno per cui impostate nella scheda "edita proprietà elemento 2D". A partire da librerie di default del programma, si andranno a selezionare le sezioni precedentemente progettate e la tipologia di acciaio impiegato.



**Figura 201- Interfaccia utente per l'impostazione delle sezioni dei profili da sottoporre a verifica**

Di seguito è rappresentata la capriata coerentemente modellata con i parametri di progetto (sono state riportate due grafiche “filo di ferro”, “vista solida”):

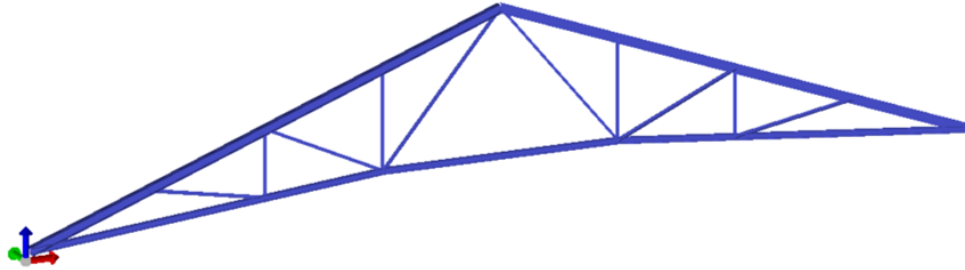


Figura 202- Vista solida della capriata oggetto dello studio

#### 3.7.4. Assegnazione dei carichi sollecitanti

All'interno del programma la gestione dei carichi sollecitanti avviene dapprima selezionando il caso di carico (permanente, variabile, derivante da sollecitazione termica ecc.) e poi impostando la natura del carico (uniformemente distribuito, sforzo o momento concentrato, carico di pressione uniforme ecc.).

Nel caso presentato si andranno ad impostare i carichi di natura permanente e variabili, derivanti dall'analisi dei carichi precedentemente svolta, per poi andare a settare i valori delle sollecitazioni, nella voce “carichi generici”, considerandole agenti come carichi uniformemente distribuiti.

In *figura 202* è presentata la tabella dei casi di carico, con la quale il software offre una serie di carichi standard, coerenti con quelli presentati nei testi normativi. Si possono selezionare carichi di tipo:

- $G_{gk}$  = peso proprio della struttura;
- $G_{k1}$  = peso permanente non strutturale del manto di copertura;
- $G_{k2}$  = peso permanente non strutturale dei pannelli di isolamento termico;
- $G_{k3}$  = peso permanente non strutturale dei pannelli in legno per solai;
- $Q_{k1}$  = sovraccarico dovuto alla manutenzione;

- $Q_{k2}$  = sovraccarico dovuto alla neve (per il calcolo si rimanda alla sezione 3.3.1.);
- $Q_{k2}$  = sovraccarico dovuto al vento (per il calcolo si rimanda alla sezione 3.3.1.);

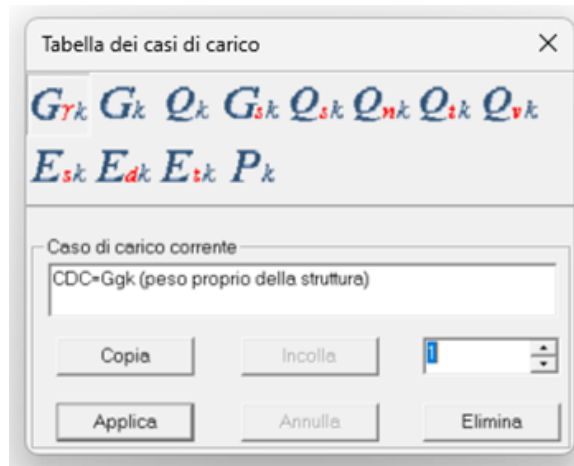


Figura 203- Tabella dei casi di carico

Di seguito, viene riportata la tabella dei carichi generici. Tramite questo comando, si definisce al software la natura del carico precedentemente impostato. Il software è in grado di computare da un carico uniformemente distribuito globalmente (o localmente) ad una coppia o sforzo concentrato, da un'azione di natura termica ad un carico di pressione variabile o uniforme.

