

# POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale  
in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale  
Modellazione FEM di un edificio multipiano in acciaio



**Politecnico  
di Torino**

Relatore

Prof. Ing. Francesco Tondolo

Candidato

Vito Minissale

Anno Accademico 2020/2021



## Abstract

La seguente tesi ha l'obiettivo di realizzare e analizzare un modello tridimensionale dell'Università degli Studi di Torino Palazzo Nuovo. Il lavoro si sviluppa principalmente dal recuperare tutto il materiale di archivio (anni 60) e attraverso disegni costruttivi realizzare il modello. Creare una relazione sintetica di calcolo che contiene per ogni elemento costituente il modello la percentuale di sfruttamento rispetto alla tensione limite. Il lavoro si conclude attraverso un confronto dei valori ottenuti dal software di calcolo con i valori ottenuti attraverso procedure di verifica suggeriti dall'EC3/NTC 2018.

## Sommario

Abstract.....	3
Introduzione:.....	7
Schemi statici.....	9
Tecniche di montaggio degli edifici.....	16
Edifici multipiano.....	18
Montaggio con gru a torre: .....	22
Montaggio con gru semovente:.....	25
Montaggio con derrick strallato (Guy derrick): .....	25
Montaggio con derrick a saettoni (Scotch derrick):.....	26
Montaggio di edifici con nucleo o pareti di controvento in cemento armato:.....	28
Montaggio speciali: .....	31
Sistemi costruttivi innovativi:.....	36
Sistemi costruttivi leggeri stratificati in acciaio .....	36
Modellazione dell'Università degli Studi di Torino Palazzo Nuovo.....	45
Inquadramento territoriale .....	48
Descrizione dell'opera .....	51
Azioni sulla costruzione .....	54
Tasso di lavoro.....	57
Telaio 19.....	61
Telaio 18.....	64
Telaio 17.....	66
Telaio 16.....	69
Telaio 15.....	71
Telaio 14.....	73
Telaio 13.....	75
Telaio 12.....	77
Telaio 11.....	79
Telaio 10.....	81
Telaio 9.....	83
Telaio 8.....	85
Telaio 7.....	87

Telaio 6.....	89
Telaio 5.....	91
Telaio 4.....	93
Telaio 3.....	95
Telaio 2.....	97
Telaio 1.....	99
Telaio 1'.....	101
Telaio 1''.....	102
Telaio y.....	104
Filo A.....	106
Filo B.....	107
Filo C.....	109
Filo D.....	110
Piano a 2,40 m.....	110
Piano a 8,40 m.....	111
Piano tipo.....	113
Copertura.....	114
Elementi compressi.....	117
Calcolo della capacità portante di un elemento compresso in accordo a EC3.....	117
Elementi presso – inflessi.....	120
Verifica di un elemento presso – inflesso in un sistema intelaiato 1.....	120
Verifica secondo EC3.....	122
Verifica di un elemento presso – inflesso in un sistema intelaiato 2.....	131
Verifica secondo EC3.....	132
Elementi inflessi.....	143
Verifica di un elemento inflesso – trave scatolare.....	143
Verifica di un elemento inflesso 1.....	147
Verifica di un elemento inflesso 2.....	151
Verifica di un elemento inflesso 3.....	155
Verifica di un elemento inflesso 4.....	159
Verifica di un elemento inflesso 5.....	163
Conclusioni e sviluppi futuri.....	167

Ringraziamenti .....	169
Bibliografia .....	170

## Introduzione:

Nell'ambito degli edifici multipiano a struttura metallica i materiali utilizzati sono gli acciai di carpenteria, materiali essenzialmente isotropi, che resistono egualmente bene a trazione e a compressione, con elevate caratteristiche di tenacità e adattabilità plastica, prodotti sotto forma di lamiere e profilati.

La progettazione deve quindi tener conto che l'ossatura metallica nasce dall'assemblaggio di pezzi monodimensionali e bidimensionali, prodotti per lo più in luogo diverso da quello di esecuzione della struttura, occorre pertanto di conseguenza tener presente le fasi più direttamente legate al processo costruttivo:

- Produzione dei profilati e lamiere in Stabilimento
- Trasformazione di profilati e di lamiere in elementi strutturali o componenti strutturali preassemblati in Carpenteria Metallica
- Trasporto e montaggio dei complessi strutturali in Cantiere.

La tipologia di una struttura in acciaio è quindi largamente influenzata da tale sequenza che può essere considerata "duale" di quella che caratterizza una struttura non prefabbricata in cemento armato. Questa, infatti, viene interamente realizzata in cantiere tramite il getto di calcestruzzo entro le casseforme: nasce così una struttura tendenzialmente monolitica e quindi fortemente iperstatica, in cui il tipico nodo trave-colonna è assimilabile ad un incastro.

La struttura in acciaio nasce invece dall'assemblaggio di pezzi diversi e pertanto il grado di vincolo mutuo fra le varie aste che compongono la struttura tende ad essere il minore possibile: è necessario intervenire con opportuni accorgimenti tecnologici o costruttivi se si vuole elevare il grado di iperstaticità della struttura.

La necessità economica di contenere al minimo indispensabile le lavorazioni e di rendere spediti e agevoli i montaggi conduce quindi ad una semplificazione delle giunzioni che si ripercuote in una riduzione del grado di vincolo mutuo fra le aste che idealmente compongono la struttura. Ciò comporta la necessità di stabilizzare l'ossatura mediante l'introduzione di controventi opportunamente localizzati, che caratterizzano tipologicamente la struttura.

Il comportamento statico delle membrature metalliche non presenta le incertezze connesse con l'esecuzione, come avviene nei getti delle costruzioni di cemento armato. Le schematizzazioni teoriche possono soddisfacentemente adattarsi alla struttura reale sia per le caratteristiche fisico-meccaniche del materiale, sia per le modalità di esecuzione delle unioni, dei collegamenti e dei vincoli. Per queste ragioni i coefficienti di sicurezza adottati nelle costruzioni metalliche sono in genere meno penalizzanti di quelli relativi ad altri materiali.

L'esecuzione dei calcoli statici delle strutture metalliche è condizionata, ma nello stesso tempo agevolata e cautelata da apposite normative nazionali e internazionali, che

sintetizzano i problemi fondamentali e ne forniscono una metodologia semplificata di calcolo sulla scorta di una vasta gamma di risultati teorici, sperimentali e probabilistici già acquisiti.

Importante caratteristica della costruzione metallica è la rapidità di esecuzione. Il procedimento costruttivo sviluppato in officina utilizza una organizzazione di tipo industriale, dove si producono secondo un prestabilito ciclo operativo gli elementi strutturali che successivamente in cantiere vengono sollevati e montati in opera. La costruzione pertanto procede agilmente senza risentire delle condizioni stagionali che bloccano completamente i procedimenti a "umido", quali per esempio le costruzioni di muratura e di calcestruzzo armato.

Alla riduzione dei tempi di esecuzione si accoppia la possibilità di trasformazione della struttura sia intesa come ampliamento per variazioni funzionali dell'opera, sia come intervento di rinforzo richiesto da deficienze statiche, a seguito di modifica dello schema originario e dei carichi di esercizio.

La tecnologia delle giunzioni consente inoltre lo smontaggio e la rimozione degli elementi strutturali, che possono essere riutilizzati in altra sede a elementi o in blocco. Anche in caso di demolizione il recupero del materiale risulta quasi totale.

Il rapporto fra la resistenza meccanica e il peso specifico, il così detto grado di efficienza strutturale, è molto elevato per gli acciai da carpenteria e sempre superiore a quello degli altri materiali da costruzione tradizionali. Prescindendo dai fenomeni di instabilità, un elevato valore di questo rapporto consente una riduzione delle dimensioni degli elementi strutturali, quindi a parità di sforzo un peso della struttura più basso.

Rispetto agli altri materiali ne consegue quindi una migliore utilizzazione dello spazio per il minore ingombro degli elementi portanti e un minore impegno per le strutture di fondazione soggette a carichi più bassi, con conseguenze talvolta sensibili sull'economia globale.

Per contro, causa l'aumentata snellezza delle membrature, il pericolo dell'instabilità, sia locale per l'elemento singolo, sia globale per l'intera struttura, rappresenta l'insidia più pericolosa nelle costruzioni metalliche; pertanto, l'analisi dei fenomeni d'instabilità dell'equilibrio assume importanza capitale sia in sede teorica che applicativa. Ne conseguono limitazioni oltre che sulle tensioni anche sulle deformazioni di esercizio entro valori fissati volta per volta dalle normative vigenti in rapporto al tipo strutturale e alla sua utilizzazione. Un altro aspetto delicato è quello della protezione contro la corrosione atmosferica, che richiede l'impiego di idonei procedimenti e un'oculata manutenzione in esercizio. Allo scopo esistono sul mercato i cosiddetti acciai auto passivanti (COR-TEN, IT-ACOR) nei quali, in virtù di speciali additivi nelle leghe ferro-carbonio, il fenomeno della corrosione si auto estingue rendendo superflua la protezione. Anche la protezione contro gli incendi rappresenta una precauzione molto importante a causa della riduzione sensibile delle caratteristiche di resistenza del metallo

al crescere della temperatura. A fronte di questa necessità vengono praticati trattamenti ciclici a base di vernici protettive che possono integrare ed inglobare contemporaneamente la funzione ignifuga e quella anticorrosiva. Soluzioni alternative consistono nel lasciare la struttura completamente in vista e nel prevedere una circolazione d'acqua all'interno delle membrature a sezione cava. Le strutture metalliche abbracciano tutti i settori delle costruzioni, dall'edilizia, abitativa e industriale, ai ponti e alle grandi coperture, dalle torri radio-televisive e dai pali di sostegno per elettrodi ai serbatoi e alle costruzioni marittime.

L'ottimo comportamento dei materiali nei riguardi dei fenomeni dinamici, dell'urto e delle sollecitazioni alternate, ne giustifica l'uso frequente nel campo delle strutture industriali, dei ponti ferroviari e delle costruzioni nelle zone sismiche. In virtù della leggerezza e della facilità di collegamento gli elementi metallici si prestano a risolvere brillantemente delicati problemi tecnici, quali, ad esempio, la sopraelevazione e il consolidamento di vecchi edifici, il restauro e la ristrutturazione di antiche costruzioni aventi pregi monumentali. La costruzione metallica si adatta particolarmente alle tecniche di produzione in serie, dalle quali col passare degli anni viene condotta verso una prefabbricazione industrializzata sempre più spinta.

Oltre alle prerogative sopra esposte, la moderna tecnologia dà la possibilità di introdurre nelle strutture dei materiali con caratteristiche di resistenza differenziate, con la creazione, in aggiunta alle tre dimensioni geometriche, della così detta "quarta dimensione" della costruzione metallica, che fornisce alla progettazione un ulteriore strumento per compenetrare gli aspetti statici con una sempre più spinta unificazione.

Per il continuo miglioramento dei materiali e il graduale incremento dell'industrializzazione, la costruzione metallica presenta allo stato attuale notevoli prospettive di sviluppo rivolte a superare sia limiti di carattere produttivo, sia ostacoli di natura statica connessi con l'arditezza delle strutture. Quest'ultimo aspetto ha trovato un fertile terreno di sviluppo nella corsa verso l'alto, che, rimasta potenzialmente sopita dai tempi delle piramidi per la mancanza di materiali idonei, è esplosa da circa un secolo grazie alle possibilità costruttive dell'acciaio. Nel campo degli edifici il "fenomeno-grattacielo" ha assunto il carattere di una vera e propria gara che sta progressivamente modificando il carattere delle principali metropoli.

## Schemi statici

L'aspetto agonistico ha stimolato la concezione e la realizzazione di nuove tipologie strutturali atte a far fronte al sempre maggiore impegno statico derivante dalle grandi altezze. L'evoluzione dei sistemi strutturali da utilizzarsi in edifici alti è stata formalizzata negli anni 60 da Fazlur Kahn. In figura 1 vengono riportati i principali sistemi strutturali adottati negli edifici alti, raggruppati in funzione delle loro capacità di raggiungimento di altezze sempre maggiori.

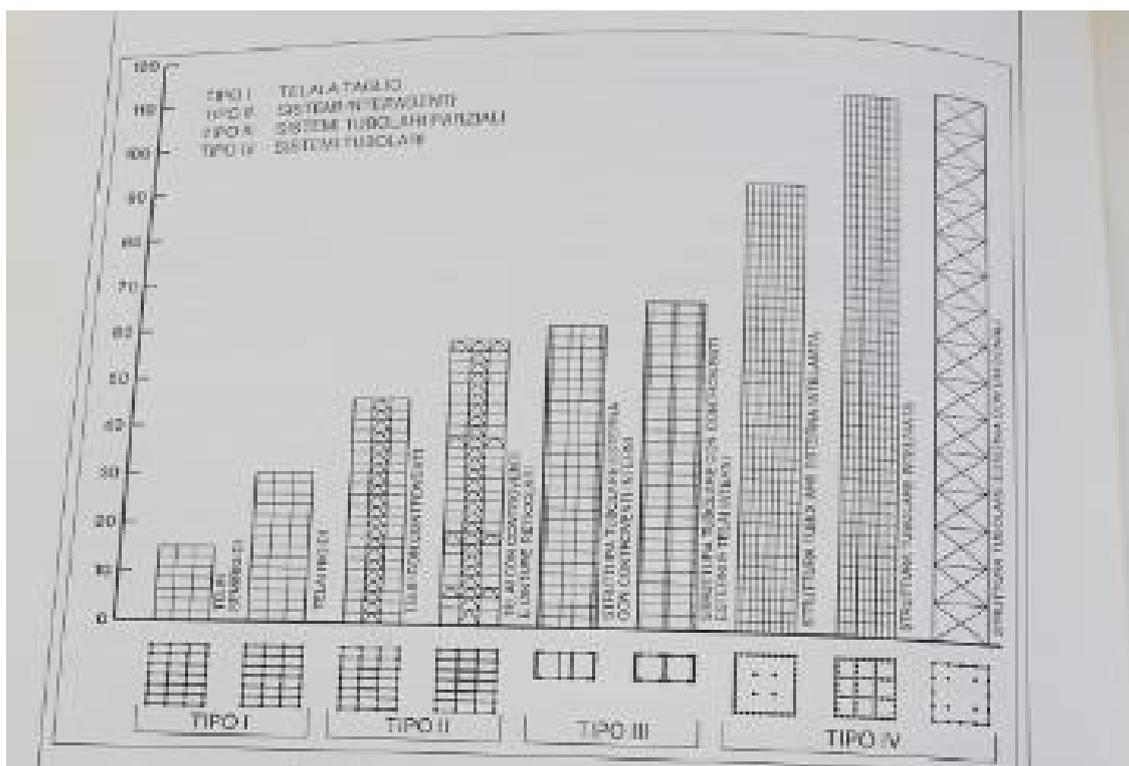


Fig. 1 - Schemi evolutivi dei grattacieli

Si osserva che le strutture intelaiate, dove le forze orizzontali vengono assorbite attraverso la flessione di travi e colonne, vengono utilizzate per edifici fino a 30 piani e sono indicate come tipologie di partenza. La seconda tipologia è quella che si ottiene dall'interazione di strutture intelaiate con strutture di controvento sempre con riferimento a sistemi piani. Nella terza tipologia si introduce il concetto di comportamento spaziale del complesso anche se soltanto con riferimento ad alcuni lati esterni dell'edificio. La quarta tipologia invece fa completo riferimento a questo concetto ed infatti l'edificio, grazie al suo sistema tubolare intelaiato, si comporta come una mensola a sezione cava la cui sezione è costituita dalla pianta dell'edificio sul perimetro della quale vengono realizzati pilastri molto ravvicinati sì da formare una fitta cortina alternata da aperture. Una variante a tale sistema è rappresentata dal tubo controventato, dove le colonne si allontanano leggermente le une dalle altre e si inseriscono diagonali sulle facciate esterne. Ancora un'altra variante è costituita da tubi accoppiati, dove la sezione trasversale della mensola è pluriconnessa e pertanto si registra in pianta un avvicinamento dei pilastri non solo esterni ma anche interni. La più recente tipologia è quella dei megatelai dove il concetto di mensola spaziale si evolve andandosi a realizzare telai a traversi rigidi sulle facciate esterne dell'edificio dove le travi ed i pilastri coinvolgono più piani e più campate. Tale ultima soluzione, che può considerarsi una evoluzione dei sistemi resistenti a telaio, accoppia i vantaggi strutturali offerti dalle soluzioni tridimensionali ad una estrema libertà in pianta, poiché in alcuni piani è possibile liberare completamente la pianta dell'edificio così come è anche possibile

realizzare aperture che interessino numerosi piani. Tutte queste soluzioni oggi si ritrovano e caratterizzano l'architettura urbana delle principali città americane.

Basti pensare che nel 1965 il grattacielo del "John Hancock Center" di Chicago, con i suoi 100 piani e 335 m di altezza, era fra gli edifici di moderna concezione strutturale il più alto del mondo, se si esclude il tradizionale Empire State Building costruito nel lontano 1931 secondo schemi ormai superati che comunque hanno consentito di raggiungere i 381 m (449 m alla sommità dell'antenna). Lo schema strutturale presenta una facciata completamente resistente con macro-diagonali (framed and diagonaled tube), che caratterizza l'immagine della costruzione. Con l'anno 1970 la sua supremazia ha cominciato ad offuscarsi per l'inizio dei lavori dei due grattacieli gemelli "Trade World Center" di New York ultimati nel 1973, che hanno battuto sia il "John Hancock Center" sia di 40 metri l'"Empire State Building" con i loro 104 piani e 411 metri di altezza. I due volumi, perfettamente squadrati come torri medioevali, appartengono anch'essi alla categoria degli edifici-macchina che contengono decine di ascensori, scale mobili interpiano, sistemi di comunicazione interna ed impianti di condizionamento integrale del tipo più avanzato a servizio di ben 50.000 persone che ivi lavorano.

Le facciate sono composte da elementi prefabbricati di tipo "bloccato" che ben si sposano con la tipologia strutturale del "tube in tube" costituito da un'epidermide a fitta intelaiatura e da un nucleo centrale interno dove sono concentrati tutti i servizi. La fitta intelaiatura non impedisce comunque un effetto trasparenza dall'interno.

Ma anche il nuovo primato del "Trade World Center" era destinato ad essere di breve durata. Prima del suo compimento era già iniziata la costruzione della "Sears Tower" di Chicago. Con i suoi 110 piani raggiunge un'altezza di 442 m. La sua struttura è a "framed tube" con perimetro resistente completato da "cinture" orizzontali a traliccio. Una sua caratteristica è la variazione della sezione orizzontale con l'altezza che trasforma la pianta quadrata alla base in pseudo rombica, a croce e rettangolare in sommità con una riduzione globale dell'area resistente, come una macro-mensola a sezione variabile.

Da allora la sfida continua e nuove forme strutturali sono state sperimentate e proposte. I sistemi "superframe" e "megaframe" si stanno imponendo per la loro efficacia. Essi realizzano macro-mensole con schema a Vierendeel ottenute mediante la diagonalizzazione delle colonne di spigolo collegate a 12-20 piani da fasce orizzontali a traliccio.

Dalle più recenti applicazioni si osserva come le varie combinazioni strutturali offerte dalla costruzione in acciaio consentono di ottenere risposte progettuali adeguate a fronte di esigenze sempre più particolari.

Fra queste esigenze vanno ricordate quelle connesse al rischio sismico la cui considerazione oltre che rispettare un imperativo categorico, comporta in alcuni Paesi dotati di una severa normativa sismica, quali ad esempio il Giappone, un dimensionamento palesemente oneroso.

Lo schema strutturale di un edificio multipiano è delegato ad assolvere due funzioni, esso deve infatti soddisfare i requisiti di servizio e di resistenza nei confronti delle azioni di natura verticale ed orizzontale. Le strategie che si possono adottare per soddisfare tali requisiti sono essenzialmente due: la prima strategia prevedere la realizzazione di un sistema strutturale (telaio a nodi rigidi) capace di rispondere sia nei confronti delle azioni verticali che di quelle orizzontali; la seconda strategia invece prevede di separare le azioni verticali da quelle orizzontali e pertanto conduce alla identificazione di due sistemi strutturali separati (struttura pendolare con controventi) con compiti anche essi distinti. La soluzione che comunque viene adottata più frequentemente è quella di struttura pendolare controventata dove i controventi sono rappresentati da strutture in acciaio o nuclei in cemento armato come mostrato in figura 2. Per poter analizzare in dettaglio le caratteristiche ed i vantaggi offerti da ciascuna di queste due soluzioni sembra utile ricordare alcune peculiarità della costruzione metallica. Essa, essendo realizzata dall'assemblaggio di singoli elementi prefabbricati è per vocazione struttura isostatica, a differenza della costruzione in cemento armato, prediligendo collegamenti di tipo bullonato in opera che più facilmente si avvicinano alle condizioni ideali di cerniera. Sempre a causa della sua intrinseca natura prefabbricata, la costruzione metallica consente al progettista di posizionare gli elementi nelle zone utili dal punto di vista strutturale per ottimizzare la resistenza e la rigidezza del complesso. Tale caratteristica si traduce spesso in precise forme geometriche già a livello di sezioni trasversali dove il doppio T esalta le caratteristiche flessionali del materiale, grazie alla centrifugazione delle masse rispetto all'asse della trave. A livello di elemento strutturale tale effetto di centrifugazione può essere invece letto nello schema di travatura reticolare dove le singole aste componenti la travatura vanno a posizionarsi secondo le linee principali di trasmissione degli sforzi mentre vengono a svuotarsi completamente tutte le zone utili ai fini resistenziali, concretizzando così nello schema una immagine di leggerezza.