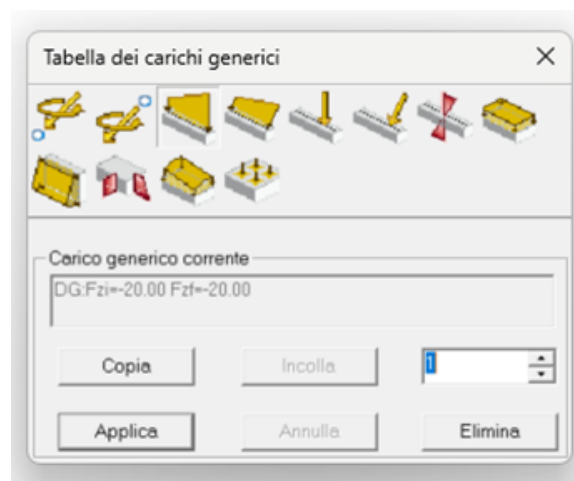


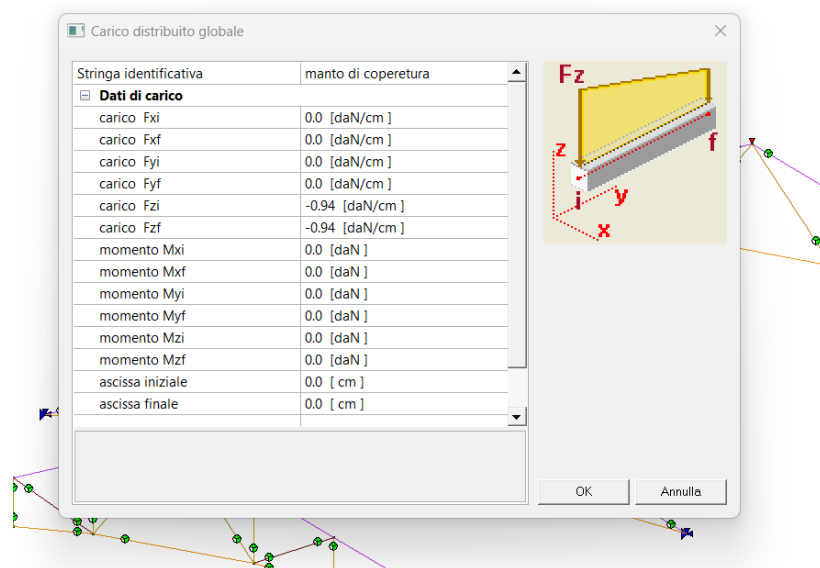
Figura 203- Tabella dei carichi generici



I carichi, precedentemente calcolati nella *sezione 3.5.2*, vengono trasferiti nel software come carichi uniformemente distribuiti lungo gli assi delle due membrature superiori della capriata.

I valori numerici di tali carichi, ripresi dalla *tabella 2*, vengono riportati all'atto della definizione della tipologia di carico generico. Nel caso di carico distribuito uniformemente, il software richiede di specificare la direzione, il verso e l'entità del carico stesso. Per quanto riguarda la direzione e il verso, in conformità con il sistema di riferimento locale definito dal calcolatore e considerando che si trattano esclusivamente di carichi gravitazionali, si definiscono i valori iniziale e finale,  $F_{zi}$  e  $F_{zf}$ , del carico diretto lungo la direzione "z".

In figura è mostrata l'assegnazione del carico derivante dal manto di copertura.



**Figura 204- Carico del manto di copertura uniformemente distribuito nella direzione dell'asse "z" e verso negativo verso il basso.**

Per le altre tipologie di carico, si seguono gli stessi passaggi, inserendo nel software i valori di carico espressi in  $daN/cm$ , come riportato nella *tabella 2*.

### 3.7.5. Combinazioni di carico

Il passo successivo, dopo aver definito in modo quantitativo i carichi agenti sulla capriata, consiste nell'impostazione delle combinazioni di carico.

La creazione e la gestione di tali combinazioni avvengono in modo completamente automatico all'interno del software.

Verranno computate tre tipologie di combinazioni allo SLU, ognuna delle quali massimizza un carico variabile differente. Le combinazioni considerate sono coerenti con quelle definite nella sezione 3.5.3.:

- *Combinazione 1: carichi permanenti + sovraccarico neve (prevalente) + sovraccarico vento + sovraccarico manutenzione*

$$F_d = \gamma_G \cdot G + \gamma_{Qk1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Qk2} \cdot \psi_{01} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Qk3} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k3}$$

$$F_d = 1.5 * 6.76 \text{ daN/cm} + 1.5 * 3.75 \text{ daN/cm} + 1.5 * 0.6 * 2.01 \text{ daN/cm} + 1.5 * 0.7 * 2.6 \text{ daN/cm} = 20.97 \text{ daN/cm}$$

- *COMBINAZIONE 2: carichi permanenti + sovraccarico neve + sovraccarico vento (prevalente) + sovraccarico manutenzione*

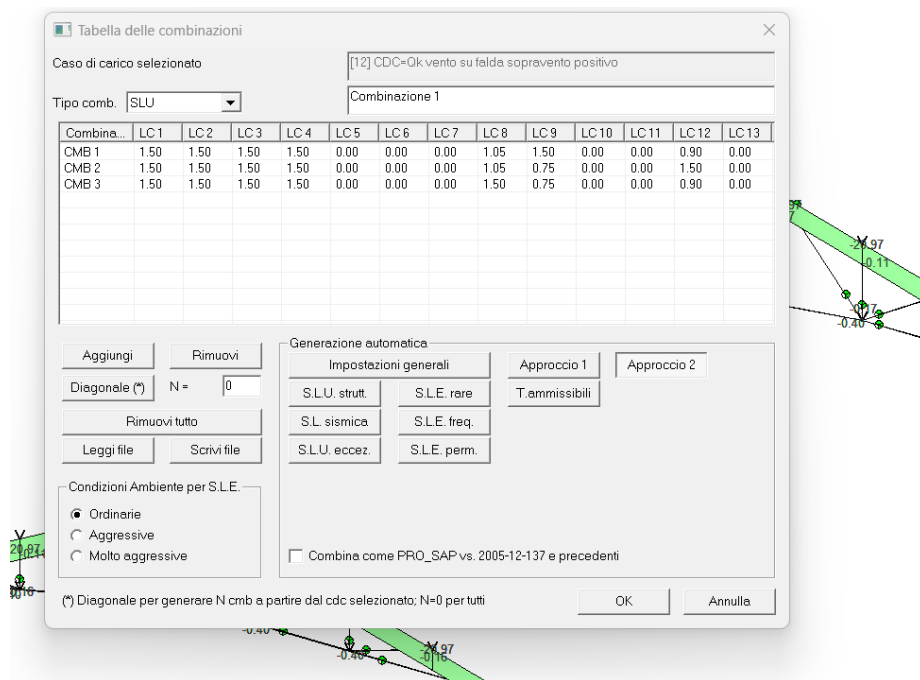
$$F_d = \gamma_G \cdot G + \gamma_{Qk1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Qk2} \cdot \psi_{01} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Qk3} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k3}$$

$$F_d = 1.5 * 6.76 \text{ daN/cm} + 1.5 * 2.01 \text{ daN/cm} + 1.5 * 0.5 * 3.75 \text{ daN/cm} + 1.5 * 0.7 * 2.6 \text{ daN/cm} = 19.36 \text{ daN/cm}$$