Tornando alle due soluzioni adottate per gli edifici multipiano, quella costituita da telai

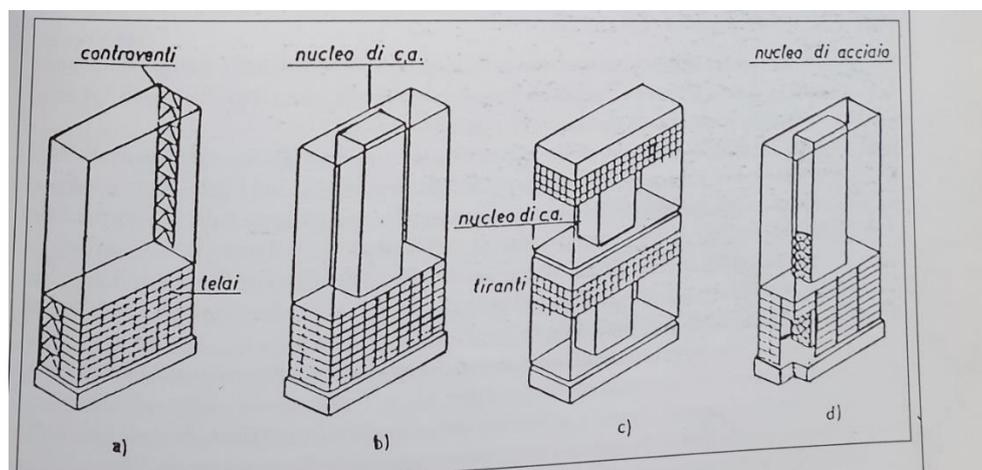


Fig. 2 - Soluzioni di controventamento

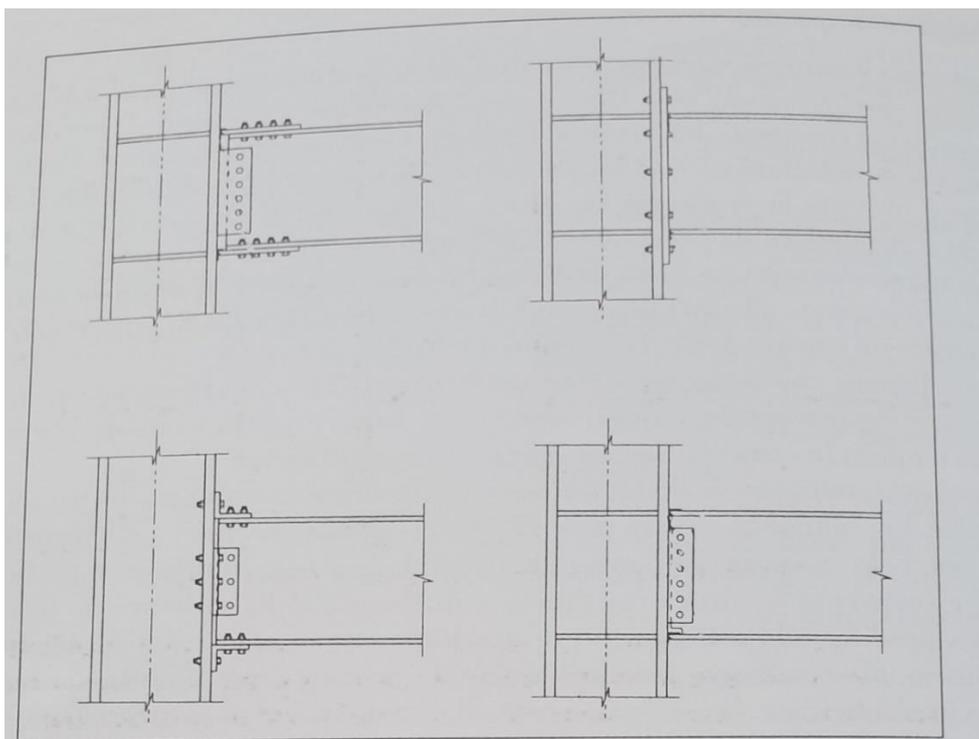


Fig. 3 - Collegamenti trave colonna a momento

a nodi rigidi si realizza mediante l'assemblaggio di elementi orizzontali (travi) e verticali (colonne) collegati rigidamente nei nodi. Tale schema strutturale è in grado di supportare le azioni orizzontali attraverso flessione nelle travi e pressoflessione nelle colonne. I vantaggi di tale soluzione risiedono nella assenza di controventamenti che possono risultare vincolanti nella distribuzione funzionale dell'edificio. Gli svantaggi sono invece sintetizzati nei seguenti punti:

- I collegamenti trave-colonna sono più complessi dovendo essi sia trasferire per intero le sollecitazioni flessionali assiali e taglianti, che ripristinare le caratteristiche di rigidità degli elementi collegati;
- La deformabilità globale della struttura per azioni di tipo orizzontale può risultare non rispondente ai requisiti di servizio e pertanto può rendersi necessario un dimensionamento più massiccio per ridurre tale deformabilità;
- L'incremento di sforzo assiale che si registra nelle colonne per assorbire il momento ribaltante globale, unitamente alle sollecitazioni flessionali ivi presenti, sempre a causa dell'assorbimento delle azioni orizzontali, conduce a dimensionamenti più onerosi per le colonne;
- Il calcolo della struttura è più complesso dovendosi tenere conto adeguatamente dei fenomeni del secondo ordine sia per la determinazione delle sollecitazioni sui singoli elementi (travi e colonne) sia ai fini della verifica di stabilità delle colonne per le quali, in questo caso, non sempre si può assumere che l'instabilità avvenga all'interno di un singolo piano.

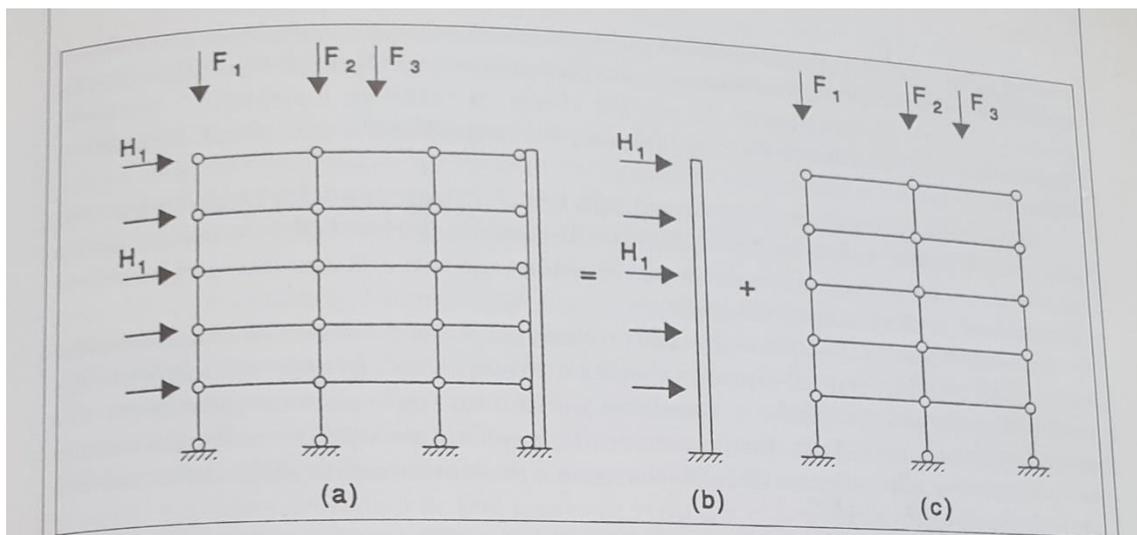


Fig. 4 - Meccanismi di assorbimento delle forze verticali e orizzontali

Le considerazioni precedenti si possono sintetizzare affermando che la struttura a telaio a nodi rigidi risulta notevolmente più costosa sia per la maggiore onerosità dei collegamenti che per il maggiore peso della struttura derivante da un dimensionamento più gravoso sia delle travi che delle colonne.

Alcuni collegamenti trave colonna – tipici di telai a nodi rigidi sono forniti in fig. 3.

Il primo di essi, attraverso gli irrigidimenti di nodo, previene fenomeni di instabilità locale nell'anima della colonna. Tale collegamento richiede la realizzazione di saldature in opera la cui affidabilità non è sempre garantita se non a costi molto elevati. Si preferiscono pertanto le altre soluzioni fornite in figura 3 dove le saldature vengono realizzate in officina ed i collegamenti in opera sono tutti di tipo bullonato.

La seconda strategia da adottarsi nella edilizia multipiano, ovvero di struttura pendolare con controventi, risulta più vicina alla natura intrinseca della costruzione metallica, poiché viene realizzata con collegamenti tutti di tipo cerniera e conferisce a strutture reticolari (controventi) il compito precipuo dell'assorbimento delle azioni orizzontali.

I vantaggi di tale soluzione risiedono essenzialmente nella maggiore semplicità dei collegamenti e nella maggiore economicità della costruzione, dove il ricorso a travature reticolari consente di realizzare facilmente elementi dotati di elevate caratteristiche di resistenza e di rigidità atte a fronteggiare le azioni orizzontali. Anche il calcolo di tali strutture risulta notevolmente semplificato poiché la separazione dei compiti di assorbimento delle azioni esterne si traduce nel dimensionamento delle colonne per sole azioni verticali e dei controventi per le sole azioni orizzontali secondo gli schemi indicati in figura 4. Solitamente non sono presenti fenomeni del secondo ordine a causa della elevata rigidità del sistema e pertanto le verifiche di stabilità delle colonne possono condursi assumendo quale lunghezza libera di inflessione quella di interpiano. Gli svantaggi di tali tipologie, quando utilizzate per edifici con altezza minori di dieci piani

sono rappresentati dal vincolo architettonico che tali strutture, sicuramente più caratteristiche dal punto di vista formale, introducono. Va altresì considerato che una maggiore attenzione va posta nel dimensionamento delle fondazioni dei controventi, poiché la loro presenza, attirando in pochi elementi concentrati il momento ribaltante globale ed essendo tale momento assorbito attraverso gli sforzi di tipo estensionale, possono essere caratterizzati da elevati sforzi di trazione e richiedere pertanto dimensioni più elevate delle fondazioni per riequilibrare tali sforzi fortemente eccentrici. Alcuni collegamenti trave-colonna tipici di strutture pendolari con controventi sono forniti in fig. 5. La semplicità di tali collegamenti deriva dalla necessità di dover trasferire esclusivamente le sole azioni assiali e taglianti e di non dover ripristinare la rigidità degli elementi collegati.

Le considerazioni sopra citate riguardo le due strategie non trovano immediata estensione in applicazioni particolari quali le strutture in zona sismica o gli edifici alti.

Le principali componenti strutturali di un edificio multipiano in acciaio sono costituite da solai, travi e colonne. Ai solai sono demandati i compiti di trasferire i carichi verticali alle travi e di costituire un diaframma orizzontale capace di trasmettere le azioni orizzontali esterne agli elementi verticali deputati a resistere a tali azioni. Le travi hanno il compito di trasferire i carichi verticali alle colonne e di contribuire, nella ipotesi di telai a nodi rigidi, allo assorbimento delle azioni orizzontali. Infine, le colonne devono trasferire i carichi verticali alle fondazioni e, sempre nella ipotesi di telai a nodi rigidi, contribuiscono anch'esse all'assorbimento delle azioni orizzontali.

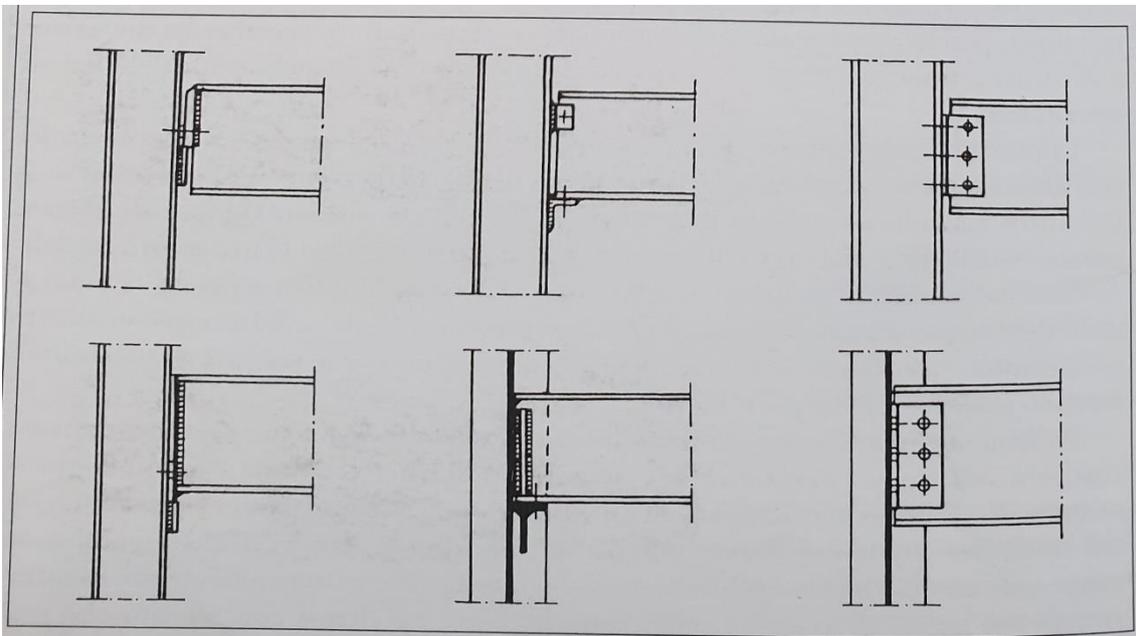


Fig. 5 - Collegamenti trave – colonna a cerniera

Oltre a queste componenti, nelle strutture pendolari è indispensabile la presenza di controventi, che si realizzano mediante l'inserimento di aste inclinate collegate ai nodi delle colonne e delle travi per formare vere e proprie travature reticolari ad asse verticali.

## Tecniche di montaggio degli edifici

Le piccole costruzioni, che sorgono su piazzali o terreni facilmente accessibili, presentano raramente problemi di montaggio. Anzitutto l'entità dei carichi in gioco nelle varie operazioni (sollevamenti, spostamenti, ancoraggi ecc.) e la distanza su cui tali carichi debbono essere governati, ricadono nell'ambito della comune esperienza del personale, delle portate e delle dimensioni usuali delle attrezzature.

A parità di tipo costruttivo e di schema statico, le strutture di piccola dimensione sono poi caratterizzate da un minor rapporto fra il peso proprio ed il totale dei carichi di esercizio: la sicurezza della costruzione in fase di montaggio risulta così superiore, perché maggiori sono i margini di resistenza delle varie membrature a fronte dei carichi che le sollecitano. Al rapporto fra il peso proprio ed il totale dei carichi di esercizio si riconduce direttamente un altro problema tipico dei montaggi: l'assetto statico della struttura a montaggio ultimato.

Una trave continua che sopporta, su luci di 6 m, il solaio di un edificio multipiano può avere, ad esempio, un peso proprio di 60 kg/m a fronte di un carico totale di 3000 kg/m. Un errore del 50% sulla realizzazione del diagramma flessionale della struttura a montaggio ultimato comporta al massimo, sul totale delle sollecitazioni, un incremento dell'1%. L'errore è pienamente accettabile dal punto di vista statico ed inapprezzabile sono le sue conseguenze sulla geometria della struttura.

In una trave da ponte con impalcato a piastra ortotropa, continua su luci di 150 m, un errore della stessa entità sulla realizzazione del diagramma flessionale di peso proprio comporterebbe incrementi finali di sollecitazione dell'ordine del 20%, quindi sicuramente inaccettabili, con riflessi sulla geometria dell'opera che non sfuggirebbero al più grossolano controllo. Al crescere delle dimensioni aumentano infine le difficoltà nella realizzazione dei collegamenti.

L'allineamento dei fori e la planarità delle superfici di un giunto bullonato, l'accostamento dei lembi per la realizzazione del cianfrino di un giunto saldato debbono essere ottenuti, all'atto del montaggio, con tolleranze che sono indifferenti alle dimensioni dell'opera e che solo dipendono dalla possibilità pratica di realizzazione e dal livello qualitativo richiesto per quei collegamenti.

Ma a fronte di quelle tolleranze stanno errori che sono sostanzialmente proporzionali alle dimensioni dell'opera e degli elementi che la compongono. Così, ad esempio, gli errori sistematici di tracciatura in officina, gli errori connessi alla valutazione dei ritiri di saldatura, e non ultimi gli effetti indotti dalle differenze di temperatura fra l'officina ed il cantiere.

Per queste ragioni si ricorre talora ai montaggi di prova in officina, ove si controllano le condizioni di accoppiamento dei vari giunti e si predispongono eventualmente riferimenti, con fori o squadrette, per semplificarne l'esecuzione in cantiere: provvedimento assai raro per le strutture di piccole dimensioni, ma spesso inevitabile per le grandi strutture, anche se limitato ai giunti delle parti più complesse.

Esistono tuttavia alcuni casi di piccole costruzioni ove il montaggio diviene addirittura il problema di fondo della progettazione strutturale, condiziona ogni altro aspetto costruttivo e rappresenta in definitiva la fase più interessante di tutta la realizzazione.

In questi casi rientrano molte strutture rimovibili e reimpiegabili per spettacoli od esposizioni, per attività agricole, per la viabilità, per la meccanizzazione dei cantieri, ed in generale le strutture per le quali il presupposto del reimpiego od il carattere di emergenza impongono un montaggio particolarmente rapido e semplice.

La stessa osservazione si può fare, nell'ambito dell'edilizia industrializzata, per molti sistemi costruttivi di edifici multipiano o capannoni ad uso agricolo od industriale. In questo caso non sono le ipotesi di rimovibilità od emergenza a stimolare l'attenzione del progettista verso la tecnica di montaggio, ma la previsione di una estesa ripetizione dell'opera. Affrontare il problema del montaggio in fase di progettazione significa dunque interpretare le seguenti esigenze: sicurezza del personale in rapporto al tipo di attrezzature e di manovre presumibilmente necessarie; sicurezza della costruzione a fronte dei carichi da cui è impegnata nelle fasi intermedie del montaggio; rispondenza statica e geometrica della struttura ultimata alle previsioni di progetto; correttezza di esecuzione dei collegamenti, tenuto conto delle presumibili condizioni operative per ciascun giunto; contenimento dei costi e dei tempi necessari alla ultimazione dell'opera.

Si tratta di problemi evidenti, ma si vuole qui riaffermare che non sono problemi esclusivi delle imprese di montaggio, che premessa indispensabile alla loro soluzione è la coerenza fra tecnica di montaggio ed il progetto strutturale dell'opera e che essi appartengono, in questa misura, all'ambito stesso della progettazione.

Un' ultima osservazione: la struttura metallica rappresenta in generale solo una parte dell'opera; il suo montaggio solo una fase della costruzione. La tecnica di montaggio deve quindi possedere anzitutto un requisito: quello della organicità in rapporto al complesso della costruzione.

Negli edifici multipiano il montaggio della struttura metallica è infatti preceduto dalle opere di fondazione, dalla eventuale costruzione di alcuni piani interrati, od anche in elevazione, con struttura in cemento armato; negli edifici con nucleo di controvento in cemento armato, l'innalzamento del nucleo precede quasi sempre il montaggio della struttura metallica, mentre la costruzione dei solai, delle pareti, dei tamponamenti, e l'installazione degli impianti sono generalmente successive e spesso iniziano a montaggio ultimato.

Il montaggio dei ponti metallici è allo stesso modo inserito in un più ampio contesto di costruzioni: fondazioni, pile, solette in cemento armato, ma anche opere in terra quali trincee o rilevati, od opere relative agli accessi al cantiere quali gallerie, raccordi od ampliamenti di sede stradale.

La tecnica di montaggio deve quindi anzitutto assicurare la compatibilità statica fra l'avanzamento della struttura metallica e quello di altre opere, attigue o complementari, ad essa legate da esigenze di stabilità. Molte operazioni od anche costruzioni provvisorie, richieste per la stabilizzazione dell'opera in corso di montaggio, possono essere così evitate.

Vi è poi un aspetto di compatibilità geometrica che riguarda sia l'esecuzione delle manovre, per gli ingombri delle attrezzature e della stessa struttura in fase di montaggio, che le tolleranze sulle dimensioni delle varie opere in acciaio ed in cemento armato.

Questo problema affiora in cantiere in corrispondenza dei giunti, e se non è stato considerato in modo unitario, induce poi a modifiche o ad interi rifacimenti delle parti adiacenti al giunto; i cosiddetti "giunti di adattamento", realizzati con bulloni in fori asolati, con collegamenti saldati a sovrapposizione od altri particolari dispositivi, vengono previsti già in sede di progetto per ovviare a questi inconvenienti.

Altro aspetto importante è quello delle attrezzature di sollevamento per le quali una considerazione unitaria delle varie esigenze, tenuto conto dei pesi e delle sequenze di impiego, può portare ad un notevole risparmio di mezzi.

Vi è infine il problema della occupazione delle aree di cantiere. Anche in questo caso la tecnica di montaggio della struttura metallica, attraverso uno studio coordinato delle sequenze di costruzione, deve rispondere alle esigenze complessive del cantiere in cui operano spesso più imprese, lo spazio può essere poco, ed ognuna riterrà che sia appena sufficiente a sé stessa.

## Edifici multipiano

Numerose sono le tecniche di montaggio che si possono impiegare per gli edifici multipiano a struttura metallica: per le differenze di concezione strutturale e di dimensioni dell'edificio, per le differenze di condizioni ambientali del cantiere, per le differenze contrattuali, in particolare per quanto attiene ai tempi di consegna.

Talvolta la concezione strutturale impegna la tecnica di montaggio in modo ben preciso; così, ad esempio, nei sistemi "lift-slab", nel sistema a rotazione di interi telai (Porte des Lilas), così pure in alcuni sistemi di montaggio dall'alto per edifici "a ombrello".

Più spesso, per gli edifici strutturalmente semplici, di concezione tradizionale, vi è una certa libertà nella scelta della tecnica di montaggio: cioè la struttura, quanto a possibilità di realizzare i collegamenti ed a stabilità dell'opera in fase di costruzione non impegna, di per sé stessa, su una tecnica di montaggio determinata.

La scelta è allora guidata da motivi ambientali (accessi al cantiere, disponibilità di aree a piè d'opera, condizioni climatiche ecc.), da vincoli od accordi contrattuali (tempi di consegna, disponibilità di attrezzature preesistenti, ecc.) oltre che da un certo numero di parametri fra i quali, in primo luogo, peso massimo dei fabbricati, altezza dei tronchi di colonna (in piani ed in metri) e di tutta la costruzione, sistema di controvento, disposizione in pianta dell'edificio.

Scegliere una tecnica di montaggio per un edificio multipiano significa sostanzialmente, in tal caso, scegliere il sistema di sollevamento dei prefabbricati. Distinguiamo quindi, fra le principali tecniche di montaggio:

- Montaggi con gru a torre;
- Montaggi con gru semovente;
- Montaggi con derrick strallato (Guy derrick);
- Montaggi con derrick a saettoni (Scotch derrick);
- Montaggi speciali (sistema "lift-slab", sistema "Porte des Lilas", sistema dall'alto con centina mobile ecc.).

I derricks, come pure le gru a torre in posizione fissa, possono generalmente lavorare su un'area circolare, con portate via via inferiori al crescere del raggio di azione. La scelta dei mezzi di sollevamento e la loro localizzazione deve essere quindi verificata sulla base del peso e della posizione in pianta di ogni singolo elemento di montaggio. Edifici a pianta compatta, quadrata o rettangolare, offrono le soluzioni più semplici, col più elevato rapporto fra superficie dell'edificio e numero dei mezzi fissi di sollevamento. Il progettista che porta attenzione ai problemi di montaggio, anche nel progetto di edifici che si prestano ad un montaggio agevole, cerca di attenersi sempre ad alcune regole il cui rispetto è comunque beneficio all'andamento dei lavori. Fra queste si ricordano:

- Disporre squadrette di imbastitura per il posizionamento ed il sostentamento delle travi nei collegamenti saldati in opera fra travi e colonne (fig. 6.1a);

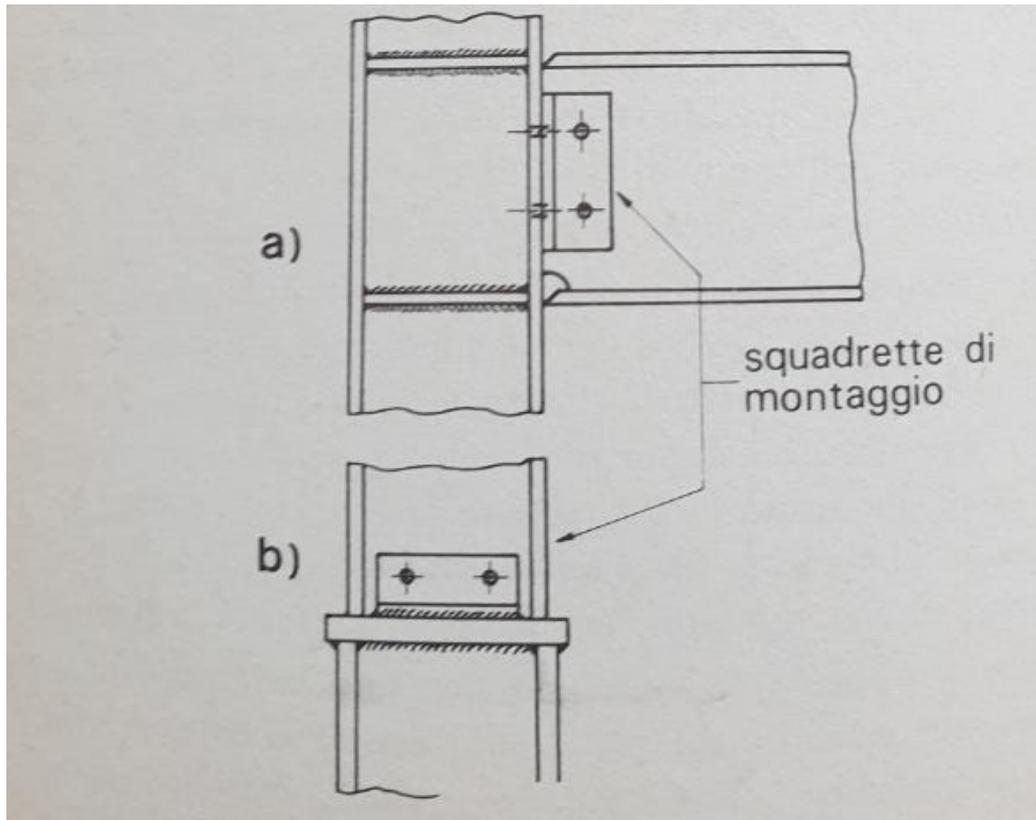


Fig. 6.1

- Evitare nei limiti del possibile, l'esecuzione in quota di collegamenti saldati testa a testa di I classe, e comunque l'esecuzione di saldature in posizione sopra testa;
- Prevedere una configurazione dei collegamenti fra travi e colonne tale da agevolarne il posizionamento nella ipotesi che queste ultime siano già state fissate alla struttura sottostante, all'atto del montaggio di travi principali e secondarie. Più in particolare, orientare possibilmente le colonne con l'anima complanare a quella delle travi principali e se queste ultime sono continue, e comportano piatti di continuità fra le ali delle colonne, sfalsare la trave secondaria rispetto al nodo, collegandola alla sola trave principale possibilmente in aderenza al nodo stesso;
- Non eccedere sull'altezza dei tronchi di colonna prefabbricati in officina; prevedere che la colonna si trovi, al montaggio, incastrata sul tronco inferiore e quindi libera su tutta l'altezza: una snellezza eccessiva del tronco è quasi sempre fonte di errori sulla verticalità;
- Studiare disposizioni di ancoraggio delle colonne alle fondazioni che ne favoriscano il posizionamento con correzioni in pianta ed in quota e consentano di fronteggiare provvisoriamente azioni flessionali anche in assenza di sigillatura;

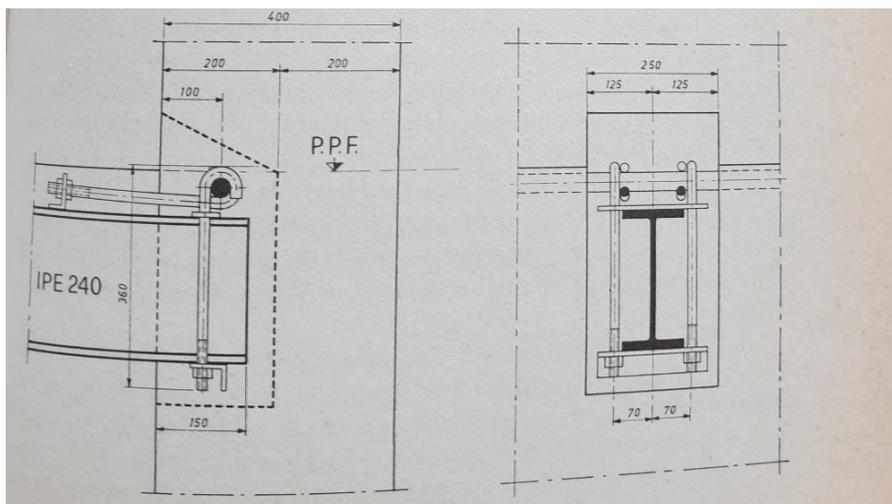


Fig. 6.2

- Prevedere, più in generale, la possibilità di adattamenti in opera su tutti i collegamenti fra strutture in acciaio e strutture in cemento armato già ultimate all'atto del montaggio, come ad esempio i nuclei dei servizi o le pareti di controvento in cemento armato (fig. 6.2); del pari dicasi per i collegamenti fra strutture in acciaio e strutture in c.a. prefabbricate, indipendentemente dalla sequenza di montaggio;
- Evitare collegamenti a cerniera fra i vari tronchi di una colonna ed all'attacco fra il primo tronco e la fondazione; le colonne incernierate richiedono l'uso di stralli provvisori che possono essere rimossi solo dopo il montaggio delle travi e degli eventuali controventi verticali o di piano;
- Disporre squadrette bullonate per il posizionamento dei tronchi di colonna anche in corrispondenza dei giunti saldati;
- Unificare per quanto possibile, nelle costruzioni bullonate, tipo e diametro dei bulloni e prevedere, nel disegno di ciascun giunto, l'accessibilità della chiave pneumatica a tutti i bulloni.

Una attenzione particolare deve essere rivolta alla sicurezza della struttura in fase di montaggio. Le strutture con travi miste in acciaio e calcestruzzo richiedono generalmente i più accurati controlli, sia per la stabilità flessione - torsionale delle singole travi, sia per la stabilità di insieme della struttura nella fase che precede la presa e la manutenzione delle solette.

Si osserva inoltre che vi è la tendenza, da parte dei montatori, a mantenere la struttura entro certi limiti adattabile in fase di montaggio, soprassedendo provvisoriamente alla esecuzione di giunti od all'inserimento di parti che ne determinerebbero in modo definitivo la geometria.

Un giunto ad incastro ad esempio quindi verrà eseguito presumibilmente in due tempi: la bullonatura della squadretta all'atto del montaggio della trave, la saldatura dell'anima

e delle piattabande dopo il montaggio del lotto cui la trave appartiene (sia questo, ad esempio, un complesso di due piani per tutta la pianta dell'edificio).

Gli assestamenti possibili su ogni giunto vengono così utilizzati nel modo più vantaggioso, senza possibilità che l'esecuzione completa di un collegamento ostacoli poi il montaggio di elementi adiacenti. Le stesse operazioni di piombatura, livellamento ed allineamento vengono condotte in un'unica fase, al termine del montaggio del lotto o di tutto l'edificio, anziché su ogni singolo elemento, in modo tale che le correzioni eventualmente necessarie possano essere ripartite sul gioco di più giunti.

Si tratta di indiscutibili vantaggi per l'economia e la correttezza geometrica dell'opera, ma occorre accertarsi e documentare, in questi casi, che un sufficiente numero di vincoli e di controventi garantisce la stabilità della struttura in ogni fase intermedia del montaggio. Per queste verifiche occorre considerare, oltre all'azione del peso proprio e del vento, anche gli effetti di eventuali urti sulla struttura prodotti da carichi sospesi in fase di posizionamento, come pure le spinte indotte da colonne provvisoriamente montate fuori piombo o comunque caricate eccentricamente.

Far i carichi che impegnano la struttura in fase di montaggio non vanno infine dimenticate le reazioni dei mezzi di sollevamento applicati sulla struttura o comunque ancorati ad essa, come pure il peso di prefabbricati provvisoriamente accatastati nelle travi dei solai, per insufficienza di aree di deposito a piè d'opera.

La saldatura di un giunto è sempre accompagnata da ritiro; all'atto di eseguire la piombatura delle colonne occorre prevedere gli effetti del successivo ritiro dei giunti saldati delle travi. Per questo sia la piombatura che la saldatura delle travi procede in generale dal centro verso il perimetro dell'edificio.

Il sollevamento di un derrick ed il suo impiego debbono essere infine sempre preceduti dalla saldatura o dal serraggio dei bulloni nei giunti delle strutture interessate dalle sue reazioni.

### Montaggio con gru a torre:

È il più frequente in relazione al fatto che la gru a torre, attrezzatura di largo impiego nell'edilizia tradizionale, è già spesso presente nel cantiere all'inizio del montaggio delle carpenterie, per la esecuzione delle opere civili, quali fondazioni, piani interrati, od eventualmente nuclei scale ed ascensori in cemento armato.

Le gru a torre possono avere il basamento montato su binari o fisso al piano di fondazione del fabbricato, o possono essere costituite da un solo tronco di torre, che interessa non più di due o tre piani e che è provvisto di un dispositivo telescopico che gli consente di salire, ancorandosi alla stessa struttura, man mano che il montaggio procede in altezza.

È opportuno evitare che la torre delle gru, nel corso del montaggio, resti inglobata nel fabbricato, ciò che può comportare notevoli difficoltà di recupero, è invece conveniente che essa sia sistemata in posizione adiacente al perimetro del fabbricato. Ciò consente di ancorare in modo semplice la torre, a più livelli, alle stesse strutture dell'edificio (particolarmente su grandi altezze) e ne semplifica lo smontaggio, a parte gli evidenti vantaggi di portata.

La portata delle gru a torre di maggiore diffusione non eccede, in generale, sul massimo raggio di azione,  $1,5 \div 2$  t; con tale portata si può montare un tronco di colonna HE 260 M lungo circa 10 metri (tre piani), profilo proporzionato ad un carico assiale di circa 230 t. Su una maglia  $4 \times 7$  m ciò può corrispondere ad un'altezza dell'edificio di circa 10 piani. Per un'altezza di edificio superiore, si possono prevedere tronchi di colonna di soli due piani, od installare una gru a torre tipo pesante; è in ogni caso certo che l'impiego delle gru a torre trova spesso un limite nella portata della macchina. Essa è in generale insufficiente per edifici caratterizzati da una grande altezza e da grandi maglie in pianta.

Va tuttavia osservato che negli ultimi anni, soprattutto negli U.S.A. ed in Inghilterra, le gru a torre hanno spesso sostituito i derricks nel montaggio di edifici con altezza superiore ai 100 m, e che sempre più frequente è la costruzione di gru di tipo pesante per edilizia, con portate dell'ordine di  $5 \div 10$  tonnellate e sbracci superiori a 30 m.

In questo ambito di prestazioni si affiancano alle gru a torre le gru a braccio variabile, di tipo inclinabile o retrattile, tipici mezzi di sollevamento portuali.



Fig. 7 - Trade World Center. Schema di montaggio con gru a braccio

In fig. 7 appare la disposizione, all'interno del perimetro del nucleo centrale, delle quattro gru a braccio impiegate nel montaggio del Trade World Center a New-York, in Fig. 8 è illustrato il posizionamento di un elemento di parete dello stesso edificio, di 11 m di altezza e 3 m di larghezza.

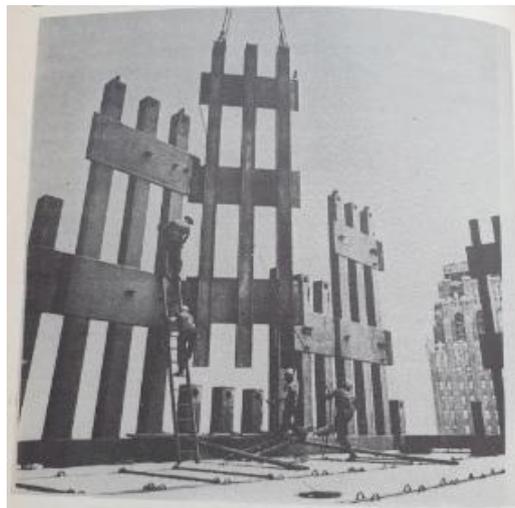


Fig. 8.

Vantaggi caratteristici delle gru a torre ed a braccio, al confronto degli altri mezzi di sollevamento, sono la possibilità di lavorare dall'alto su tutta l'area di montaggio, senza limiti alla rotazione del braccio, e di presentare un ingombro in pianta non superiore alla sezione della torre.

Montaggio con gru semovente:

Purché le condizioni locali ne permettano l'impiego, la gru semovente si adatta bene ad ogni tipo di sollevamento, può iniziare il lavoro immediatamente e, terminata l'opera, può essere inviata in altro luogo senza perdita di tempo. Il suo principale svantaggio è il peso rilevante al confronto della portata, quando il fabbricato, come spesso accade nelle aree urbane, ha piani interrati che si estendono sull'intera area del cantiere con solai non praticabili da automezzi pesanti, l'uso di una gru semovente è ostacolato dall'impossibilità di accostarsi all'edificio.

Una gru semovente ha raramente un braccio superiore a 30-40 metri ed è questo un limite all'altezza totale dell'edificio che può essere montato senza ricorrere a gru od a bracci di tipo speciale. Il montaggio procede per lotti verticali: la gru retrocede completando ogni lotto dalla base alla copertura prima di iniziare il lotto successivo. In tal modo si evita l'interferenza fra il braccio della gru e le strutture già montate, particolarmente ai piani superiori.

Si impiegano gru autocarrate o cingolate: queste ultime preferibili su terreni malagevoli, hanno minore libertà di movimento ma risultano più stabili.

Accade talvolta che un edificio, a causa di un forte aumento dell'interasse delle colonne al piano terreno, presenti travi e colonne di peso molto superiore a quello degli altri piani. In questi casi può essere vantaggioso un impiego limitato dell'autogrù nel montaggio di queste strutture.

Montaggio con derrick strallato (Guy derrick):

Il derrick viene montato in posizione baricentrica rispetto alla pianta dell'edificio, la sua posizione deve essere attentamente studiata in modo che tutti i punti di montaggio si trovino a portata del suo braccio, anche in relazione alla presenza degli stralli sui cui allineamenti il braccio non può lavorare.

Dopo aver montato il primo lotto di strutture per l'altezza del primo tronco delle colonne (ad esempio due piani) il derrick sale al livello del secondo piano ove inizia il montaggio del successivo lotto e così via.

È tipica di questa tecnica di montaggio l'operazione che consente di sollevare rapidamente il derrick senza intervento di mezzi estranei, il braccio e l'albero del derrick

strallato, di lunghezza generalmente compresa fra i 20 ed i 40 m, sono infatti costruiti in modo tale da potersi sollevare a vicenda.

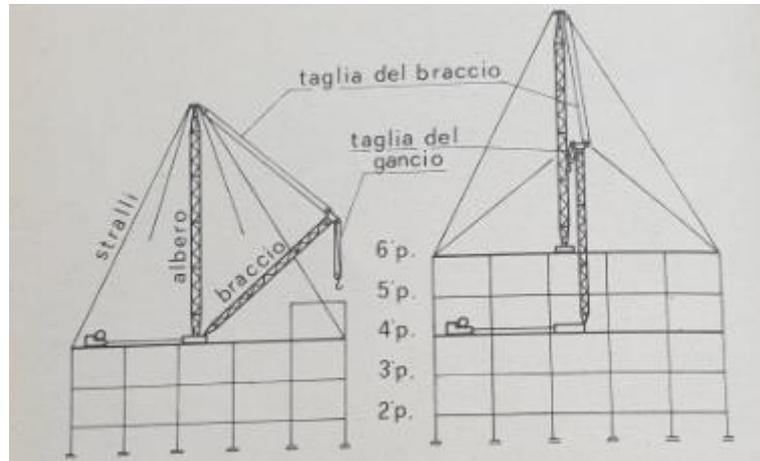


Fig. 9.

L'operazione è rappresentata in fig. 9 per il sollevamento dal 4° al 6° piano, in un primo tempo, liberato il braccio dall'albero, quest'ultimo viene sollevato dal braccio che utilizza la taglia del gancio; quindi, è l'albero che solleva il braccio utilizzando la taglia del braccio.

Gli stralli vengono in genere fissati alla stessa struttura dell'edificio, al livello su cui appoggia il derrick, per cui gli edifici a pianta ristretta non sono i più adatti a questo tipo di montaggio. La stabilità delle membrature soggette al peso del derrick ed al tiro degli stralli deve essere naturalmente verificata per le varie posizioni di lavoro del braccio.

Un derrick di questo tipo non ha in generale problemi di portata, sempre maggiore alle 10 t, nella costruzione di edifici molto alti permette quindi il sollevamento di elementi completi di telaio che vengono preimpostati a terra collegando fra loro più travi e più colonne. Il derrick strallato ha il pregio di non ingombrare oltre il perimetro dell'edificio e viene preferito nel montaggio degli edifici molto alti, a grande pianta compatta.

Montaggio con derrick a saettoni (Scotch derrick):

A differenza del derrick strallato, il cui braccio può rotare di 360°, nel derrick a saettoni l'angolo di azione è limitato a 270° circa e ne consegue una notevole limitazione di impiego.

Questo derrick ha tuttavia tre grandi vantaggi: non necessita di stralli (con le difficoltà connesse al loro ingombro ed ai loro ancoraggi), non trasmette all'edificio reazioni orizzontali, poiché le basi dell'albero e dei saettoni sono collegate da un telaio, e può

essere anche reso mobile, predisponendo rotaie fra due allineamenti di colonne in posizione possibilmente centrale rispetto alla pianta dell'edificio.

Come il derrick strallato, anche questa attrezzatura ha una portata generalmente superiore a 10 tonnellate ed esegue il montaggio senza ingombrare oltre il perimetro dell'edificio. Sale da un piano all'altro per mezzo di taglie o martinetti, attrezzato con carrello è particolarmente adatto al montaggio di edifici che presentano una grande lunghezza in pianta

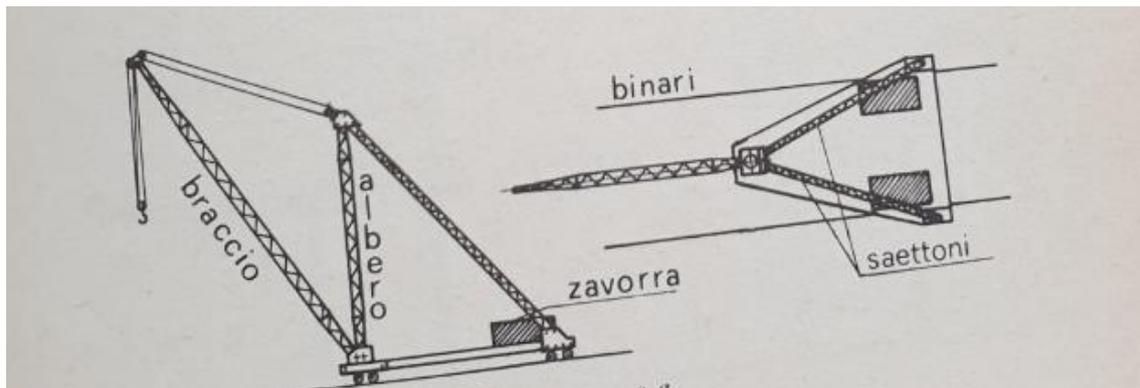


Fig. 10.

In corrispondenza degli attacchi dei saettoni al telaio di base il derrick può essere zavorrato, così usualmente si impiega come gru da piazzale o nel montaggio di edifici di modesta altezza (fig. 10).

Quando invece è necessario sollevare il derrick ai piani intermedi per il montaggio di edifici multipiano, conviene ancorare il derrick alle stesse strutture del fabbricato, riducendone così il peso a parità di portata. Gli ancoraggi possono essere realizzati sulle travi dei solai, in prossimità degli attacchi alle colonne, o sulle colonne stesse per mezzo di flange bullonate o di collegamenti a perno. Gli argani del derrick possono essere montati sulla piattaforma, ed in tal caso vengono sollevati di piano in piano insieme ad essa, o rimanere ancorati permanentemente al piano terreno sì da ridurre il peso del derrick in fase di sollevamento.