- *COMBINAZIONE 3: carichi permanenti + sovraccarico neve + sovraccarico vento + sovraccarico manutenzione (prevalente)*

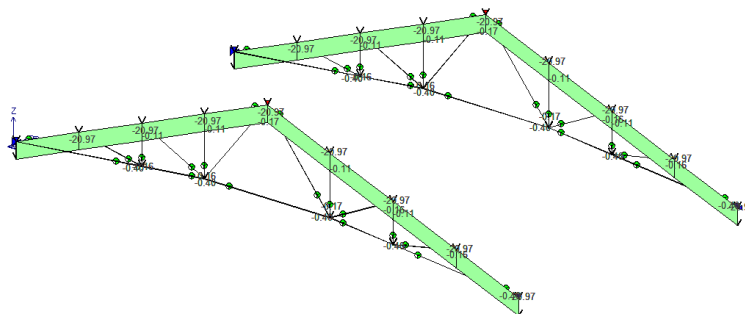
$$F_d = \gamma_G \cdot G + \gamma_{Qk1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Qk2} \cdot \psi_{01} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Qk3} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k3}$$

$$F_d = 1.5 * 6.76 \text{ daN/cm} + 1.5 * 2.6 \text{ daN/cm} + 1.5 * 0.5 * 3.75 \text{ daN/cm} + 1.5 * 0.6 * 2.01 \text{ daN/cm} = 19.33 \text{ daN/cm}$$



**Figura 205- Tabella delle tre combinazioni allo SLU prese in considerazione**

Di seguito si riportano i tre casi di combinazione direttamente applicati alle due configurazioni di capriata (cerniera-cerniera, carrello-cerniera):



**Figura 206- Combinazione 1 applicata alle membrature superiori**



### 3.7.6. Visualizzazione risultati

I risultati disponibili al termine delle analisi sono quelli riportati nell'immagine seguente:



Figura 209- Risultati consultabili a seguito dell'analisi strutturale

Si tratta rispettivamente di spostamenti nodali, reazioni vincolari, azioni sulle fondazioni, sollecitazioni di sforzo assiale, taglio e momento negli elementi D2, tensioni normali negli elementi D3, azioni negli elementi D3, tensioni negli elementi solidi, deformate solide con le relative frecce, risultati globali.

Ai fini delle considerazioni che si intendono sviluppare, particolare rilevanza avranno i risultati derivanti dai diagrammi di:

- Sforzo Normale: diagramma dello sforzo normale (positivo se di trazione e negativo se di compressione);
- Momento 3-3: diagramma del momento flettente attorno all'asse locale 3-3;

In più ci sono i comandi massimo e minimo che permettono una scansione automatica delle combinazioni di calcolo per cercare quella dove il risultato visualizzato è massimo (o minimo).

Per visualizzare un risultato è necessario selezionare una combinazione con il comando "Vedi combinazione" e successivamente il risultato di interesse scegliendo tra quelli messi a disposizione dal calcolatore.



Figura 210- Interfaccia utente per la selezione della combinazione da prendere in esame



Figura 211- Particolare del comando “Vedi combinazione”

Se si vanno ad analizzare le due configurazioni di capriate differemente vincolate, attivando il comando *Vedi combinazione*, selezionando la *combinazione 1* ed il risultato *Azioni D2: Momento 3-3*, si ottengono le mappe riportate in [figura 212](#) e [figura 213](#):

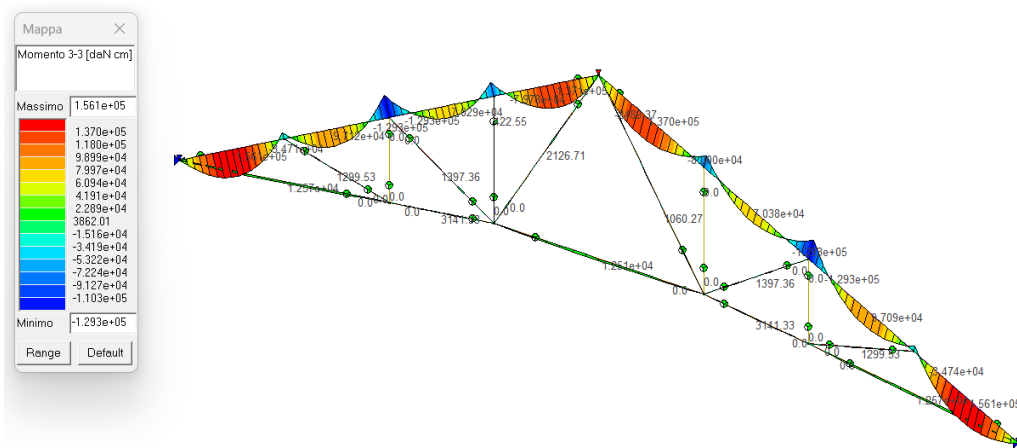
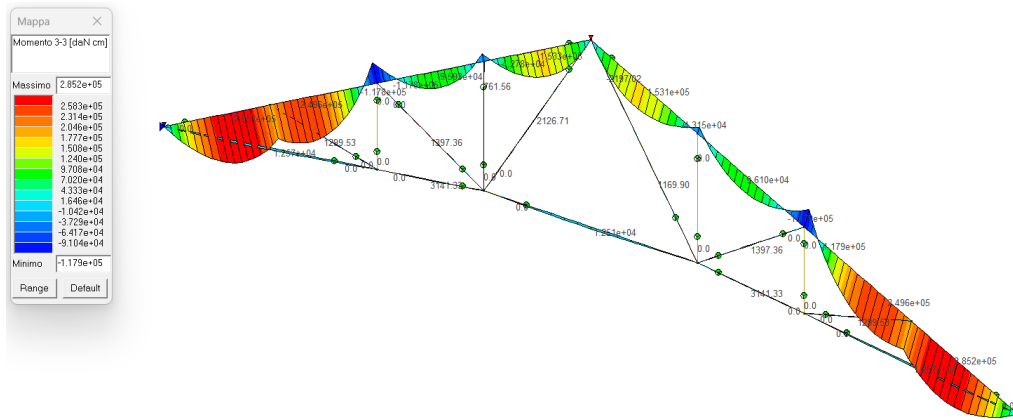