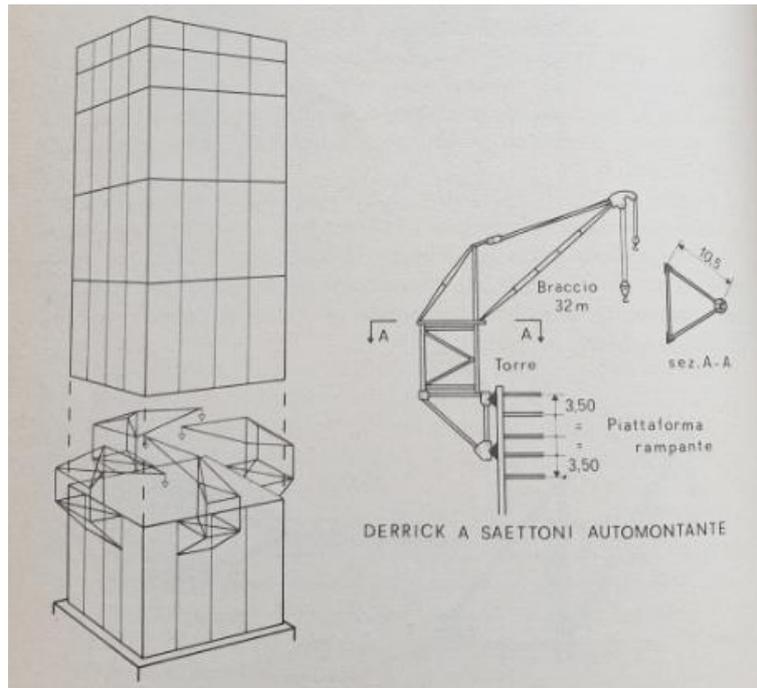


Fig. 11.

Negli edifici con nucleo centrale di controvento in c.a. (nucleo che ospita, in generale, scale, ascensori ed altri servizi) la costruzione del nucleo, se eseguita con casseforme rampanti, precede abitualmente il montaggio delle carpenterie. In tal caso si impiega ancora per il montaggio delle carpenterie (ed eventualmente dei prefabbricati di solaio e di parete), uno o più derrick del tipo illustrato in figura 10. Essi vengono direttamente ancorati in posizione fissa alla sommità del nucleo in c.a., privi di carrello e zavorra, similmente a quanto accade nel montaggio a sbalzo dei ponti metallici.

Senza zavorra, installati su una piattaforma collegata ad un telaio automontante, questi derricks sono stati anche impiegati per il montaggio di edifici di grande altezza con struttura a tubo, secondo la disposizione illustrata in fig. 11.

Montaggio di edifici con nucleo o pareti di controvento in cemento armato:

L'esistenza di un nucleo di controvento in cemento armato semplifica ed accelera il montaggio della ossatura metallica: eliminate le colonne di controvento verticale, le carpenterie risultano nel complesso più leggere, il nucleo offre un percorso attrezzato e sicuro di collegamento fra i vari piani per lo spostamento del personale, ed offre le soluzioni più semplici allo studio dei mezzi di sollevamento.

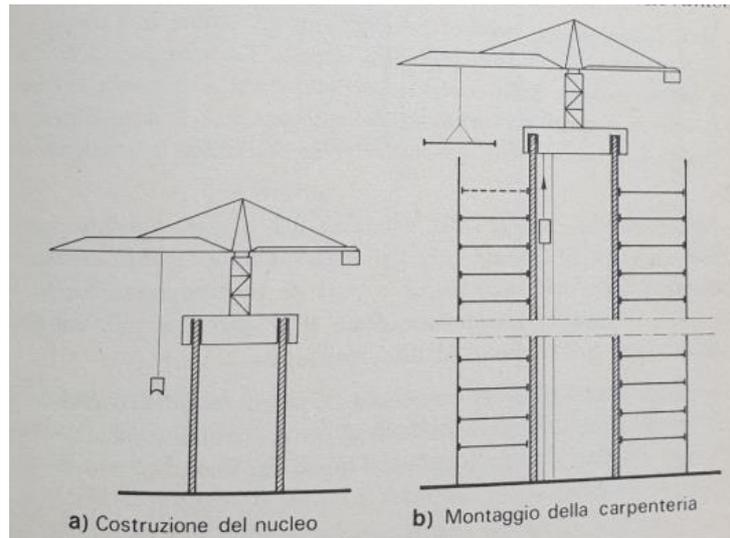


Fig. 12.

In fig. 12 sono illustrate le fasi di costruzione di un edificio di grande altezza. L'innalzamento del nucleo è ottenuto con l'impiego di casseforme rampanti e di una gru, per il sollevamento dei materiali, ancorata al loro stesso telaio, ultimato il nucleo la stessa gru, od un derrick, procede al montaggio delle carpenterie metalliche.

Questa tecnica, già applicata negli U.S.A. a edifici di altezza superiore a 150 m, è apparsa conveniente solo a condizione di poter costruire con molta rapidità il nucleo centrale, al ritmo di 1 ÷ 2 piani al giorno. In caso contrario, il ritardo sull'inizio del montaggio delle carpenterie metalliche può risultare eccessivo e consigliare pertanto una costruzione parallela del nucleo e della ossatura con avanzamenti sfalsati, senza necessità di casseforme rampanti, come avviene per edifici di modesta altezza.

Anticipando la costruzione del nucleo al montaggio delle carpenterie si conseguono in particolare questi vantaggi: si evitano interferenze fra il lavoro delle imprese incaricate per le opere in acciaio ed in cemento armato e si consegue una maggiore sicurezza nel montaggio della ossatura metallica, che avviene quando il lavoro alle quote superiori è già terminato.

Una segnalazione particolare meritano gli edifici con nucleo in cemento armato ed ossatura metallica appesa. La maggiore difficoltà è qui rappresentata dalla costruzione delle travi a mensola che costituiscono la espansione terminale del nucleo, dato il peso rilevante che queste travi assumono, specialmente se realizzate in cemento armato.

Installato un derrick sulla sommità del nucleo possono essere montate travi prefabbricate in c.a.p. sollevandone i conci successivi e collegandoli fra loro con resine e cavi di precompressione, se le travi sono metalliche i conci risultano più leggeri e più semplice il collegamento con bulloni ad alta resistenza.

La costruzione di travi a mensola in cemento armato gettate in sito richiede una onerosa e difficile sistemazione di centine e casseforme e ritarda in modo sensibile l'inizio del montaggio delle carpenterie metalliche.

Un problema comune a tutte le costruzioni con nucleo in c.a. di rilevante altezza è rappresentato dalla previsione delle differenti deformazioni assiali del nucleo e dei montanti metallici, le quali debbono essere compensate, ad ogni piano, all'atto del livellamento delle travi metalliche. Il problema è complicato dalla incertezza nella valutazione delle deformazioni lente del calcestruzzo per ritiro e scorrimento viscoso, deformazioni non del tutto scontate all'atto del livellamento delle travi. La maggiore attenzione va rivolta in ogni caso agli edifici con nucleo ed ossatura appesa per i quali le differenze di quota fra gli appoggi delle travi ancorate al nucleo ed ai montanti metallici sono influenzate dalla somma delle deformazioni del nucleo e dei montanti, anziché dalla loro differenza come accade per gli altri edifici.

Per queste ragioni, oltre che per il sensibile scarto fra le tolleranze geometriche delle strutture in acciaio ed in cemento armato, il disegno dei collegamenti fra le due strutture deve consentire le più ampie possibilità di aggiustarsi in opera.

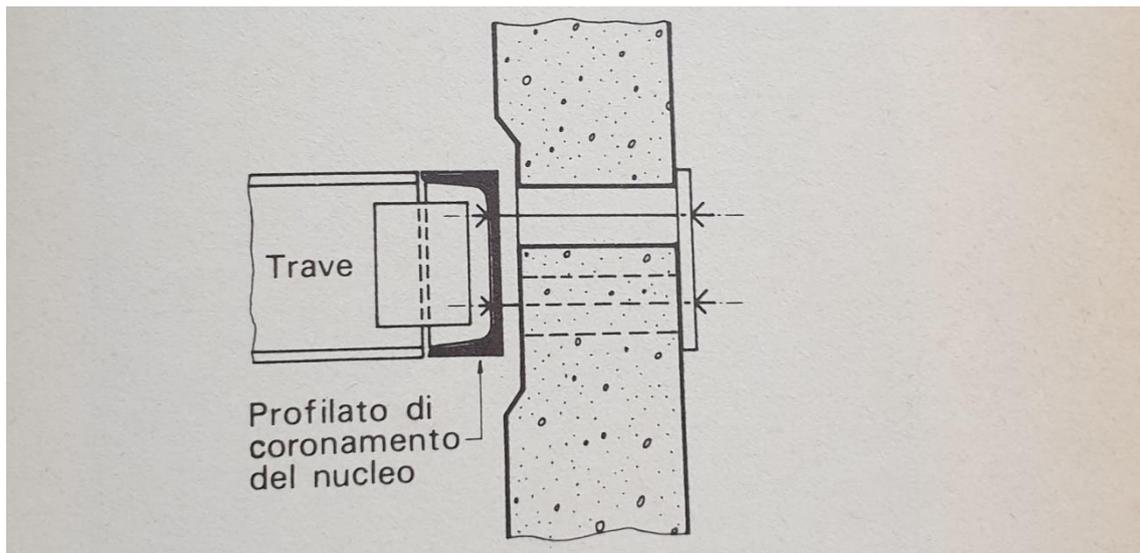


Fig. 13.

L'esempio di fig. 6.2, già richiamato in precedenza, riguarda appunto il collegamento fra una trave orizzontale metallica e la parete di un nucleo di controvento in c.a., in altri casi si sono attrezzate le travi con piastre di testa e bulloni orizzontali, predisponendo sulla parete in c.a. sedi ampiamente superiori al diametro dei bulloni, spesso si è adottato il criterio di un profilato di coronamento al nucleo, con l'obiettivo di ridurre il numero dei collegamenti ed eseguire, su di esso, un'unica operazione di livellamento ad ogni piano (fig. 13).

## Montaggio speciali:

La tendenza che questi montaggi esprimono è in generale quella di prefabbricare la struttura a terra nella maggior misura possibile, limitando così il lavoro in quota con i costi ed i rischi che ne conseguono.

La tecnica di montaggio si identifica, in questi casi, con la concezione stessa della struttura il cui progetto richiede una attenzione alle funzioni di “macchina per il montaggio” che la struttura assolve, non minore di quanta ne meritano le funzioni statiche sue proprie di esercizio.

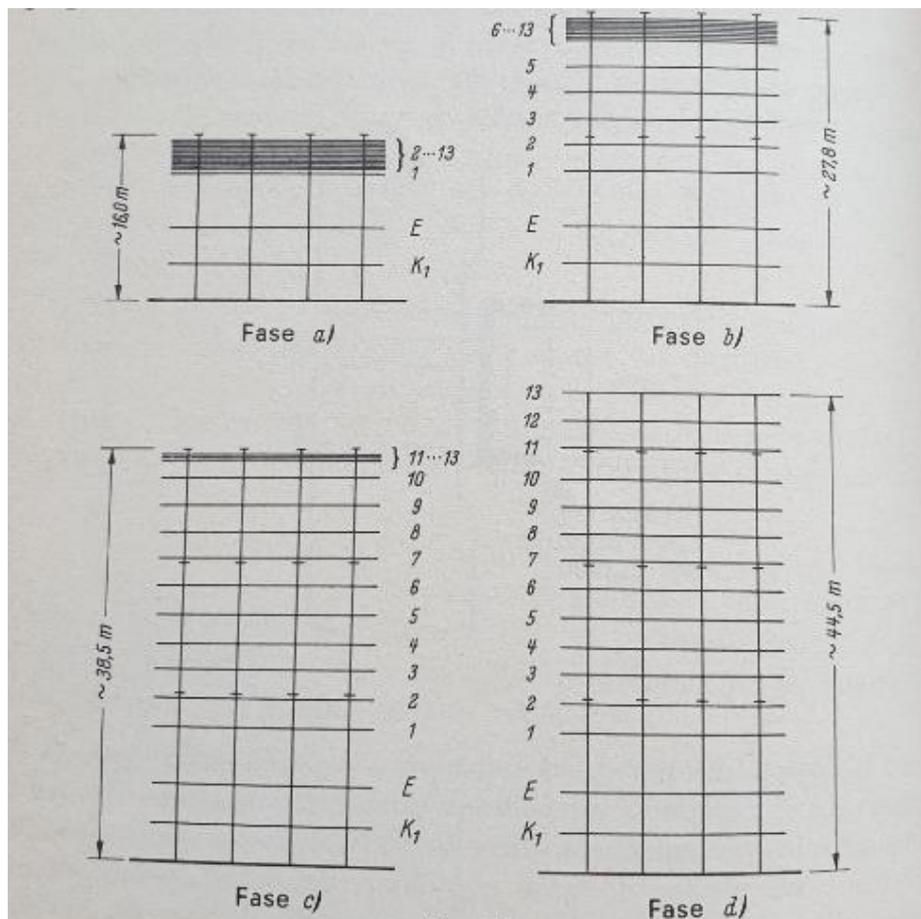


Fig. 14.

Nel sistema “lift-slab” gli elementi di solaio sono prefabbricati a terra, a pacchetto, uno sull’altro sulla verticale della posizione che andranno ad occupare nell’edificio.

Ultimato il montaggio delle colonne, ogni elemento di solaio viene sollevato alla posizione che gli compete, con inizio dall’ultimo. In questa fase le colonne, convenientemente controventate, costituiscono le guide al movimento verticale dei solai, oltre a fornire gli appigli od i contrasti ai dispositivi di sollevamento. Il sollevamento è ottenuto con virini a vite, con martinetti idraulici o con taglie.

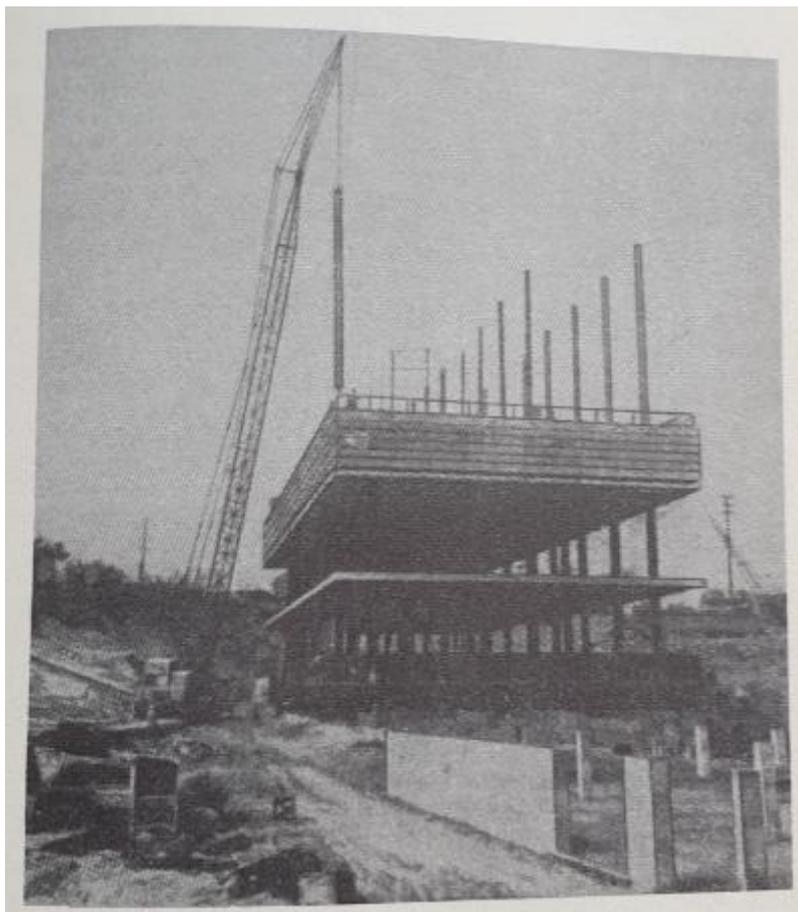


Fig. 15.

In altri casi, dopo aver montato il primo tronco di tutte le colonne per un'altezza di 3 ÷ 4 piani, l'intero pacchetto viene sollevato alla sommità di queste abbandonando i solai inferiori ai piani corrispondenti (fig. 14, 15). Segue il montaggio del secondo tronco di colonne, agevolato dalla presenza del solaio in corrispondenza del giunto, il sollevamento del rimanente pacchetto di solai, e così via fino alla sommità dell'edificio.

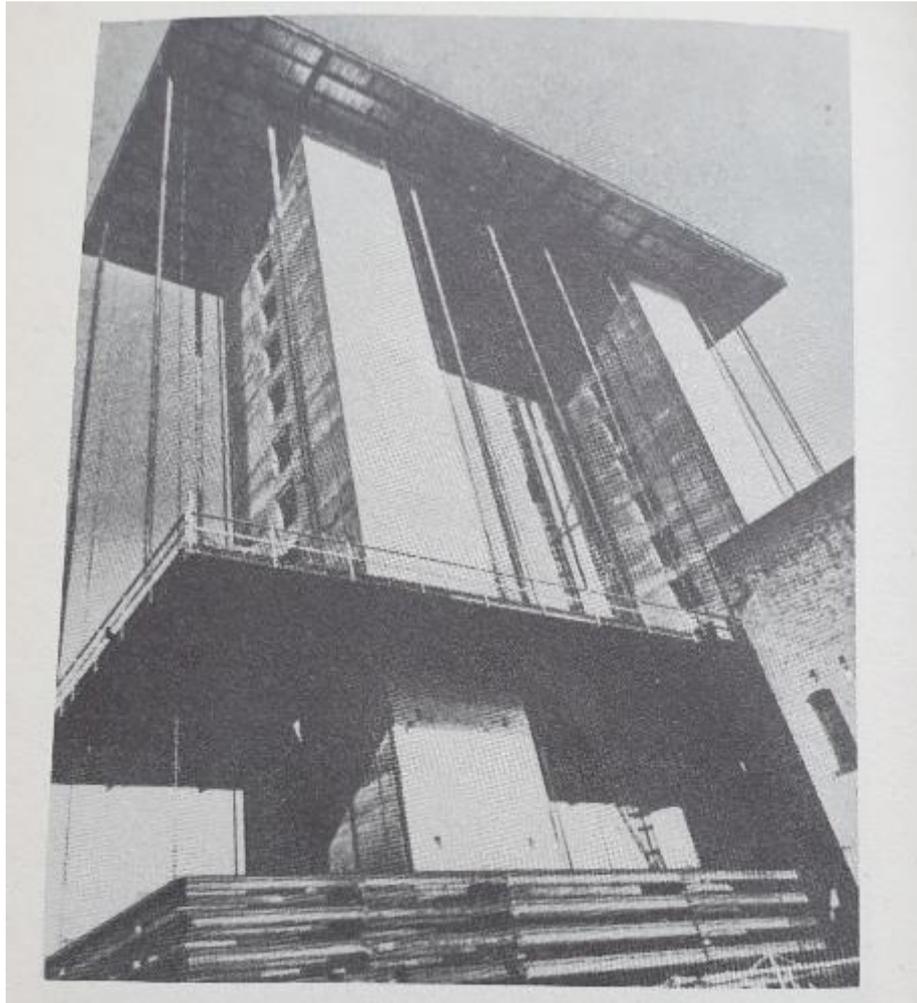


Fig. 16.

Con questa tecnica, affermata negli U.S.A. a partire dal 1960, sono già stati costruiti numerosi edifici di altezza anche superiore ai quindici piani con solai sia metallici che in cemento armato. La prefabbricazione a pacchetto dei solai in c.a. non richiede casseforme orizzontali (a condizione di applicare un efficace disarmante all'estradosso di ogni soletta prima del getto della soletta successiva) quando si adottino soluzioni a piastra con spessore uniforme. Soluzioni siffatte sono le più semplici ed hanno già trovato applicazione con piastre continue, anche precomprese, di superficie e peso considerevoli. Nell'esempio illustrato in fig. 15 la superficie di ogni piano è superiore a  $1300 \text{ m}^2$  ed il sollevamento del pacchetto, a piani accostati, richiede uno sforzo totale di 1.660 t.

In corrispondenza degli appoggi alle colonne le piastre a spessore uniforme presentano forti concentrazioni di sforzi, applicando alle piastre, in queste zone, dei bordoni metallici si ottiene una più favorevole distribuzione delle reazioni e si semplifica il problema del collegamento delle colonne.

Per il sollevamento del pacchetto, soprattutto nel caso di solai in c.a. di peso rilevante, si impiegano quasi sempre esclusivamente batterie di martinetti idraulici sincronizzati che trovano contrasto su mensole provvisoriamente applicate alle colonne.

La stabilità dell'edificio, in fase di sollevamento del pacchetto, è affidata alla continuità delle colonne, che sono incastrate al piano di fondazione e sono vincolate orizzontalmente ai solai in corrispondenza di ogni piano.

Affinché il vincolo delle colonne ai piani sia efficace (e l'impegno delle colonne a mensola verticale risulti sempre limitato all'altezza di un solo piano), è necessario che il montaggio dei controventi verticali dell'edificio segua da presso il sollevamento del pacchetto. Si osserva peraltro che ai piani elevati, ove le colonne presentano una minore rigidità, risulta anche inferiore il peso del pacchetto e la sua esposizione al vento.

Se l'edificio è dotato di un nucleo di controvento in c.a., il nucleo stesso può fornire le guide al sollevamento del pacchetto ed assicurarne la stabilità. Se i solai sono metallici, alla sommità del nucleo può essere inoltre ancorato un complesso di taglie per il sollevamento indipendente dei solai, come appare in fig. 16.

Nel sistema "Porte des Lilas", ultimata la prefabbricazione a terra dei solai secondo il metodo su esposto, vengono composti in orizzontale, sdraiati sugli stessi pacchetti, i telai metallici per tutta la loro altezza. Al piede di ogni colonna è disposta una cerniera provvisoria che consente al telaio di ruotare nel piano verticale (fig. 17).

Il montaggio ha quindi inizio con la rotazione dei telai, a mezzo di taglie che sono ancorate alla sommità della parte di edificio già montata. Segue l'esecuzione dei giunti fra travi e colonne, il bloccaggio delle cerniere ed il sollevamento dei solai (fig. 18).