Figura 212- Diagramma Momento 3-3 nel caso di capriate con vincoli di cerniera ad entrambi gli appoggi

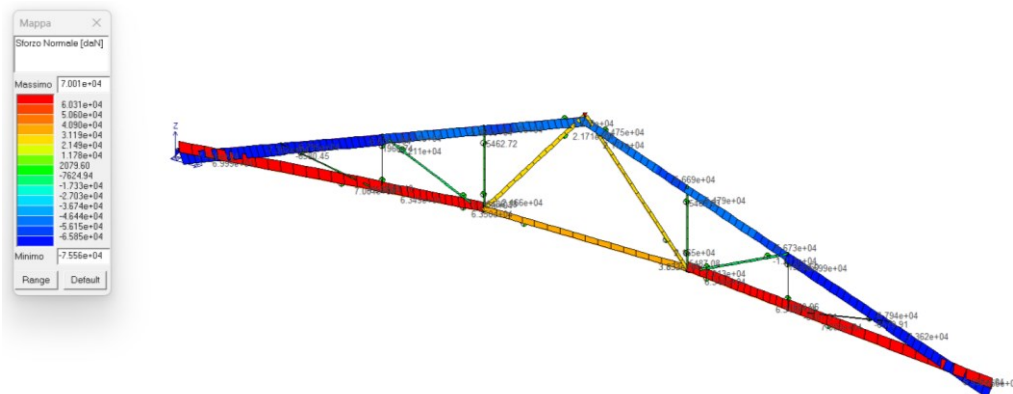
L’interfaccia adoperata dal software per la visualizzazione dei risultati è tale per cui i colori indichino i valori di momento, con rosso e giallo per valori positivi (momento che tende le fibre inferiori) e blu per valori negativi (momento che tende le fibre superiori). Questo è concorde con ciò che ci si attendeva, dal momento che ci si aspettava un’inversione delle fibre tese in corrispondenza dei nodi. I valori massimi di momento sono  $1.561 \times 10^5 \text{ daN/cm}$  (positivo) e  $-1.293 \times 10^5 \text{ daN/cm}$  (negativo). Questi momenti estremi si verificano vicino agli appoggi, dove la capriata sopporta i carichi più significativi, sia in compressione che in trazione.



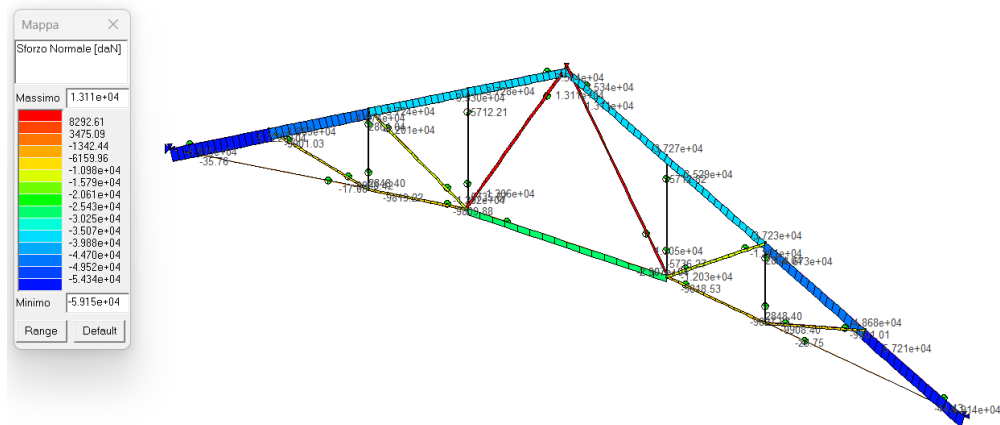
**Figura 213- Diagramma Momento 3-3 nel caso di capriata con vincoli di cerniera-carrello agli appoggi**

In questo caso si sperimenta una distribuzione più accentuata dei momenti flettenti. In particolare, c'è una maggiore variazione di valori, indicando una maggiore ampiezza di momenti positivi e negativi, soprattutto sugli estremi della capriata. Il massimo valore di momento positivo raggiunge  $2.852 \times 10^5 \text{ daN/cm}$ , mentre il minimo valore di momento negativo è  $-1.179 \times 10^5 \text{ daN/cm}$ .

Analoghe considerazioni possono essere sviluppate in relazione ai diagrammi dello sforzo normale, facendo riferimento alle due differenti configurazioni (*figura 214* e *figura 215*):



**Figura 214- Diagramma sforzo normale nel caso di capriata con vincoli di cerniera-cerniera agli appoggi**



**Figura 215- Diagramma sforzo normale nel caso di capriata con vincoli di cerniera-carrello agli appoggi**

Per visualizzare altre tipologie di risultati si procede in modo analogo.