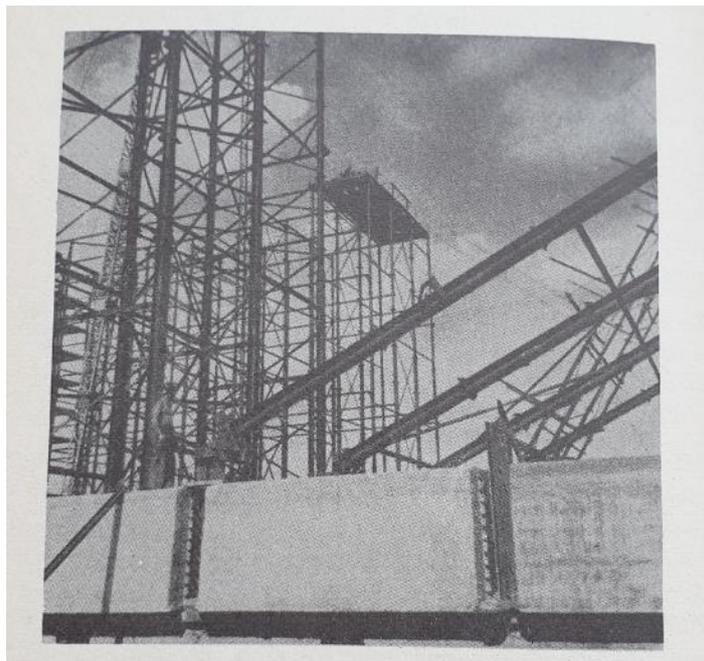


Fig. 17.

Questo sistema prevede che una prima parte della ossatura sia montata con mezzi tradizionali, richiede un numero assai elevato di controventi provvisori in fase di rotazione dei telai e non elimina che parzialmente il lavoro di montaggio in quota.

In fig. 19 è schematizzato il montaggio dall'alto di un edificio ad ossatura sospesa, con l'impiego di una centina mobile. Dopo la costruzione del nucleo centrale in calcestruzzo, viene montata a terra la centina completa delle casseforme per il getto delle travi a mensola, e sollevata fino alla sommità del nucleo. Ultimato il getto delle travi a mensola, e dopo sufficiente maturazione, la centina discende sostando ad ogni piano ove offre un impalcato di servizio al montaggio delle carpenterie.

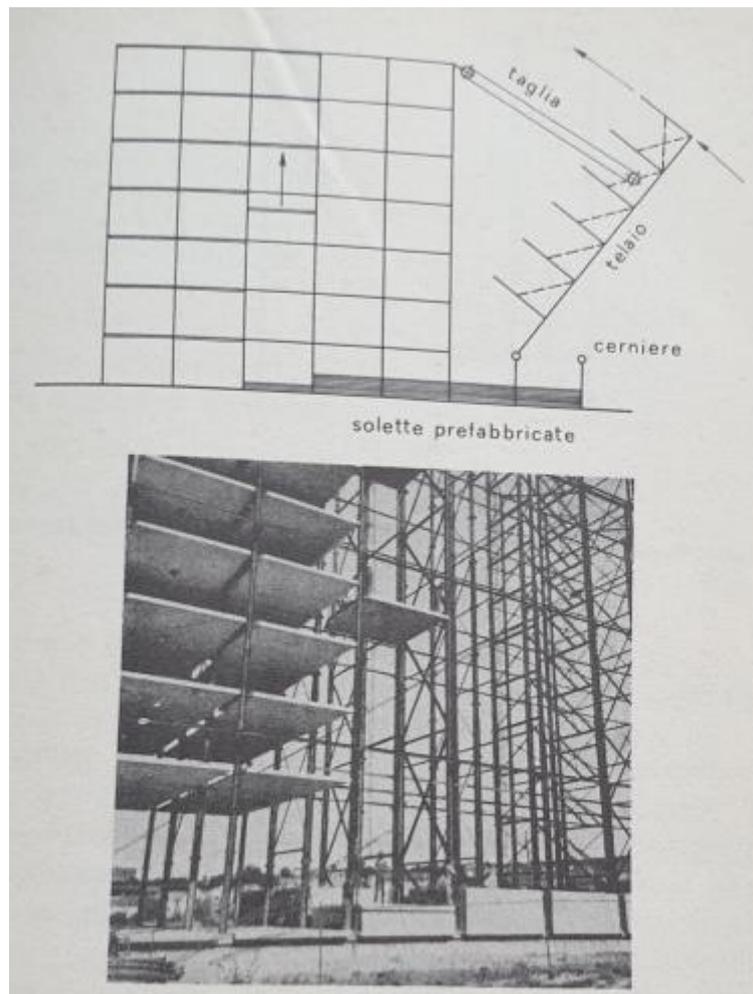


Fig. 18.

Il risultato tecnico ed economico di questi sistemi non tradizionali non è sempre stato soddisfacente: essi necessitano di uno studio accuratissimo di progetto, di una attrezzatura specifica di cantiere, di una programmazione capillare di tutto il lavoro che solo si giustificano, industrialmente, a fronte di estese e concrete prospettive di applicazione.

Le maggiori difficoltà sono nel progetto, nella equilibrata interpretazione della struttura che deve assecondare il procedimento di montaggio evitando peraltro una eccessiva meccanizzazione dei componenti.

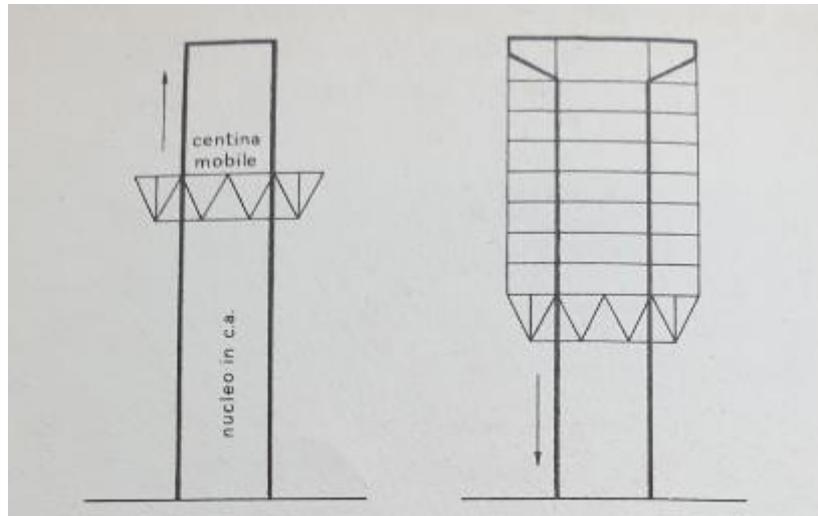


Fig. 19.

### Sistemi costruttivi innovativi:

L'utilizzo di sistemi costruttivi leggeri in acciaio è andato costantemente aumentando nel corso degli ultimi anni, soprattutto grazie alla crescente consapevolezza dei vantaggi che tali sistemi possono offrire in termini di efficienza strutturale e ambientale. Dal punto di vista tecnologico, essi si basano sull'assemblaggio a secco di una fitta intelaiatura metallica, costituita da profili di acciaio piegati a freddo, che viene successivamente rivestita con pannelli a base di gesso, legno o cemento, in modo da realizzare elementi con funzione strutturale e/architettonica.

### Sistemi costruttivi leggeri stratificati in acciaio

I sistemi costruttivi "leggeri in acciaio", noti a livello internazionale come "lightweight steel" (LWS), sono sistemi costruttivi innovativi la cui applicazione è andata costantemente aumentando nel corso degli anni grazie alla loro efficienza economica ed alle ottime prestazioni strutturali ed ecologiche. Infatti, rispetto alle costruzioni più tradizionali, i sistemi LWS consentono di fornire soluzioni integrate in grado di rispondere allo stesso tempo alle molteplici richieste prestazionali oggi sempre più stringenti. I tipici prodotti LWS, generalmente profili, sono spesso combinati con pannelli, solitamente a base di gesso, legno e cemento, in modo da formare sistemi

costruttivi “stratificati”, anche conosciuti come “drywall building systems”. Ed è soprattutto in questa configurazione che tali manufatti sono utilizzati sia come sistemi strutturali portanti, sia come sistemi non strutturali di tipo architettonico.

Una tipica struttura portante LWS si presenta come un insieme di elementi bidimensionali (pareti e solai, figura 1a), formati da un’ossatura metallica molto fitta.

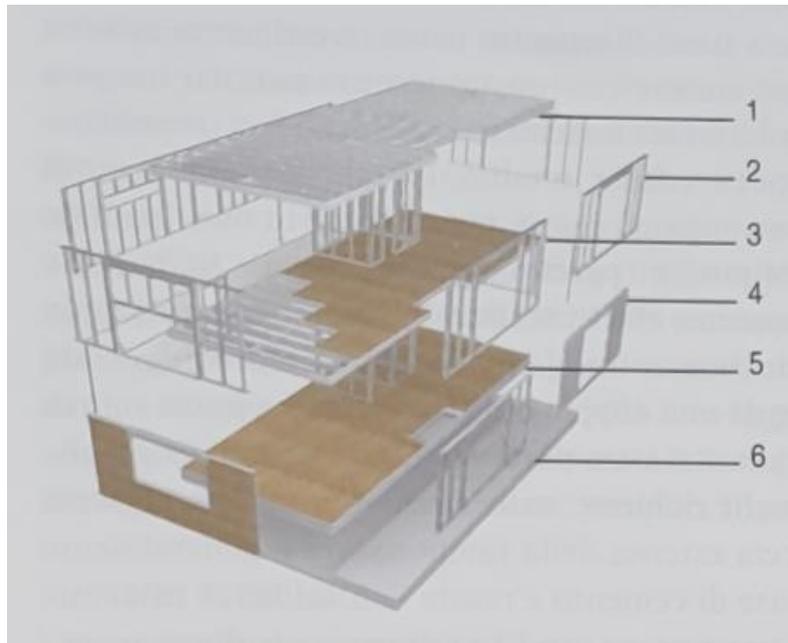


Fig. 1a – 1 : solaio di copertura; 2 : Pareti portanti secondo ordine; 3 : Solaio primo piano; 4 : Pareti portanti primo ordine; 5 : Solaio piano terra; 6 : Fondazione.

In particolare, sia le pareti (figura 1b) che i solai (figura 1c) sono generalmente realizzati con profili di acciaio formati a freddo (cold – formed steel : CFS) aventi spessori variabili tra 1 e 3 mm, posti ad un interasse compreso tra 300 e 600 mm, aventi la tipica sezione trasversale a C.

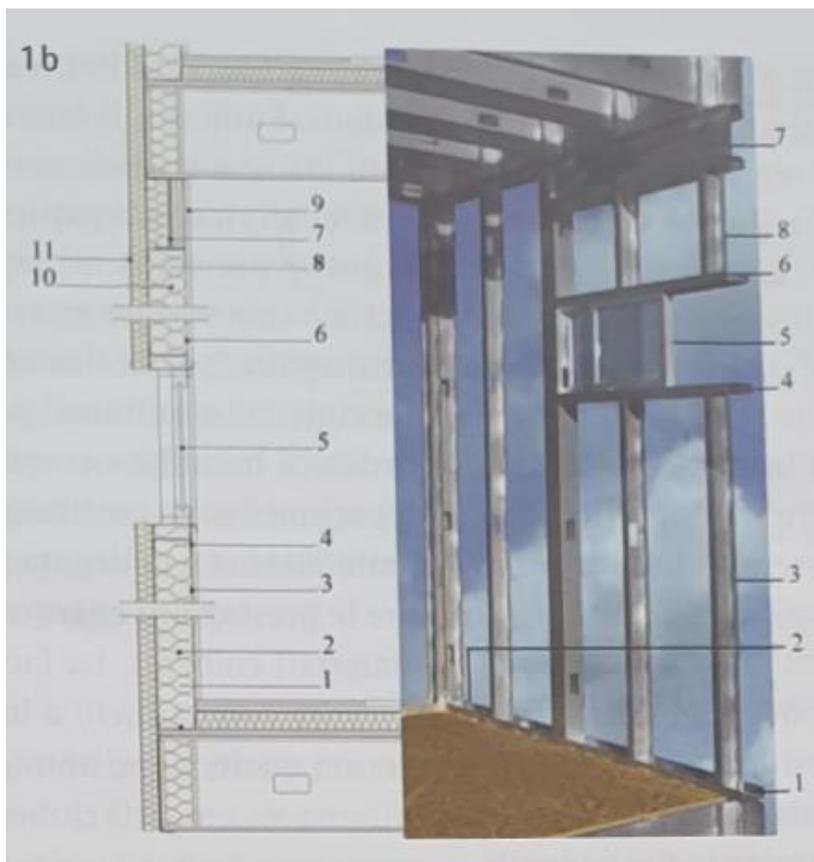


Fig. 1b – 1,4,6 : Guida; 2: Sistema di ancoraggio (Hold-down); 3,8: Montante; 5: Finestra; 7: Piattabanda; 8: Pannello a base di gesso; 10: Pannello isolante; 11: Pannello di rivestimento esterno.

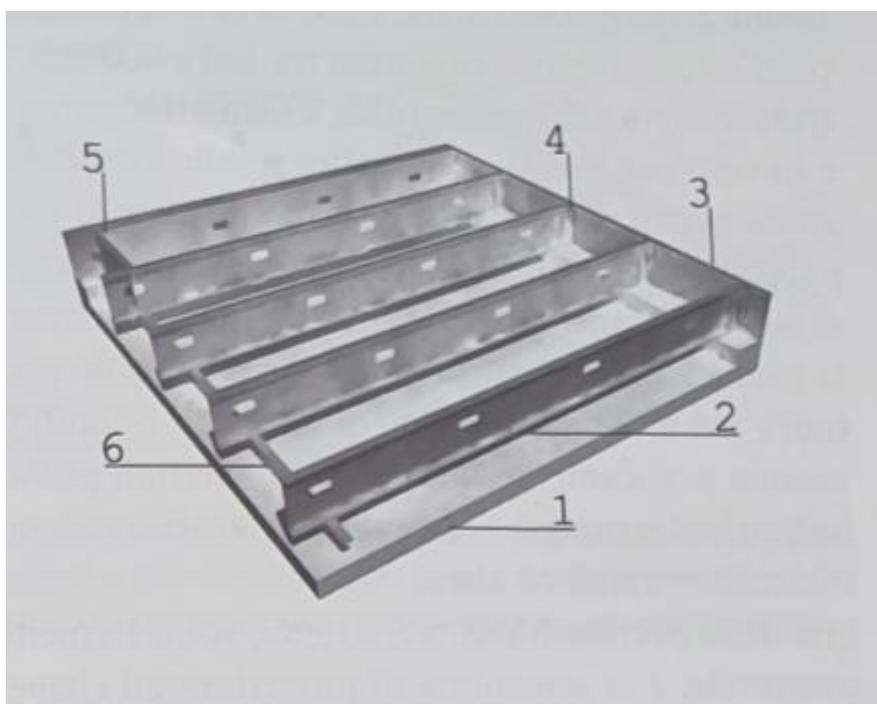


Fig. 1c – 1: Platea di fondazione; 2: travetto; 3: Guida; 4: Irrigidimento d'anima; 5: Ritegno; 6: Piatto sottile.

Questi profili, chiamati montanti nel caso delle pareti e travetti per i solai, sono collegati alle loro estremità da profili CFS di guida aventi sezione a U. Di solito, l'ossatura metallica di pareti e solai è rivestita con pannelli di legno, gesso o cemento, oppure con lamiera di acciaio, piane o grecate. Il risultato è un elemento stratificato, in cui la cavità interna costituisce uno spazio ideale per l'inserimento di cavi, tubi e per il posizionamento di materiali isolanti termici e acustici. Una gamma praticamente illimitata di materiali può essere utilizzata come finitura delle superfici interne ed esterne: intonaci, pitture, tessuti, rivestimenti ceramici ed altro. Una delle peculiarità di tali sistemi, sotto l'aspetto del comportamento strutturale, è la possibilità di progettare gli elementi bidimensionali di parete e di solaio secondo due diversi approcci chiamati "all-steel" e "sheathing-braced". Il primo approccio trascura la presenza dei pannelli e delle lamiere di rivestimento e le azioni agenti sono fronteggiate dalla sola ossatura meccanica, trascurando completamente l'interazione tra i profili ed il rivestimento. Nel secondo approccio, al contrario, la capacità portante viene valutata considerando esplicitamente la collaborazione tra pannelli e profili metallici, ossia considerando il sistema ossatura/rivestimento come una struttura composta. Le tipiche applicazioni dei prodotti LWS nel campo dei sistemi architettonici non strutturali sono rappresentate dalle pareti divisorie interne, dalle facciate e dai controsoffitti. Le pareti divisorie interne sono generalmente realizzate con profili molto sottili (di solito 0,6 mm) di sezione a C (montanti) ed U (guide). I montanti hanno generalmente un interasse (di solito 600 mm) pari alla metà della larghezza dei pannelli utilizzati per il rivestimento. I pannelli usati per il rivestimento sono spesso di cartongesso o fibrogesso. All'aumentare delle richieste di prestazioni meccaniche, termiche ed acustiche, le pareti possono assumere configurazioni sempre più articolate (figure 2a, b, c), che consentono di ottenere elevate altezze (fino a 12 m), ottime prestazioni in termini di isolamento acustico (fino a 80 dB) e protezione antincendio (resistenza al fuoco fino a 120 minuti).

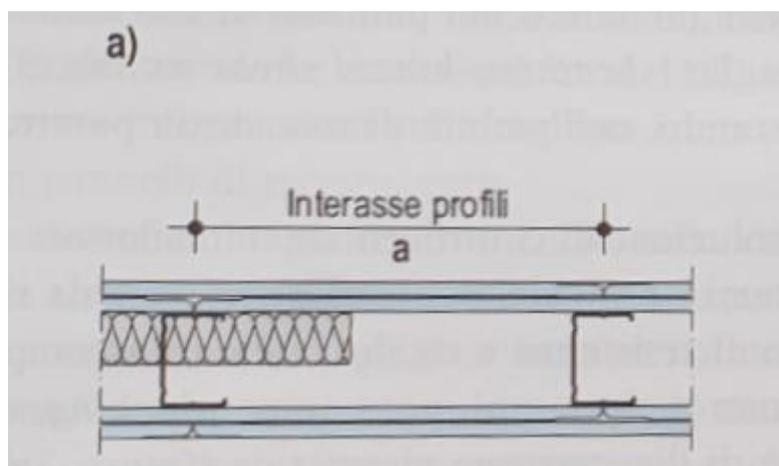


Fig. 2a – Singola orditura metallica

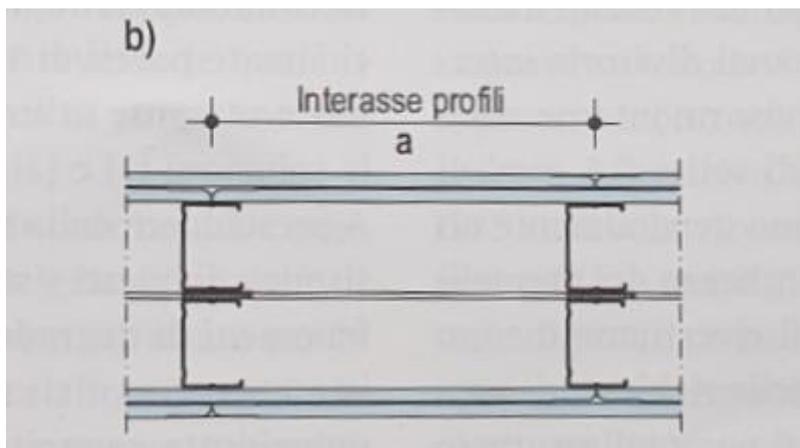


Fig. 2b – Doppia orditura metallica

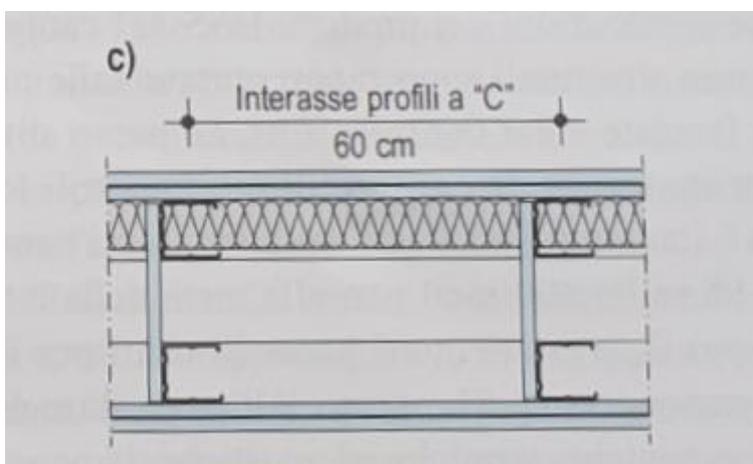


Fig. 2c – Doppia orditura metallica per installazioni impiantistiche e cavedi tecnici

Anche per i sistemi di controsoffittatura sono disponibili numerose soluzioni, come l'uso di una orditura semplice o doppia (figure 2d, e, f).