Un ulteriore risultato messo a disposizione del software di calcolo è quello in merito alla progettazione e alla verifica degli elementi strutturali. Per eseguire la progettazione di tali elementi è necessario definire l'archivio dei *Criteri di progetto*. I criteri di progetto contengono le informazioni utili al programma per progettare e verificare gli elementi strutturali. Per il lavoro di tesi, sono necessari criteri di progetto per travi in acciaio ed aste in acciaio (*figura 216*).

I criteri di progetto vengono assegnati agli elementi esattamente come le altre proprietà. Si usa il comando *Edita* e si clicca su un elemento trave qualunque per aprire la finestra *Edita proprietà D2* e si modifica il criterio di progetto. Per assegnarlo ad altri elementi strutturali è sufficiente usare il comando *Setta riferimento*, selezionare gli altri elementi a cui assegnare lo stesso criterio.

Il programma mette a disposizione la possibilità di effettuare il progetto e la verifica degli elementi strutturali in maniera automatica e conforme ai criteri imposti dalla normativa di riferimento (NTC-18, Eurocodice, DM-08).



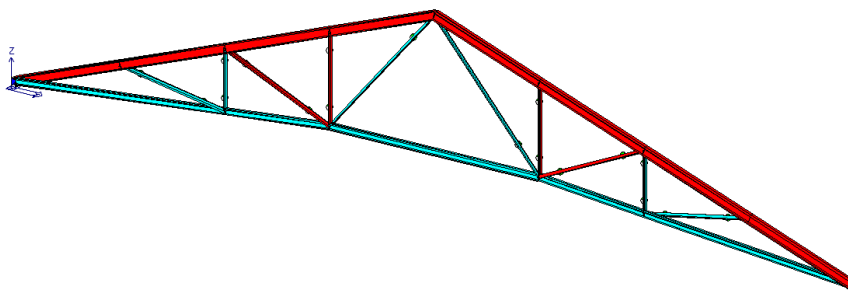
Pareti c.a.	Gusci c.a.	Travi c.a.	Pilastr. c.a.	Solai e pannelli	Aste acc.	Pilastr. acc.
Travi acc.	Muratura	Legno	XLAM			
<b>Lunghezze libere</b>						
<input type="checkbox"/> 3-3 Beta * L automatico						
3-3 Beta assegnato		1.0				
3-3 Beta * L assegnato		0.0 [ cm ]				
<input type="checkbox"/> 2-2 Beta * L automatico						
2-2 Beta assegnato		1.0				
2-2 Beta * L assegnato		0.0 [ cm ]				
<input type="checkbox"/> 1-1 Beta * L automatico						
1-1 Beta assegnato		1.0				
1-1 Beta * L assegnato		0.0 [ cm ]				
<b>Instabilità flessa-torsionale</b>						
Posizione carico		0.5				
Coefficiente K tor		0.5				
Coefficiente Kw tor		0.5				
<b>Generalità</b>						
Luce di taglio per GR		1.0 [ cm ]				
<b>Resistenza al fuoco</b>						
Tempo di esposizione R		0				
<input type="checkbox"/> Profilo protetto						
Criterio di progetto NTC						
Copia		Incolla		Applica		Annulla
				Esci		1

Figura 216- Tabella di definizione del criterio di progetto, definito sulla base delle NTC-18

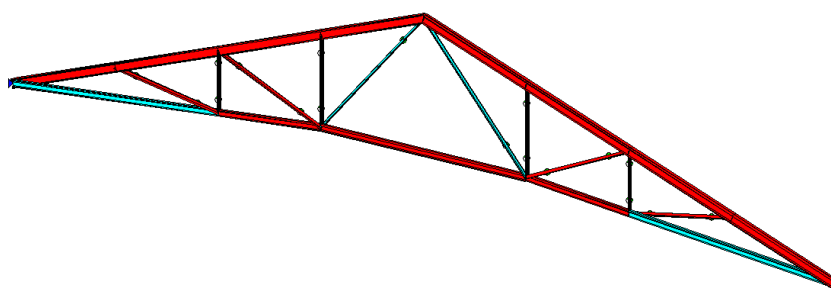
Una volta definiti i criteri di progetto si può eseguire il progetto e la verifica degli elementi. Bisogna selezionare gli elementi che si intende progettare oppure, è possibile anche progettare l'intera struttura. La progettazione si avvia con il comando *Contesto: Esecuzione progettazione: Stati limite*



Figura 217- Interfaccia utente per l'avvio della progettazione e verifica degli elementi strutturali in accordo con la normativa di riferimento



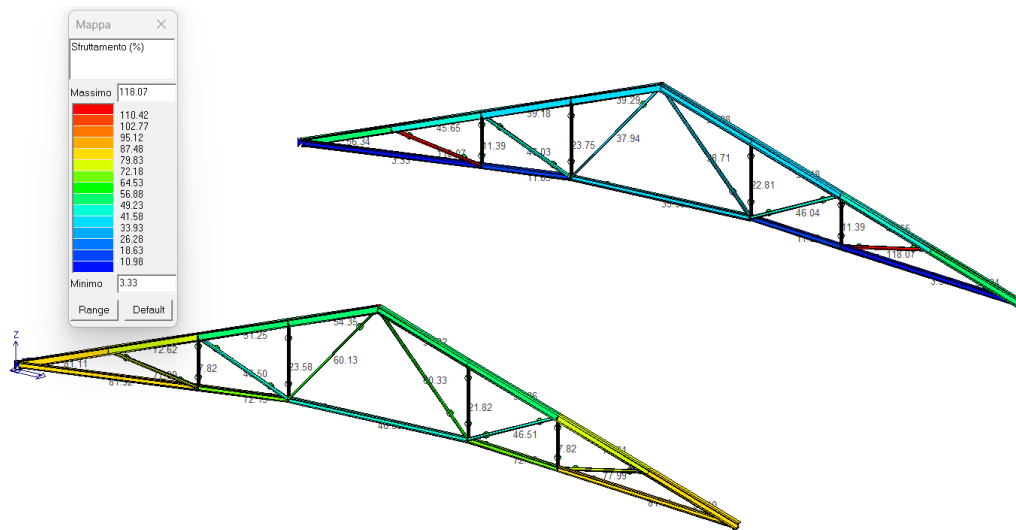
**Figura 218- Interfaccia per la visualizzazione dei risultati per la verifica degli elementi della capriata (carrello cerniera)**



**Figura 219- Interfaccia per la visualizzazione dei risultati per la verifica degli elementi della capriata (cerniera cerniera)**

Il colore rosso indica gli elementi non verificati, il colore ciano, invece, rappresenta gli elementi verificati. Le analisi dei risultati sono ricondotte al capitolo finale “*Conclusioni*”.

Tramite il comando *Sfruttamento*, si attiva una mappa cromatica che fornisce lo sfruttamento espresso in percentuale degli elementi strutturali. Il valore dello sfruttamento è dato dal valore più elevato tra quelli delle verifiche di resistenza e di stabilità.



**Figura 220- Interfaccia per la visualizzazione dei risultati per lo sfruttamento degli elementi della capriata**

## CONCLUSIONI

Di seguito si fornisce un'analisi dei risultati ottenuti dal presente lavoro di tesi e le principali conclusioni.

Nel caso di una capriata metallica, il diagramma del momento flettente non riveste un'importanza centrale per l'analisi strutturale. Il suo ruolo principale è quello di verificare che il diagramma sia simmetrico rispetto all'asse di simmetria della capriata e che rispetti le condizioni ai vincoli.

In particolare, deve essere garantito che il momento sia nullo nei nodi con cerniere interne e agli appoggi a terra; mentre nei nodi con cerniere non passanti, disposte lungo le membrature superiori e inferiori, il grafico del momento deve essere una funzione continua.

Inoltre, il diagramma del momento ottenuto è coerente con le relazioni<sup>45</sup> che legano momento e carico esterno uniformemente distribuito ( $q(z)$ ):

$$\frac{d^2M}{dx^2} = -q(x)$$

Dal momento che il carico esterno è uniformemente distribuito, l'unica funzione la cui derivata seconda restituisce un valore costante è quella di secondo ordine; per cui si otterrà un diagramma parabolico.

Ulteriori considerazioni che si possono fare in merito al diagramma sopra riportato riguardano il comportamento generale della capriata.

Le cerniere impediscono la formazione di momenti flettenti nei giunti; pertanto, il momento varia principalmente nei segmenti tra le cerniere, riducendosi a zero ai punti di collegamento. Ciò si traduce in una struttura che può assorbire

---

<sup>45</sup> La relazione sopra proposta è conseguenza dell'applicazione della linea elastica flessionale al caso trave con un carico esterno  $q(x)$  variabile. Le altre relazioni fondamentali per lo sviluppo dei diagrammi delle sollecitazioni interne sono: "La derivata dello sforzo di taglio cambiata di segno è uguale al carico agente", "La derivata del momento flettente è uguale allo sforzo di taglio" e "La derivata dello sforzo assiale è uguale al carico distribuito assialmente cambiato di segno".

principalmente forze assiali (compressione o trazione), con momenti ridotti a zero in corrispondenza delle cerniere.

Nella configurazione di cerniera-carrello (*figura 213*), il carrello permette lo spostamento longitudinale, riducendo le reazioni vincolari trasversali ma causando un aumento dei momenti flettenti nei membri della struttura, specialmente agli estremi. Questo spiega i valori più elevati di momento positivo rispetto alla configurazione cerniera-cerniera.

Nel caso cerniera-cerniera (*figura 212*), entrambi i supporti impediscono spostamenti e momenti flettenti ai nodi d'appoggio, riducendo così i momenti flettenti massimi sulla struttura. Il diagramma mostra momenti più contenuti, con una distribuzione più uniforme.

Un'analisi più adeguata al caso di capriata uniformemente caricata è quella offerta dal diagramma dello sforzo normale sulle aste in entrambi i casi di configurazione: carrello-cerniera e cerniera-cerniera (*figura 214* e *figura 215*).

Nel diagramma dello sforzo assiale, la legenda fornita dal software utilizza una scala cromatica in cui le tonalità di rosso indicano che l'asta è soggetta a uno sforzo di trazione, mentre le sfumature di blu segnalano che l'asta sta subendo uno sforzo di compressione.

Come mostrato nella *figura 214*, la membratura inferiore della struttura è soggetta a trazione, mentre il corrente superiore lavora prevalentemente a compressione. Questo comportamento strutturale è reso possibile dalla presenza del supporto a carrello, che consente una traslazione lungo la direzione "y", permettendo alla struttura di deformarsi e alla catena inferiore di entrare in trazione. I risultati ottenuti da questa configurazione concordano con i calcoli analitici esposti, come riportato nella *tabella 5*, che riepiloga gli sforzi nelle aste.

Il termine catena, a cui si fa riferimento in questo contesto, si riferisce alla sequenza di elementi strutturali (aste) che lavorano insieme per stabilire un percorso continuo di trasmissione degli sforzi di trazione e di compressione.