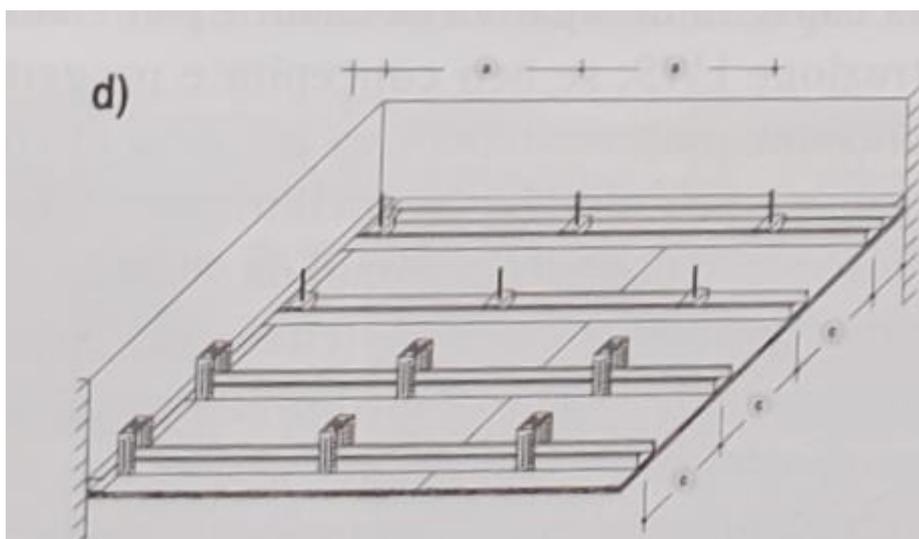


Fig. 2d – controsoffitto continuo a singola orditura metallica

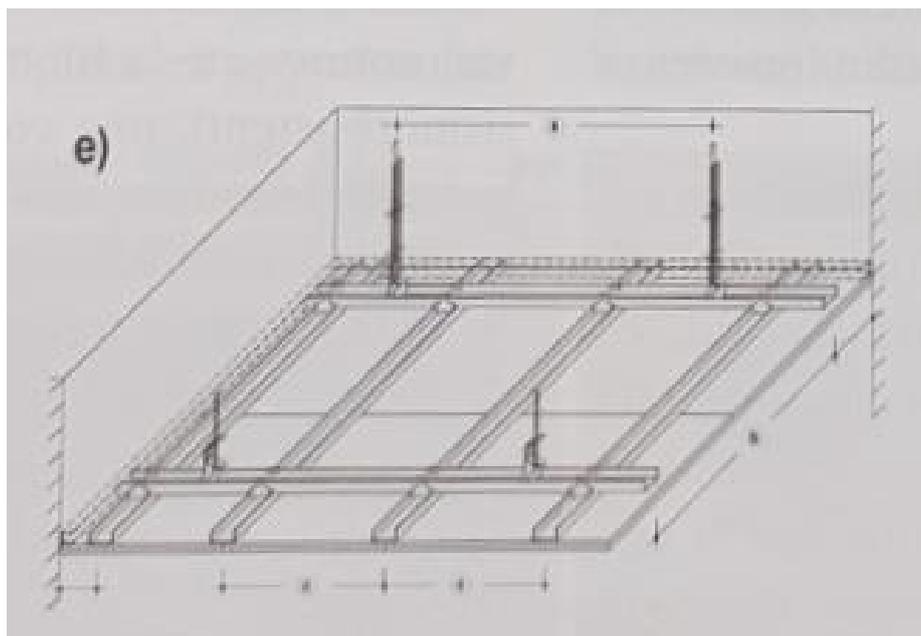


Fig. 2e – Controsoffitto continuo a doppia orditura metallica

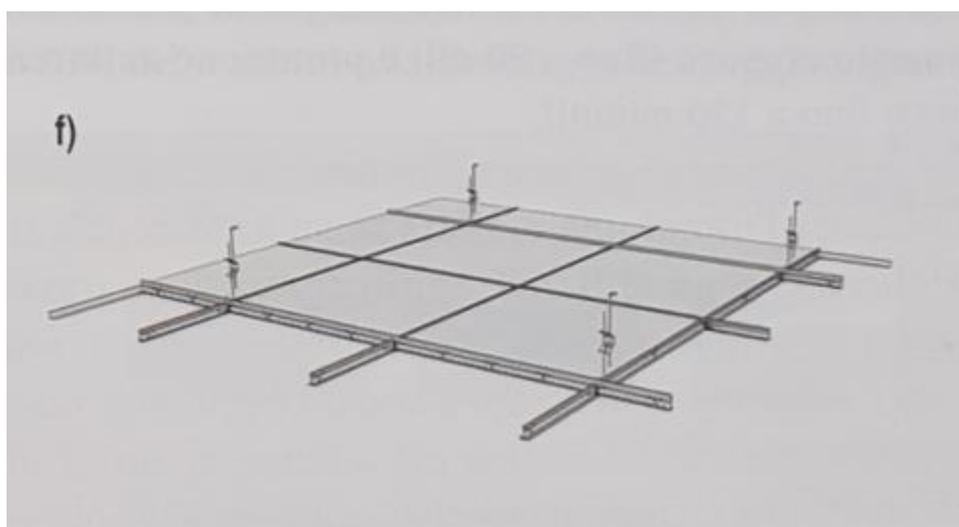


Fig. 2f – controsoffitto modulare ispezionabile a doppia orditura

Generalmente, sono utilizzati profili con sezione trasversale ad U ed a C rivestiti con lastre a base di gesso. Con l'uso di sistemi a singola orditura e soluzioni di dettaglio standard è possibile ottenere altezze di sospensione minime dell'ordine dei 40 mm, mentre l'adozione di una doppia orditura e connettori speciali consente di raggiungere altezze di sospensione di diversi metri.

Con un'opportuna selezione dei materiali, i sistemi parete possono essere utilizzati in modo efficace e sicuro anche per l'involucro dell'edificio. Infatti, l'utilizzo di lastre a base

di cemento come rivestimento esterno e di lastre a base di gesso come rivestimento interno può dar luogo a sistemi di chiusura particolarmente indicati nel caso delle facciate esterne e anche per ambienti esposti a forte umidità. Le soluzioni più comuni per le tamponature esterne possono essere raggruppate in due tipologie principali: “pareti discontinue” e “pareti continue” (figure 2g, h, i).

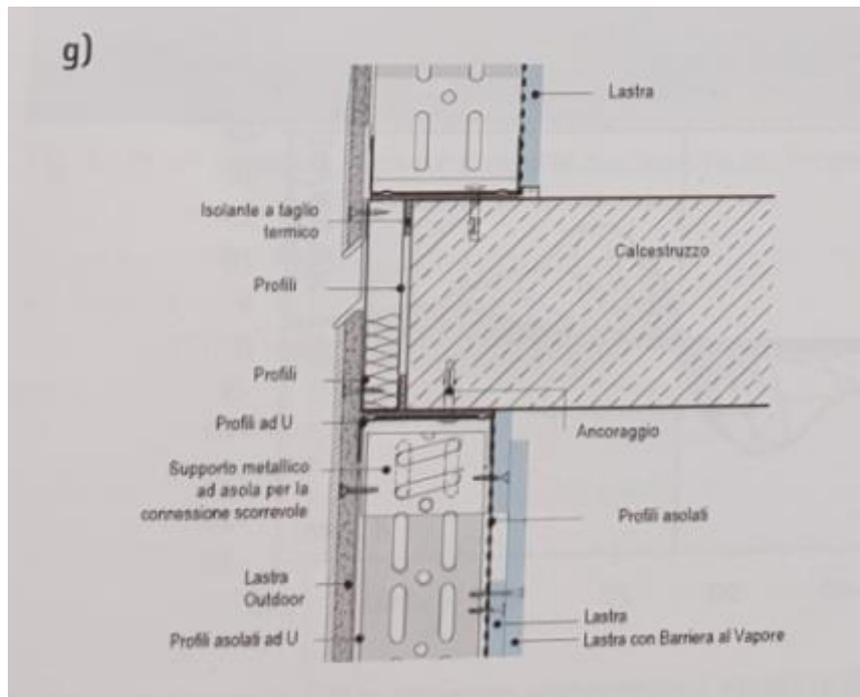


Fig. 2g – Facciata discontinua a singola orditura metallica

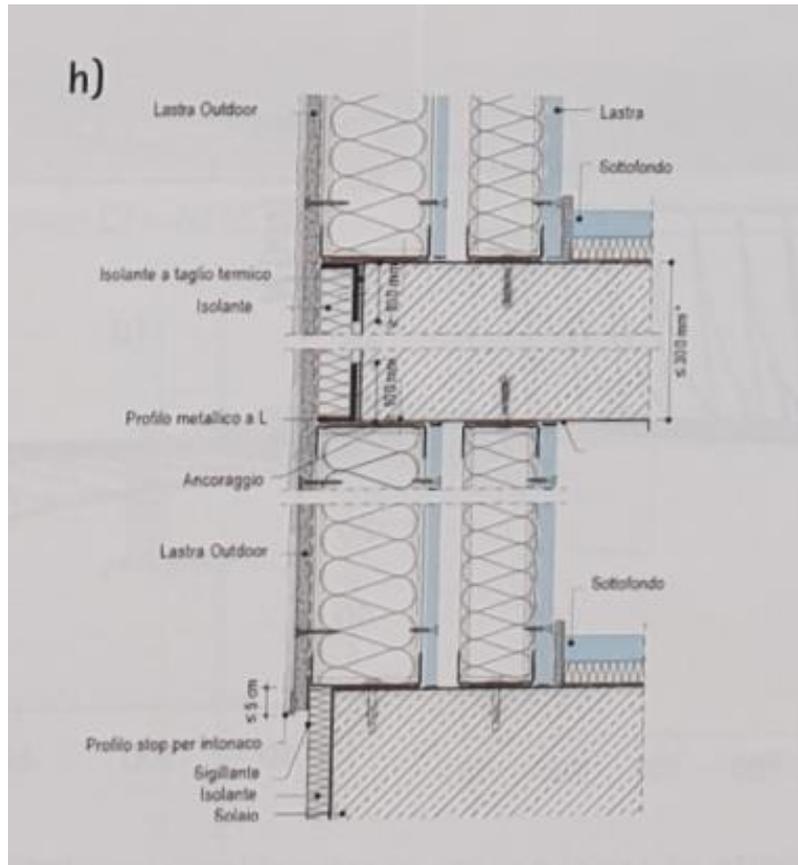


Fig. 2h – Facciata discontinua a doppia orditura metallica

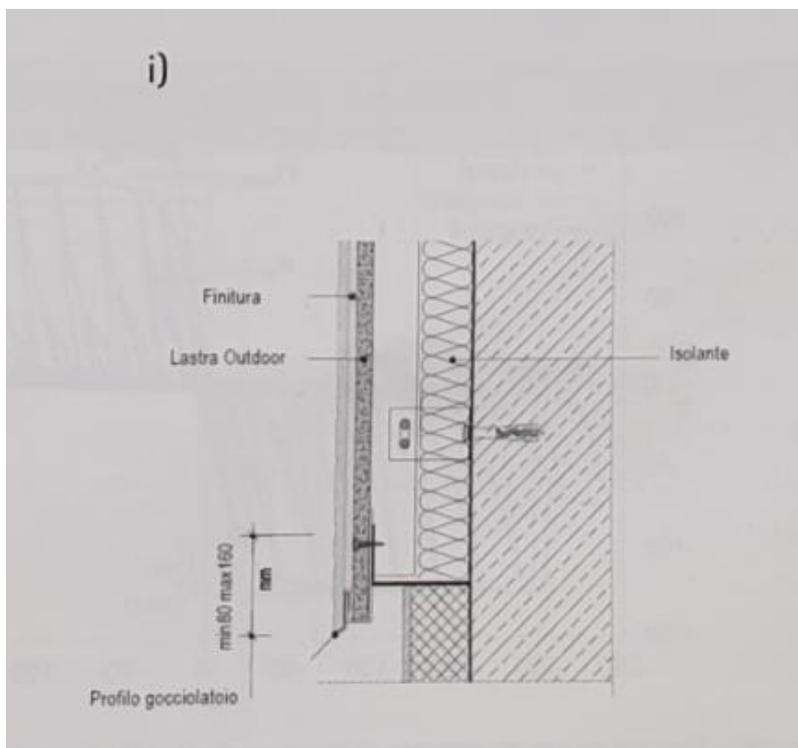
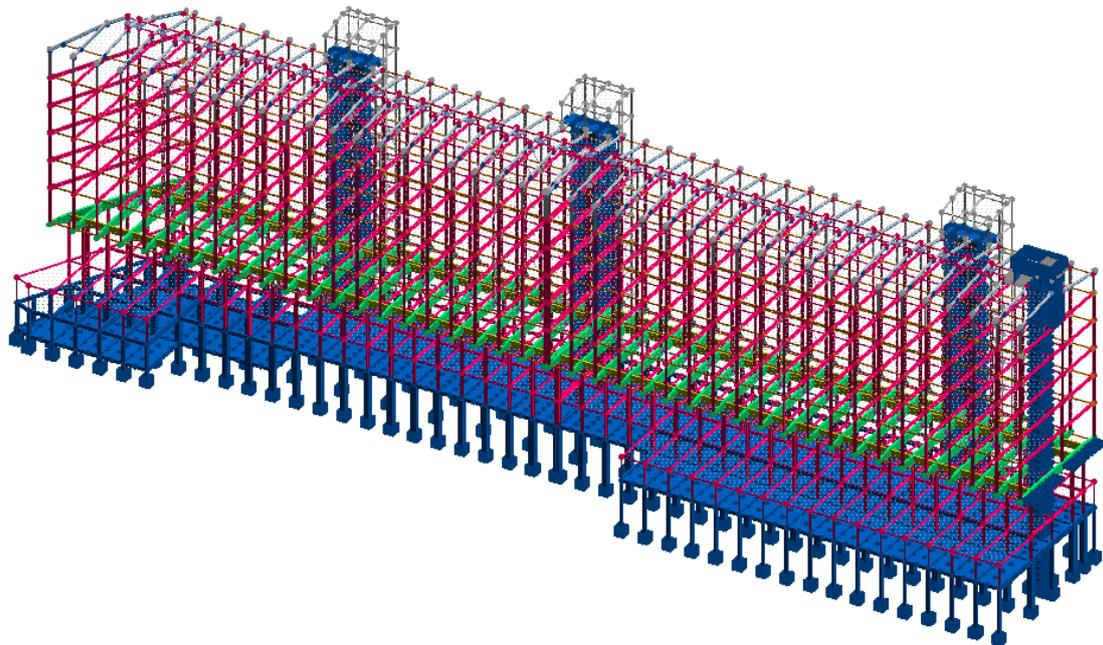


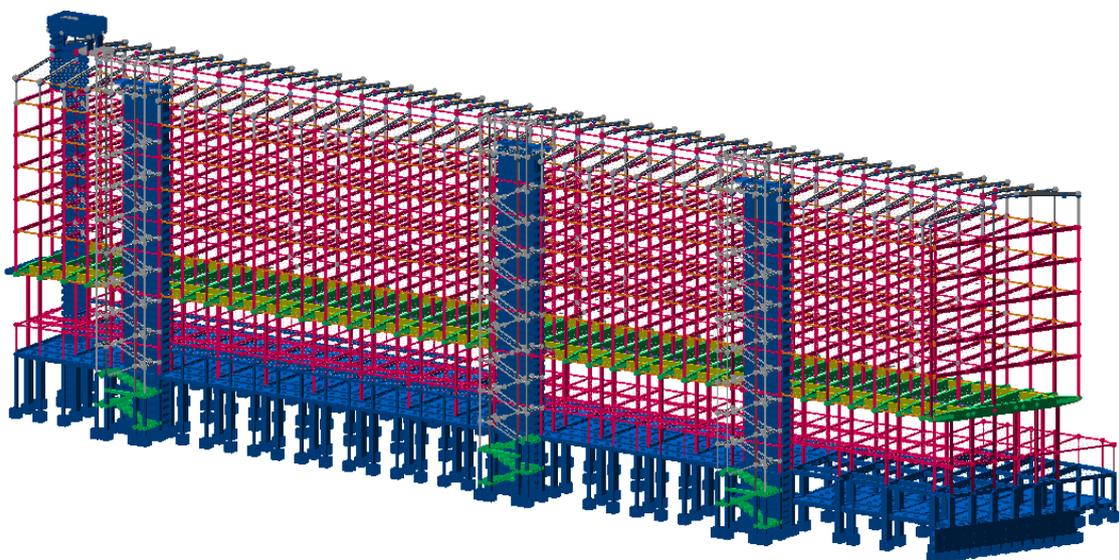
Fig. 2i – Facciata continua

Le facciate “discontinue” possono essere realizzate con singola o doppia orditura metallica e sono interrotte al livello del solaio. Le facciate “continue” sono costituite da una doppia orditura metallica in cui solo la parte interna è collegata alla struttura portante. Solitamente, per garantire le prestazioni energetiche richieste, nelle cavità interne sono inseriti materiali coibenti. La faccia esterna della tamponatura è generalmente rivestita con pannelli a base di cemento e rasata con intonaco cementizio nel quale viene annegata una rete in fibra di vetro alcaliresistente. In tema di progettazione strutturale delle costruzioni LWS, particolare attenzione è stata storicamente posta alle questioni relative al comportamento sismico di tali sistemi, ed in particolare alla risposta sismica di pareti e solai soggetti a carichi ciclici agenti nel loro piano. A tale riguardo giova preliminarmente ricordare che i principali sistemi sismoresistenti utilizzabili nell’ambito di una costruzione LWS, possono essere: (1) pareti controventate mediante piatti sottili di acciaio disposti ad X (steel strap – braced walls); (2) pareti controventate mediante la collaborazione delle lamiere o dei pannelli di rivestimento, anche chiamate pareti di taglio (sheathing – braced shear walls); (3) soluzioni miste ottenute utilizzando, nell’ambito di una stessa parete, entrambe le soluzioni (1) e (2). A prescindere dalla soluzione di controventamento adottata, la risposta sismica di questi sistemi è principalmente caratterizzata da significativi fenomeni di degrado di resistenza e rigidezza e da un comportamento isteretico con cicli non molto ampi, noto come pinching, che denota una ridotta capacità di dissipazione energetica. Nel caso delle pareti controventate con lamiere o pannelli la risposta strutturale è inoltre influenzata anche da una forte non linearità. Tuttavia, nonostante la limitata capacità dissipativa dei suoi tipici elementi sismoresistenti, una costruzione LWS, se ben concepita e progettata, può rappresentare una soluzione molto competitiva nel caso di edifici medio – bassi. Ciò è reso possibile grazie alla leggerezza intrinseca di queste costruzioni che, riducendo sostanzialmente la domanda sismica, rende di fatto le capacità strutturali di questi sistemi perfettamente compatibili con applicazioni in zone sismiche anche di medio – alta pericolosità.

# Modellazione dell'Università degli Studi di Torino Palazzo Nuovo

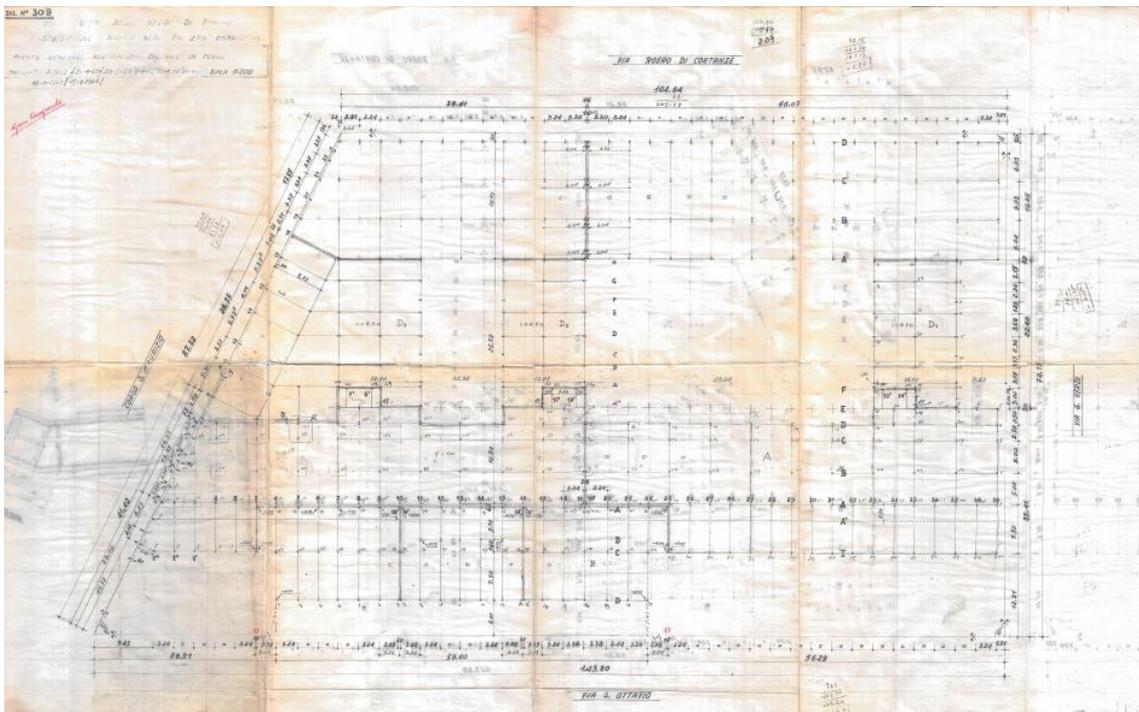


Corpi A1/A2



Corpi A1/A2

La modellazione dell'università degli studi di Torino Palazzo Nuovo è stata realizzata grazie all'ausilio del software di calcolo strutturale messo a disposizione da CDM DOLMEN Srl. La modellazione ha interessato i due corpi, rispettivamente A1 e A2 separati da un giunto come mostrato nelle immagini sopra, tale giunto lo si può apprezzare nella zona del vano ascensore centrale; infatti, lì si osservano due telai molto vicini tra di loro. Per la realizzazione di tale modello è stato fondamentale recuperare tutto il materiale di archivio (anni 60) che comprende in particolare i disegni costruttivi di tutti i corpi costituenti l'intera l'università perché, al netto della modellazione dei corpi A1 e A2 nel suo complesso abbiamo anche i corpi B1,B2,B3, C1/C2, D1/D2/D3 ed E. Per comprendere quando detto si riporta la pianta generale all'imposta colonne in ferro



Pianta generale all'imposta colonne in ferro

La modellazione è avvenuta attraverso i seguenti passaggi:

- 1) Geometria
- 2) Struttura
- 3) Carichi
- 4) Calcolo
- 5) Risultati

Le colonne sia in acciaio che in calcestruzzo armato così come le travi sono state realizzate mediante elementi asta appartenenti alla famiglia Struttura, le sezioni utilizzate per realizzare le colonne in acciaio sono state scelte dal profilario di Dolmen (IPE, HEA, HEB, HEM, LD e UPN), i collegamenti tra le varie aste sono stati realizzati

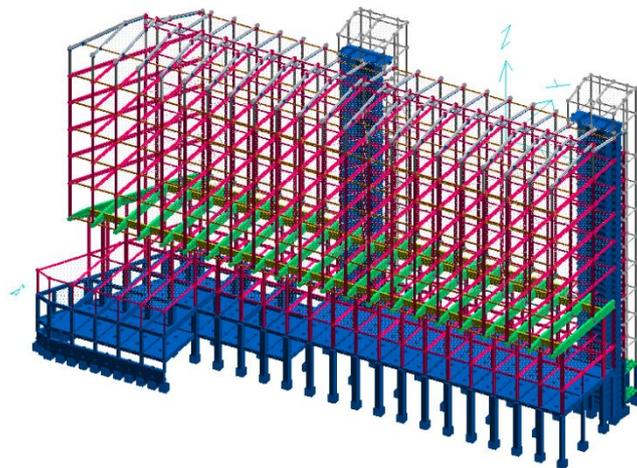
mediante incastrati interni, infatti da “schede svincoli interne aste” abbiamo lasciato la condizione di default, tale condizione non svincola rispetto alle sei caratteristiche delle sollecitazioni per ciascun nodo, unica eccezione sono state fatte per le colonne HEA 160 (filo B) che lavorano solo a compressione, infatti la condizione di vincoli interni alle estremità di ciascuna colonna è tale appunto di farli lavorare a compressione. Questa condizione è stata ottenuta mediante svincoli al 100 % nei confronti della flessione nelle due direzioni e nelle due estremità, inoltre per l’equilibrio un’estremità l’abbiamo svincolato al 100% nei confronti della torsione. Abbiamo travi IPE e a cassone, rispettivamente di colore giallo e verde nel disegno sopra (corpi A1/A2), e per questi ultimi sono a sezione costante nella parte centrale lunga 12,5 m e a sezione variabile a ciascuna estremità lunga 2,50 m, poiché Dolmen non permette di realizzare aste a inerzia variabile, per ciascuna estremità abbiamo fatto la seguente approssimazione ovvero abbiamo realizzato 10 aste lungo 25 cm a sezione costante di inerzia decrescente fino ad arrivare all’altezza di riferimento.