In generale si parla di:

- *Catena in trazione*: Quando ci si riferisce agli elementi strutturali, in questo caso la membratura inferiore, che sono sottoposti a forze di trazione. Le aste della catena tendono a "tirarsi", generando un allungamento sotto l'effetto dei carichi applicati. Questo accade perché le forze esterne agiscono allontanando le estremità delle aste. La trazione nella membratura inferiore garantisce che i carichi possano essere trasmessi efficacemente ai supporti della struttura;
- *Catena in compressione*: Al contrario, la catena superiore della struttura lavora a compressione. Le aste compresse subiscono forze che tendono a spingere le estremità delle aste l'una verso l'altra, accorciando la loro lunghezza. Il corrente superiore, essendo sottoposto a compressione, sostiene i carichi in una modalità complementare a quella della membratura inferiore, aiutando a mantenere l'integrità e la stabilità della struttura.

Nel caso specifico illustrato, la presenza del carrello, che permette uno spostamento lungo la direzione "y", consente l'attivazione del meccanismo di funzionamento della catena. Il carrello permette una certa libertà di movimento alla struttura, evitando che la stessa subisca vincoli troppo rigidi che potrebbero causare sollecitazioni eccessive o la rottura degli elementi. Grazie a questa libertà di movimento, il sistema può deformarsi leggermente sotto i carichi applicati, consentendo alla catena inferiore di entrare in trazione e compensare le forze esterne.

Nella configurazione di una capriata con vincoli cerniera-cerniera, come illustrato nella figura 215, si osserva che la membratura inferiore non entra in trazione poiché la catena non risulta attivata. Tale comportamento è causato dal vincolo di cerniera, che sostituisce il carrello presente nella precedente configurazione e che impedisce lo spostamento nella direzione "y", bloccando così l'attivazione del meccanismo di trazione della catena. In questa configurazione, bloccando lo scorrimento del

vincolo, la catena non si attiva per cui la capriata entrerà in crisi all'atto dell'applicazione del carico.

In relazione alle criticità evidenziate nelle *figure 218* e *219*, il problema è riconducibile all'instabilità laterale dovuta a carichi fuori piano che compromettono la stabilità della capriata. Le aste della capriata, risultando eccessivamente snelle, sono soggette a instabilità (perdita di equilibrio). Questo fenomeno si manifesta in entrambe le configurazioni dei vincoli analizzate.

La causa di tale comportamento è attribuibile al fatto che le membrature superiori e inferiori sono state modellate come aste continue da appoggio ad appoggio, senza interruzioni. In questa configurazione, il software, nell'eseguire le verifiche di instabilità, considera una luce libera eccessiva, portando a una verifica non soddisfacente.

Nella fase esecutiva, saranno installati dei controventi di falda in copertura, collegati alle piastre di giunzione tra i profili UPN, che annulleranno l'instabilità in quella direzione. L'inserimento di questi ritegni consente al software di considerare una luce libera inferiore rispetto a quella calcolata automaticamente, rendendo la verifica dell'instabilità presso-flessionale, sotto carichi lungo l'asse "y", conforme ai limiti normativi. È corretto, infatti, che lungo l'asse forte il software consideri l'intera lunghezza del corrente, mentre lungo l'asse debole la luce libera deve essere limitata dai ritegni che contrastano l'instabilità laterale.

Un'alternativa potrebbe consistere nell'ampliamento della sezione del profilo. Tuttavia, un incremento dimensionale o la scelta di una tipologia di profilo diversa dovranno tenere conto delle limitazioni costruttive in cantiere. La scelta iniziale del doppio profilo UPN accoppiato era mirata a semplificare la realizzazione dei fazzoletti per le connessioni tra le aste mediante l'utilizzo di piastre tra i due profili.

Un aspetto altrettanto rilevante è il peso aggiuntivo che si introdurrebbe in copertura aumentando la sezione dei profili. Un incremento delle dimensioni dei profili potrebbe, da un lato, garantire la conformità alle verifiche di stabilità; dall'altro, però, le maggiori dimensioni delle aste comporterebbero ulteriore complessità di tipo gestionale, come l'organizzazione della fase di trasporto delle capriate in

cantiere, le modalità di imbragatura e movimentazione delle travature reticolari, al fine di evitare l'insorgenza di sollecitazioni non previste in fase progettuale.

L'utilizzo del software è risultato fondamentale per un'analisi dei risultati derivanti da una modellazione primitiva. Il calcolatore consente una visualizzazione in uno spettro più ampio delle problematiche connesse alla progettazione e permette un precalcolo sbrigativo. Emerge nonché, la possibilità di analizzare rapidamente modelli complessi, simulando con precisione i comportamenti strutturali. Inoltre, i software permettono una gestione accurata delle verifiche normative, riducendo il rischio di errori e aumentando l'affidabilità delle scelte progettuali.

Tuttavia, l'affidamento esclusivo a tali strumenti presenta anche delle criticità. La complessità e la sofisticazione dei modelli possono talvolta allontanare il progettista dalla comprensione intuitiva dei fenomeni strutturali, rischiando di trasformare il software in una "scatola nera" difficilmente interpretabile. Inoltre, un uso poco critico dei software può portare a errori significativi in fase esecutiva, specialmente quando i risultati non vengono sottoposti a un'attenta validazione.

In definitiva, sebbene i software strutturali costituiscano un aiuto fondamentale, rimane essenziale il ruolo dell'ingegnere, che deve elaborare i risultati con intuizione e spirito critico, sfruttando questi strumenti come supporto al proprio giudizio tecnico e alla propria esperienza.

*“Ogni tecnologia ha il potere di ottundere la consapevolezza umana”.*

*Marshall McLuhan*



## BIBLIOGRAFIA

- Funari M. - Pietrangeli M. – Valentin N. - Vannucci R. – Giura Longo T. – L'Architettura della grande luce, Gangemi Editore, 1997
- Ballio G. – Mazzolani F. – Bernuzzi C. – Landolfo R. – Strutture in acciaio: Teoria e progetto, Hoepli, 2020
- Materiale del corso “Tecnica delle Costruzioni”, Corso di Laurea Triennale in Ingegneria Edile, Facoltà di Ingegneria, Università Politecnica delle Marche, a.a. 2023-24.
- Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 - Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni".
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. – “Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.”
- PRO\_SAP: Manuale dell'utente (Release 2020)
- Tesi di laurea “Progettazione di una copertura di grande luce in legno lamellare” Studente: Paolo Zanandrea, Relatore: prof. Ing. Marco Savoia, a.a. 2006/2007.
- Tesi di laurea “Progetto di copertura metallica per un nuovo palazzetto dello sport a Terranuova Bracciolini (AR)” Studente: Alessio Bonaccini, Relatori: prof. Paolo Spinelli - prof. Ing. Ostilio Spadaccini- prof. Ing. Maurizio Orlando, a.a. 2008/2009.
- Sagomario profili in acciaio: ITALSIDER

- Materiale del corso “Fondamenti di tecnica delle Costruzioni: Strutture in acciaio”, Corso di Laurea in Ingegneria Civile, Facoltà di Ingegneria, Università degli studi della Basilicata. Docente: prof. Ing. Angelo Masi. Collaboratori: Dr. Ing. Giuseppe Santarsiero, Dr. Ing. Vincenzo Manfredi.
- Elaborato: “Tecnica delle Costruzioni: Progetto di una copertura in acciaio con capriata tipo Polonceau”, Facoltà di Architettura, Università degli studi di Catania, sede di Siracusa. Docente: prof. Ing. E. Marino - prof. Ing. S. Muratore. Studenti arch.: G. Raciti, S. Traina, M. Vespo.
- Sussidi didattici per il corso di “Costruzioni Edili: Travi Reticolari”, Docente: prof. Ing. Francesco Zanghì.
- Elaborato: “Esempio di dimensionamento di una copertura in legno”, Facoltà di Ingegneria, Università degli studi di Trento, Dipartimento di ingegneria meccanica e strutturale, a cura di: Mauro Andreolli, Roberto Tommasi.
- Materiale del corso “Tecnica delle Costruzioni: Progetto di elementi strutturali per solaio: trave secondaria, trave principale, giunto trave secondaria-principale, giunto trave-trave”, Facoltà di Ingegneria, Università di Genova.
- Materiale del corso “Tecnica delle Costruzioni: Progetto di una capriata in acciaio”, Facoltà di Ingegneria, Università di Genova.
- I render e le tavole riferite al modello del progetto del “Museo del mare”, riportate al capitolo 3 del lavoro di tesi, sono state tratte da un progetto realizzato da *Aria 4 Srl*. Tutti i diritti riservati. È vietata la riproduzione e l'utilizzo dell'immagine al di fuori del contesto di questa tesi senza autorizzazione esplicita.

# SITOGRAFIA

## CAPITOLO 1:

- [www.silab.it](http://www.silab.it)
- [www.ingenio-web.it](http://www.ingenio-web.it)
- [www.gilbertscott.org](http://www.gilbertscott.org)
- [www.stpancras.com](http://www.stpancras.com)
- [www.katherinebaxter.com](http://www.katherinebaxter.com)
- [www.fontecedro.it](http://www.fontecedro.it)
- [www.laboratorionervi.polimi.it](http://www.laboratorionervi.polimi.it)
- [www.fontecedro.it](http://www.fontecedro.it)
- [www.laboratorionervi.polimi.it](http://www.laboratorionervi.polimi.it)
- [www.researchgate.net](http://www.researchgate.net)
- [www.ilgiornaledellarchitettura.com](http://www.ilgiornaledellarchitettura.com)
- [www.artefascista.it](http://www.artefascista.it)

## CAPITOLO 2:

- [www.docs.dicatechpoliba.it](http://www.docs.dicatechpoliba.it) (unioni acciaio)
- [www.diceam.unirc.it](http://www.diceam.unirc.it) (documentazione-materiale didattico)
- [www.gelfi.unibs.it](http://www.gelfi.unibs.it) (lezione 11-saldature)
- [www.lavoripubblici.it](http://www.lavoripubblici.it) (fondamenti di costruzioni in acciaio)
- [www.marcogelati.it](http://www.marcogelati.it) (bullonature)

## CAPITOLO 3:

- <https://www.youtube.com/watch?v=nTy89M3F3Qw&list=PLIr02HHJvRv2Pj5cTsGLnBFuBHppJBOtU> **Creatore:** 2SISOFTWARE- **Titolo:** Primi passi PRO\_SAP: Parte 1 Modellazione
- [https://www.youtube.com/watch?v=G\\_EarBnIm44&list=PLIr02HHJvRv2Pj5cTsGLnBFuBHppJBOtU&index=2](https://www.youtube.com/watch?v=G_EarBnIm44&list=PLIr02HHJvRv2Pj5cTsGLnBFuBHppJBOtU&index=2) **Creatore:** 2SISOFTWARE- **Titolo:** Primi passi PRO\_SAP: Parte 2 Carichi

- <https://www.youtube.com/watch?v=aMsTzISR4n4&list=PLIr02HHJvRv2Pj5cTsGLnBFuBHppJBOtU&index=3> **Creatore:** 2SISOFTWARE-  
**Titolo:** Primi passi PRO\_SAP: Parte 3 controllo risultati e progettazione
- <https://www.youtube.com/watch?v=HnkyhiC45Y4&t=462s>  
**Creatore:** 2SISOFTWARE-PRO\_SAP **Titolo:** Tutorial: I comandi base per i carichi generici - Parte 1
- <https://www.youtube.com/watch?v=bBlmARBUpIU>  
**Creatore:** 2SISOFTWARE-PRO\_SAP **Titolo:** Tutorial: I comandi base per i carichi generici - parte 2