I solai in parte sono stati modellati come elementi gusci e in parte come elementi solai dove per quest’ultimo Dolmen li usa solo come elementi di ripartizione dei carichi per le travi.

La struttura è collegata al terreno di fondazione mediante plinti, che nel modello non stati modellati bensì sono stati approssimati da incastrati esterni.

Inseriti i carichi abbiamo lanciato l’analisi, tuttavia ai fini della valutazione del tasso di lavoro di tutti gli elementi costituenti l’intera struttura, abbiamo deciso di focalizzarci su uno dei due corpi, in particolare il corpo A2 come di seguito riportato.

Assonometria : 30, 30

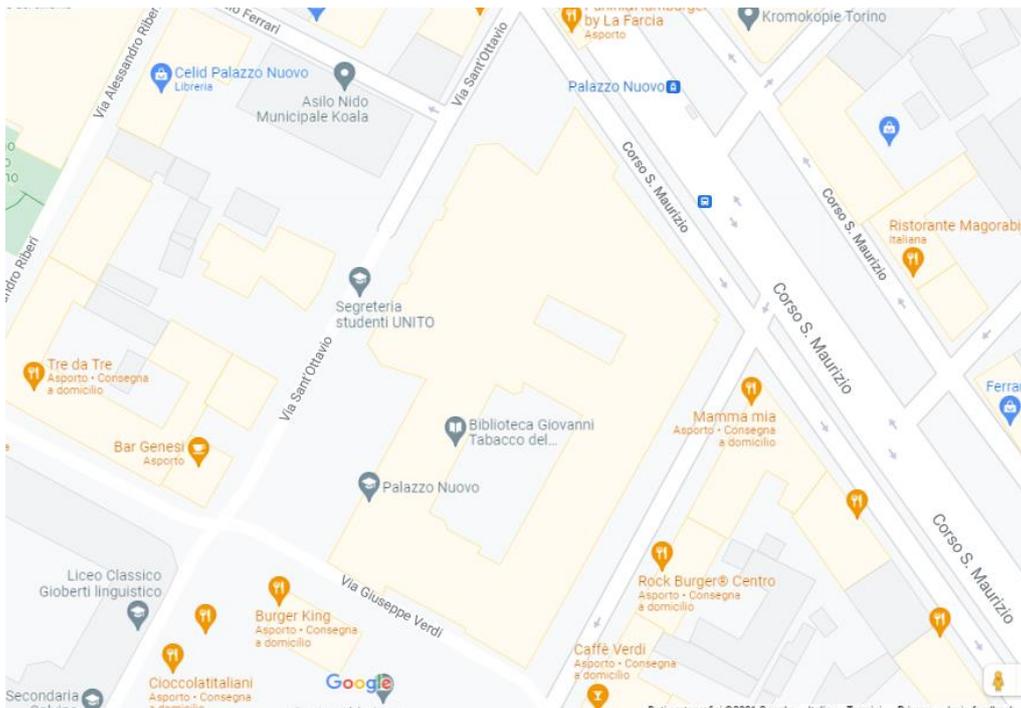


Corpo A2

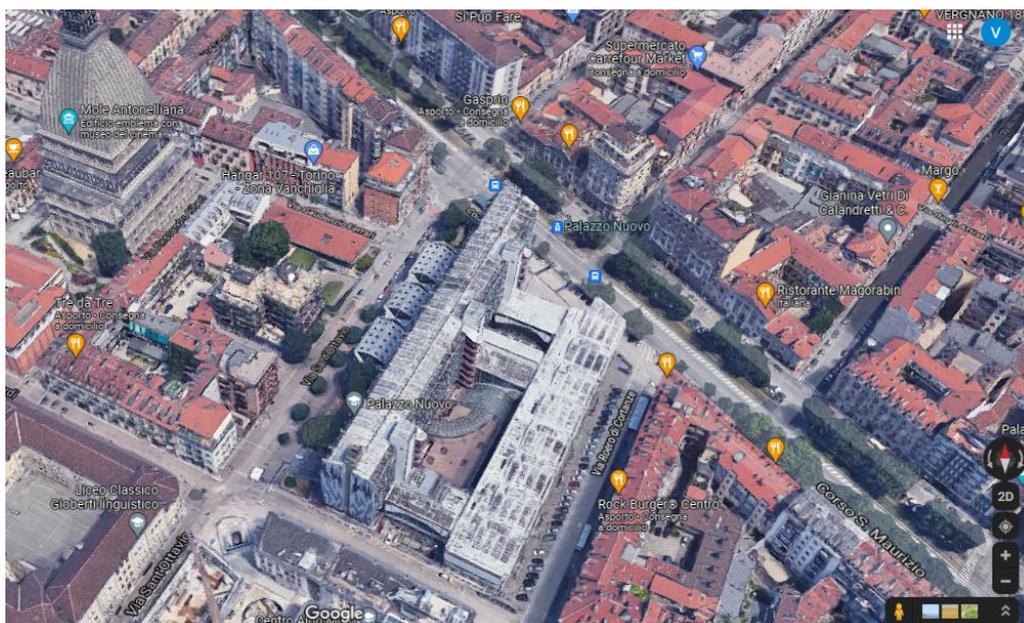
## Inquadramento territoriale

L'edificio multipiano in acciaio è stato progettato e realizzato tra il 1961 e 1966 a Torino dagli architetti Gino Levi-Montalcini, Felice Bardelli, Sergio Hutter e Domenico Morelli.

Tale opera, situata nel centro storico di Torino tra via Sant'Ottavio, Giuseppe Verdi e Corso San Maurizio, è stato oggetto di critiche sin dalla sua costruzione dovuto al suo impatto costruttivo rispetto al tessuto edilizio storico circostante.



Palazzo Nuovo - Google Maps - Mappa



Palazzo Nuovo - Google Maps - satellite



Foto da Sant'Ottavio 1



Foto da Sant'Ottavio 2



Foto da Sant'Ottavio 3

## Descrizione dell'opera

La struttura metallica ha inizio dalla quota -1,00 m e -0,50 m, essendo la parte sottostante in cemento armato, la forma della struttura è costituita da telai di colonne e travi trasversali con orizzontamenti e solai in latero cemento. Il corpo di fabbrica alto su via S. Ottavio, la struttura presenta uno sfalsamento dei ritti verticali nei piani superiori rispetto a quelli del piano terreno. In effetti il corpo dei piani da quota +8,40 m a quota +28,60 presenta due sbalzi trasversali di 2,50 m circa e le colonne della serie centrale è pure sfalsata. Per cui le colonne delle tre serie longitudinali (filo A', filo B' e filo E) sono portate in falso, rispetto alle tre serie (filo A, filo C e filo D) non più corrispondenti del piano del terreno, mediante travi trasversali di notevole altezza. Le colonne lungo il filo A sono posizionate ad intervalli di 3,24 m, le colonne dei fili C e D sono ad intervalli di 6,48 m, poiché i telai sono traslati ogni 3,24 m, i telai pari, dove non presenti le colonne, saranno sostenuti da travi scatolari longitudinali lungo i fili C e D a 8,40 m. La struttura metallica è costituita da telai normali pari e dispari (vedere sotto), dove quelli dispari abbiamo le tre colonne lungo i fili A, C e D e quelli pari abbiamo solo la colonna lungo il filo A. Questo da quota 2,40 m a quota 8,40m. A 8,40 m abbiamo una trave scatolare trasversale che porta tre colonne in falso lungo i fili A', B' ed E che questa volta si ripetono ogni 3,24 m. La struttura ad ogni piano è sempre costituita da travi trasversali ancorati sulle colonne e solai in cemento armato misti. Per ancorare i solai alla struttura in ferro, conservarne la funzione di irrigidimento trasversale e realizzarne la continuità con le membrature verticali si sono saldate ai profilati metallici ferri piatti ad assolvere la funzione di base di appoggio per gli elementi di soletta nonché ferri tondi di diametro opportuno, inseriti negli spazi delle nervature delle solette dove sono stati conglobati all'atto del getto, in modo da realizzare continuità con i ferri di armatura già presenti nelle nervature stesse. Le colonne in ferro sono state ancorate sulla testata dei pilastri in cemento armato con due piastre dello spessore non inferiore ai 20 mm ognuna, unita a bulloni, una ancorata alla testata dei pilastri in cemento armato mediante tondini di ferro in numero e diametro opportuno saldati alla stessa e predisposti con opportuni accorgimenti per poter tener prigionieri i dadi dei bulloni di unione alla altra piastra saldata al piede delle colonne di ferro e che dovrà essere imbullonata alla prima.

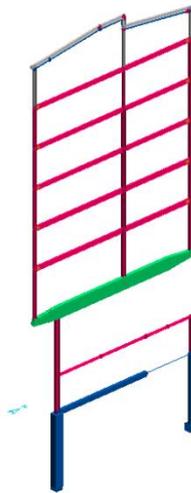
La struttura presenta schema statico a nodi rigidi e telai multipli. Pertanto, l'effetto del vento non risulta essere assorbito da un'intelaiatura di irrigidimento secondario, ma dalla struttura principale che risulta sollecitata a presso – flessione in ciascuno dei suoi elementi, sia verticali che orizzontali.

Piano per 3 punti



Telaio pari nel piano

Assonometria : 29, 47

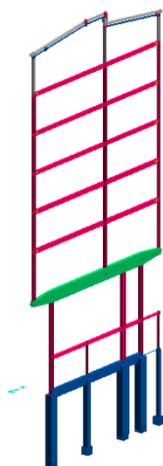


Telaio pari nello spazio

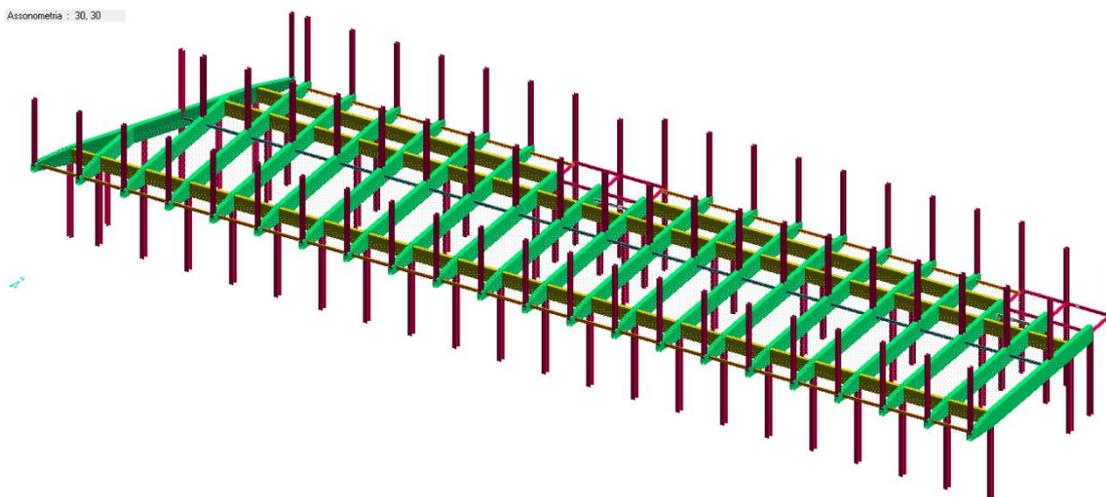
Assonometria : 0, 90



Telaio dispari nel piano



Telaio dispari nello spazio



Travi a cassone in vista e colonne in falso

La struttura presenta ai vari piani:

Quota	Oggetto
-4,50 m	Depositi
-1, 00 m	Biblioteche
+2,40 m	Atrio e presidenza
+8,40 m	Aule
+13,40 m	Istituti
+17,20 m	Istituti
+21,00 m	Istituti
+24,80 m	Istituti
+ 28,60 m	Abitazione del personale

## Azioni sulla costruzione

I sovraccarichi utilizzati nel modello sono gli stessi considerati quando è stata progettata la costruzione (anni 60). Ovvero identici a quelli suggeriti dalle attuali normative NTC 2018 come di seguito riportato:

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

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

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
D	<b>Ambienti ad uso commerciale</b>			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	<b>Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale</b>			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
F-G	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
	<b>Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)</b>			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	5,00	2 x 50,00	1,00**
H-I-K	<b>Coperture</b>			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

\* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.

\*\* per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

I carichi nel modello sono:

- 1) Solaio a quota – 4,50 m (guscio con spessore di 13 cm)
  - Peso proprio  $330 \text{ kg/m}^2$
  - Permanente  $150 \text{ kg/m}^2$  (10 cm di sottofondo e pavimentazione)
  - sovraccarichi  $600 \text{ kg/m}^2$
  
- 2) Solaio a quota – 1,10 m
  - a. guscio con spessore di 13 cm
    - Peso proprio  $330 \text{ kg/m}^2$
    - Permanente  $150 \text{ kg/m}^2$  (10 cm di sottofondo e pavimentazione)
    - sovraccarichi  $600 \text{ kg/m}^2$
  - b. solaio a blocchi:  $H = 20 + 4 \text{ cm} = 24 \text{ cm}$ , int.nerv. = 40 cm
    - Peso proprio  $270 \text{ kg/m}^2$
    - Permanente  $150 \text{ kg/m}^2$  (10 cm di sottofondo e pavimentazione)
    - Carichi accidentali  $600 \text{ kg/m}^2$
  
- 3) Solaio a quota +2,40 m ( $H = 18 + 4 = 22 \text{ cm}$ )
  - Peso proprio  $250 \text{ kg/m}^2$
  - Permanente  $150 \text{ kg/m}^2$  (10 cm di sottofondo e pavimentazione)
  - sovraccarichi  $600 \text{ kg/m}^2$
  
- 4) Solaio a quota +8,40 m ( $H = 18 + 4 = 22 \text{ cm}$ )
  - Peso proprio  $250 \text{ kg/m}^2$
  - Permanente  $150 \text{ kg/m}^2$  (10 cm di sottofondo e pavimentazione)
  - sovraccarichi  $400 \text{ kg/m}^2$
  
- 5) Solaio a quota +13,40 m ( $H = 18 + 4 = 22 \text{ cm}$ )
  - Peso proprio  $250 \text{ kg/m}^2$
  - Permanente  $150 \text{ kg/m}^2$  (10 cm di sottofondo e pavimentazione)
  - sovraccarichi  $400 \text{ kg/m}^2$
  
- 6) Solaio a quota +17,20 m ( $H = 18 + 4 = 22 \text{ cm}$ )
  - Peso proprio  $250 \text{ kg/m}^2$
  - Permanente  $150 \text{ kg/m}^2$  (10 cm di sottofondo e pavimentazione)
  - sovraccarichi  $400 \text{ kg/m}^2$

- 7) Solaio a quota +21,00 m ( $H = 18 + 4 = 22$  cm)
- Peso proprio  $250 \text{ kg/m}^2$
  - Permanente  $150 \text{ kg/m}^2$  (10 cm di sottofondo e pavimentazione)
  - sovraccarichi  $400 \text{ kg/m}^2$
- 8) Solaio a quota +24,80 m ( $H = 18 + 4 = 22$  cm)
- Peso proprio  $250 \text{ kg/m}^2$
  - Permanente  $150 \text{ kg/m}^2$  (10 cm di sottofondo e pavimentazione)
  - sovraccarichi  $400 \text{ kg/m}^2$
- 9) Solaio a quota +28,60 m ( $H = 18 + 4 = 22$  cm)
- Peso proprio  $250 \text{ kg/m}^2$
  - Permanente  $150 \text{ kg/m}^2$  (10 cm di sottofondo e pavimentazione)
  - sovraccarichi  $200 \text{ kg/m}^2$
- 10) Solaio copertura ( $H = 10 + 4 = 14$  cm)
- Peso proprio  $170 \text{ kg/m}^2$
  - Permanente  $150 \text{ kg/m}^2$
  - Neve (< 1000 m s.l.m)  $150 \text{ kg/m}^2$
- 11) Solaio a quota +32,90 m ( $H = 16 + 4 = 20$  cm)
- Peso proprio  $230 \text{ kg/m}^2$
  - Permanente  $150 \text{ kg/m}^2$  (10 cm di sottofondo e pavimentazione)
  - sovraccarichi  $500 \text{ kg/m}^2$

Scale da quota -1,00 m ai piani superiori:

- 12) Solaio ( $H = 18 + 4 = 22$  cm)
- Peso proprio  $250 \text{ kg/m}^2$
  - Permanente  $150 \text{ kg/m}^2$  (10 cm di sottofondo e pavimentazione)
  - sovraccarichi  $600 \text{ kg/m}^2$

Scale ai piani inferiori di - 1,00 m:

- 13) Solaio ( $H = 18 + 4 = 22$  cm)
- Peso proprio  $250 \text{ kg/m}^2$
  - Permanente  $150 \text{ kg/m}^2$  (10 cm di sottofondo e pavimentazione)
  - sovraccarichi  $600 \text{ kg/m}^2$

## Tasso di lavoro

Il programma (CDM DOLMEN) verifica le aste secondo la formula 4.2.4 indicata nelle NTC 2018

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

Dove:

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

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

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

I valori di  $\sigma_{x,Ed}$  e  $\tau_{Ed}$  derivano dalle sollecitazioni sulle aste calcolate dal CAD3D – *struttura*

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

Le verifiche in campo elastico, per gli stati di sforzo piani tipici delle travi, si eseguono con riferimento alla formulazione riportata sopra [4.2.4].

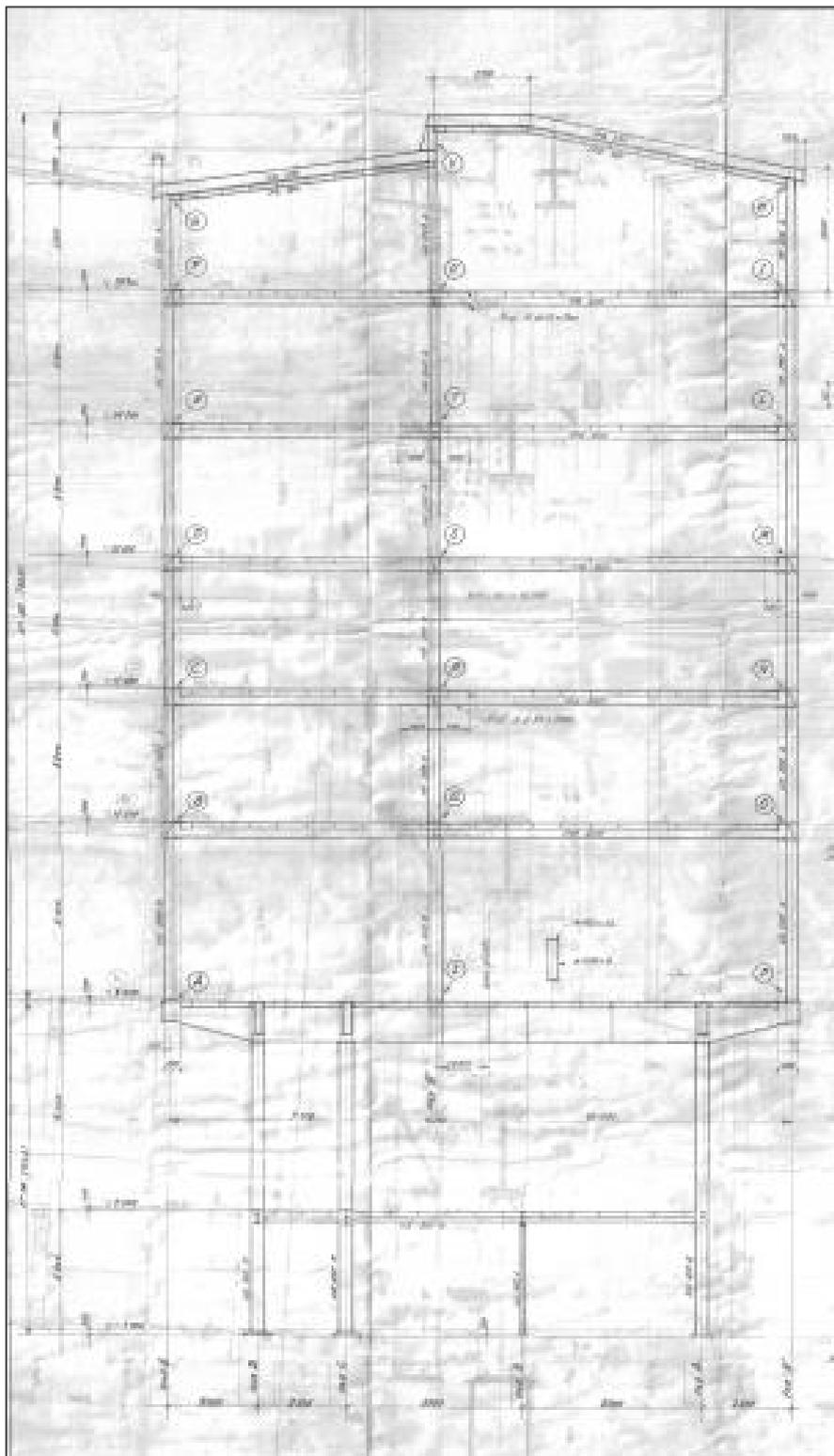
Il programma (CDM DOLMEN) una volta eseguito restituisce:

- La  $\sigma$  normale di tensoflessione ( $S_x$ )
- La  $\tau$  di taglio/torsione ( $tau$ )
- La  $\sigma$  ideale di combinazione di  $\sigma$  e  $\tau$  ( $S_i$ )
- La  $\sigma$  di stabilità ( $S_s$ )

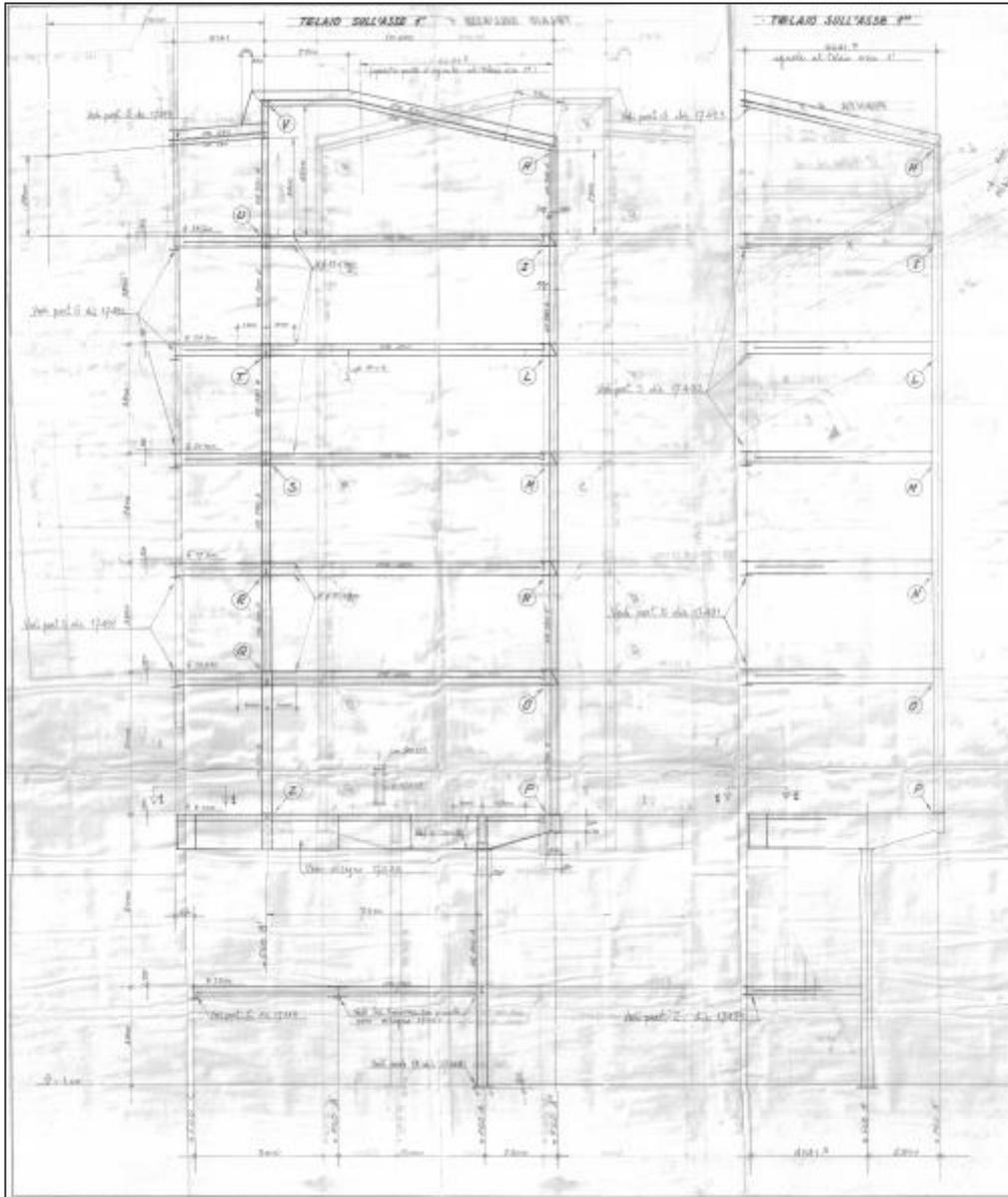
Nel caso di calcolo agli stati limite, l'esito della verifica è stabilito secondo quanto indicato nelle NTC 2018 formula [4.2.4] e la verifica di stabilità delle membrature è svolta secondo le NTC 2018 – 4.2.4.1.3.

Il calcolo produce il file **Msgacc.txt**, che contiene per ogni asta la percentuale di sfruttamento rispetto alla tensione limite: può essere usata come relazione sintetica di calcolo. Di seguito verranno mostrati le tabelle contenenti tali percentuali (Azioni S.L.U) e immagini relativi.

Prima di entrare nel merito del lavoro si riportano alcuni disegni costruttivi perché ci saranno utili per una migliore comprensione degli elementi sia orizzontali che verticali presenti alle diverse quote.



Telaio normale



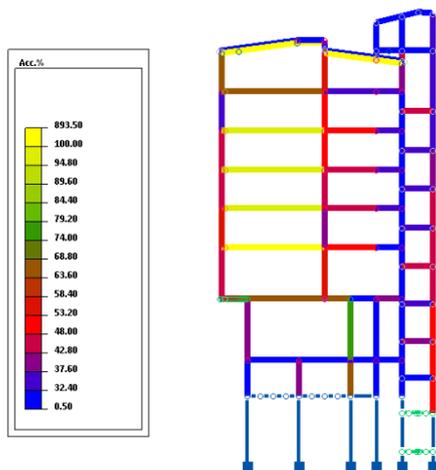
Telaio 1' - Telaio 1''



Telaio Y

## Telaio 19

Piano per 3 punti



Telaio 19

Il telaio 19 lo si legge nel seguente modo: esso è costituito dal filo A' che è la colonna di pilastri più a sinistra dove c'è lo sbalzo, spostandoci verso destra considerando i fili delle colonne, abbiamo il filo A, filo B, filo B', filo C, filo D, filo E ed F.

Considerando **solo la parte in acciaio** (nel disegno è la parte evidenziata), la colonna dei pilastri del filo A' va da 8,40 m fino a copertura, i pilastri del filo A vanno da -1,00 m a 8,40 m (piano di appoggio delle colonne in falso), il pilastro del filo B' va da -1,00 m a 2,40 m, i pilastri del filo B' vanno da 8,40 m fino a copertura, i pilastri del filo rispettivamente C e D vanno da -1,00 a 8,40 m, i pilastri del filo E, in questo caso che c'è la parte relativa al vano ascensore/scala, vanno da -1,00 m fino a copertura, negli altri casi vanno da 8,40 m fino a copertura, ed infine i pilastri del filo F vanno da -2,75 m fino a copertura. I piani oltre gli 8,40 m, piano di appoggio delle colonne in falso, abbiamo i piani alle quote 13,40 m, 17,20 m, 21,00 m, 24,80 m, 28,60 m e poi si conclude con la copertura.

Vengono riportati solo gli elementi che lavorano a un tasso di lavoro più alto.

Le travi di luce 10 m che si trovano a quota maggiore di 8,40 m tra i fili A' e B' hanno tutti circa lo stesso sfruttamento rispetto alla tensione limite tranne la trave a 28,60 m che risulta lavorare a uno sfruttamento inferiore rispetto a quelli sottostanti perché quel piano è di civile abitazione quindi in sostanza cambia il carico accidentale ovvero li abbiamo 200 kg/m<sup>2</sup> anziché 400 kg/m<sup>2</sup>.

Analizzeremo tramite verifiche complete l'asta 6014 (vedasi capitolo elementi inflessi) perché fra gli elementi orizzontali posizionati tra i fili A' e B' a quota 17,20 m è quella che lavora a uno sfruttamento maggiore rispetto alla tensione limite. Vedremo se ci sarà coerenza tra i valori ottenuti dal software di calcolo con i valori ottenuti tramite verifiche complete fatte a mano. È importante notare che questi valori sono stati ottenuti dal software di calcolo con un'analisi elastica considerando le azioni allo stato limite ultimo.

Telaio 19	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi orizzontali								
Q.ta +13.40 m	5536	82	IPE 330	34	102	102	0	102
Elementi orizzontali								
Q.ta +17.20 m	6014	82	IPE 330	34	99	99	79	99
Elementi orizzontali								
Q.ta +21.00 m	6914	82	IPE 330	34	98	98	0	98
Elementi orizzontali								
Q.ta +24.80 m	7415	82	IPE 330	34	97	97	80	97
Elementi orizzontali								
Q.ta +28.60 m	7416	82	IPE 330	25	69	69	0	69

Le travi a quota maggiore di 8,40 m tra il filo B' e il filo E di luce pari a 7,50 m può essere scomposto nel seguente modo: la trave dal filo B' fino a 5 m lavora a un tasso di lavoro che è circa la metà delle travi a sinistra del filo B' a parità di condizioni di carico e geometria mentre la restante parte (2,50 m) fino arrivare a 7,50 m lavora a un tasso di lavoro ancora più basso perché li agiscono solo i loro pesi propri perché è la zona dove c'è il vano ascensore (per comprendere vedere capitolo Piano Tipo).

Telaio 19	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi orizzontali	5540	82	IPE 330	24	51	51	0	51
Q.ta +13.40 m	5863	82	IPE 330	10	32	32	0	32
Elementi orizzontali	6266	82	IPE 330	23	45	45	35	45
Q.ta +17.20 m	6267	82	IPE 330	11	37	37	28	37
Elementi orizzontali	7164	82	IPE 330	23	46	46	0	46
Q.ta +21.00 m	7165	82	IPE 330	11	38	38	0	38
Elementi orizzontali	7553	82	IPE 330	24	48	48	37	48
Q.ta +24.80 m	7555	82	IPE 330	11	37	37	28	37
Elementi orizzontali	7554	82	IPE 330	17	33	33	0	33
Q.ta +28.60 m	7556	82	IPE 330	9	37	37	0	37

La prima riga di ogni piano della tabella sopra sono gli elementi di lunghezza 5,00 m mentre la seconda riga del medesimo piano sono gli elementi di 2,50 m.

Pilastri del filo A': lo sforzo assiale è crescente dall'alto verso il basso, lo sfruttamento aumenta parallelamente allo sforzo assiale tranne nel passaggio dal pilastro 6299 a 5439, passaggio da un pilastro di sezione HEA 280 di lunghezza 3,80 m a un pilastro di sezione HEB 280 di lunghezza 5,00 m. Andando a leggere i vari tassi di lavoro del pilastro 5439 possiamo osservare che il tasso di lavoro legato all'instabilità è più grande di quelli legati ad esempio alla tensione ideale,  $\tau$  e  $\sigma$  normale, quindi si dovrebbe indagare e vedere se l'instabilità impedisce all'elemento di lavorare a un tasso di lavoro più grande, questo fenomeno lo apprezzeremo più avanti attraverso calcoli completi quando parleremo di elementi presso – inflessi (Vedasi asta 5450 del capitolo elementi presso – inflessi).

Telaio 19	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali	5439	73	HEB 280	3	37	37	44	44
Da +8.40 a +13.40 m								
Elementi verticali	6299	78	HEA 280	17	57	57	40	57
Da +13.40 a +17.20 m								
Elementi verticali	6472	78	HEA 280	15	47	47	32	47
Da +17.20 a +21.00 m								
Elementi verticali	6473	78	HEA 280	16	45	45	27	45
Da +21.00 a 24.80 m								
Elementi verticali	6474	78	HEA 280	13	36	36	20	36
Da +24.80 a 28.60 m								

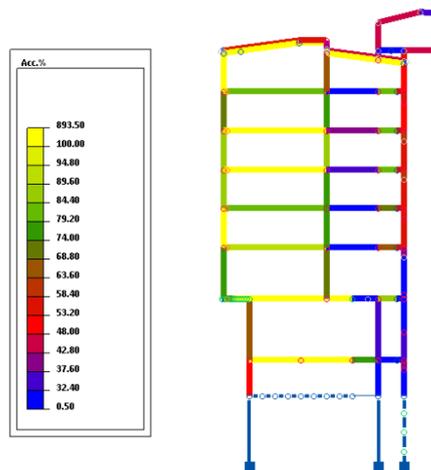
Pilastri del filo B': al netto del pilastro che porta la copertura il tasso di lavoro aumenta dall'alto verso il basso per poi diminuire e aumentare di nuovo verso il basso, questo è legato a un cambio delle proprietà geometriche. Per apprezzare il cambio dei profili basta osservare la tabella di sotto:

Telaio 19	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali								
Da +8.40 a +13.40 m	5479	77	HEB 320	3	54	54	49	54
Elementi verticali								
Da +13.40 a +17.20 m	6339	68	HEB 300	7	43	43	37	43
Elementi verticali								
Da +17.20 a +21.00 m	6556	73	HEB 280	7	44	44	35	44
Elementi verticali								
Da +21.00 a 24.80 m	6596	78	HEA 280	9	52	52	38	52
Elementi verticali								
Da +24.80 a 28.60 m	6635	79	HEA 240	8	49	49	33	49

Il filo E lavora a un tasso di lavoro pressoché simile e basso perché li agisce solo il peso proprio degli elementi verticali perché siamo nella zona del vano ascensore/scale. Lo sforzo assiale aumenta dall'alto verso il basso.

## Telaio 18

Piano per 3 punti



Telaio 18

Il telaio 18 lo si legge nel seguente modo: esso è costituito dal filo A' che è la colonna di pilastri più a sinistra dove c'è lo sbalzo, spostandoci verso destra considerando i fili delle colonne, abbiamo il filo A, filo B', filo D e filo E.

Considerando **solo la parte in acciaio** (nel disegno è la parte evidenziata), la colonna dei pilastri del filo A' va da 8,40 m (piano di appoggio delle colonne in falso) fino a copertura, i pilastri del filo A vanno da -1,00 m a 8,40 m, i pilastri del filo B' vanno da 8,40 m fino a copertura, i pilastri del filo D vanno da -1,00 a 8,40 m, i pilastri del filo E, in questo caso che c'è la parte relativa al vano ascensore/scala, vanno da -1,00 m fino a copertura, negli altri casi vanno da 8,40 m fino a copertura. I piani oltre gli 8,40 m, piano di appoggio delle colonne in falso, abbiamo i piani alle quote 13,40 m, 17,20 m, 21,00 m, 24,80 m, 28,60 m e poi si conclude con la copertura.

Vengono riportati solo gli elementi che lavorano a un tasso di lavoro più alto.

Le travi di luce 10 m che si trovano a quota 13,40 m e 17,20 m tra i fili A' e B' di uguali sezioni lavorano ad un tasso di lavoro simile perché sono soggetti agli stessi carichi. Le travi sempre di luce 10 m a quota 21,00 m e 24,80 m di uguali sezioni ma diversi rispetto alle precedenti lavorano a un tasso di lavoro più grande a parità di carichi perché questi sono costituiti da IPE 400 anziché IPE 450. La trave a quota 28,60 m di sezione IPE 400 lavora a un tasso di lavoro inferiore perché minore è il carico accidentale (200 kg/m<sup>2</sup>).

Telaio 18	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi orizzontali								
Q.ta +13.40 m	5533	80	IPE 450	41	92	92	0	92
Elementi orizzontali								
Q.ta +17.20 m	6011	80	IPE 450	28	84	84	65	84
Elementi orizzontali								
Q.ta +21.00 m	6911	47	IPE 400	48	111	111	0	111
Elementi orizzontali								
Q.ta +24.80 m	7771	47	IPE 400	34	107	107	86	107
Elementi orizzontali								
Q.ta +28.60 m	7772	47	IPE 400	36	80	80	0	80

Le travi a quota maggiore di 8,40 m tra il filo B' e il filo E di luce pari a 7,50 m può essere scomposto nel seguente modo: la trave dal filo B' fino a 5 m lavora a un determinato tasso di lavoro, da 5,00 m fino a 7,50 m lavora a un diverso tasso di lavoro perché siamo nella zona del vano ascensore (vedere Piano Tipo).

Telaio 18	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi orizzontali	5620	80	IPE 450	19	25	25	0	25
Q.ta +13.40 m	5862	80	IPE 450	22	68	68	0	68
Elementi orizzontali	6265	80	IPE 450	21	25	25	0	25
Q.ta +17.20 m	6277	80	IPE 450	22	72	72	0	72
Elementi orizzontali	7163	47	IPE 400	23	30	34	0	34
Q.ta +21.00 m	7175	47	IPE 400	25	83	83	0	83
Elementi orizzontali	7769	47	IPE 400	23	36	38	0	38
Q.ta +24.80 m	7767	47	IPE 400	24	84	84	0	84
Elementi orizzontali	7770	47	IPE 400	16	23	25	0	25
Q.ta +28.60 m	7768	47	IPE 400	20	83	83	0	83

La prima riga di ogni piano della tabella sopra sono gli elementi di lunghezza 5,00 m mentre la seconda riga del medesimo piano sono gli elementi di 2,50 m.

Pilastri del filo A': lo sforzo assiale è crescente dall'alto verso il basso, lo sfruttamento aumenta parallelamente allo sforzo assiale tranne nel passaggio dal pilastro 6298 a 5440, passaggio da un pilastro di sezione HEA 280 di lunghezza 3,80 m a un pilastro di sezione HEB 280 di lunghezza 5,00 m. Andando a leggere i vari tassi di lavoro del pilastro 5440 possiamo osservare che il tasso di lavoro legato all'instabilità è più grande di quelli legati ad esempio alla tensione ideale,  $\tau$  e  $\sigma$  normale, quindi si dovrebbe indagare e vedere se l'instabilità impedisce all'elemento di lavorare a un tasso di lavoro più grande, questo fenomeno lo apprezzeremo più avanti attraverso calcoli completi quando parleremo di elementi presso – inflessi. (Vedasi asta 5450 del capitolo elementi presso – inflessi).

Telaio 18	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali	5440	73	HEB 280	1	60	60	76	76
Da +8.40 a +13.40 m								
Elementi verticali	6298	78	HEA 280	32	107	107	75	107
Da +13.40 a +17.20 m								
Elementi verticali	6469	78	HEA 280	29	89	89	60	89
Da +17.20 a +21.00 m								
Elementi verticali	6470	78	HEA 280	31	86	86	52	86
Da +21.00 a 24.80 m								
Elementi verticali	6471	78	HEA 280	24	70	70	38	70
Da +24.80 a 28.60 m								

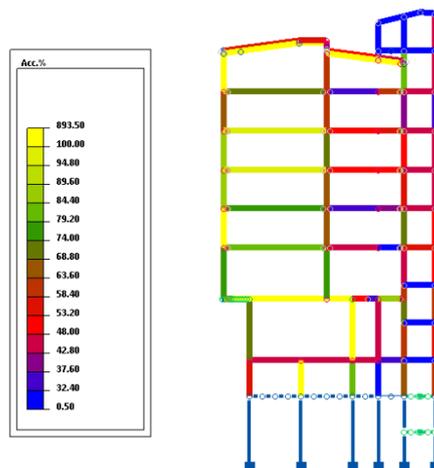
Pilastrini del filo B': si comportano analogamente ai pilastrini del filo B' del telaio 19, lavorano a un tasso di lavoro più grande rispetto a quelli del telaio 19 perché agiscono carichi maggiori perché l'area di competenza di tali pilastrini è maggiore.

Telaio 18	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali								
Da +8.40 a +13.40 m	5480	77	HEB 320	10	70	70	70	70
Elementi verticali								
Da +13.40 a +17.20 m	6338	68	HEB 300	19	77	77	61	77
Elementi verticali								
Da +17.20 a +21.00 m	6555	73	HEB 280	17	74	74	56	74
Elementi verticali								
Da +21.00 a 24.80 m	6595	78	HEA 280	22	87	87	60	87
Elementi verticali								
Da +24.80 a 28.60 m	6636	79	HEA 240	19	78	78	50	78

Pilastrini del filo E lavorano a un tasso di lavoro pressoché simile perché grava solo il loro peso proprio perché siamo nella zona del vano ascensore/scale. Lo sforzo assiale aumenta dall'alto verso il basso.

## Telaio 17

Piano per 3 punti



Telaio 17

Il telaio 17 lo si legge nel seguente modo: esso è costituito dal filo A' che è la colonna di pilastri più a sinistra dove c'è lo sbalzo, spostandoci verso destra considerando i fili delle colonne, abbiamo il filo A, filo B, filo B', filo C, filo D, filo E ed F.

Considerando **solo la parte in acciaio** (nel disegno è la parte evidenziata), la colonna dei pilastri del filo A' va da 8,40 m fino a copertura, i pilastri del filo A vanno da -1,00 m a 8,40 m, il pilastro del filo B va da -1,00 m a 2,40 m, i pilastri del filo B' vanno da 8,40 m fino a copertura, i pilastri del filo rispettivamente C e D vanno da -1,00 a 8,40 m, i pilastri del filo E, in questo caso che c'è la parte relativa al vano ascensore/scala, vanno da -1,00 m fino a copertura, negli altri casi vanno da 8,40 m fino a copertura, ed infine i pilastri del filo F vanno da -1,00 m fino a copertura. I piani oltre gli 8,40 m, piano di appoggio delle colonne in falso, abbiamo i piani alle quote 13,40 m, 17,20 m, 21,00 m, 24,80 m, 28,60 m e poi si conclude con la copertura.

Vengono riportati solo gli elementi che lavorano a un tasso di lavoro più alto.

Le travi di luce 10 m che si trovano a quota 13,40 m e 17,20 m tra i fili A' e B' di uguali sezioni lavorano ad un tasso di lavoro simile perché sono soggetti agli stessi carichi. Le travi sempre di luce 10 m a quota 21,00 m e 24,80 m di uguali sezioni ma diversi rispetto alle precedenti lavorano a un tasso di lavoro più grande a parità di carichi perché questi sono costituiti da IPE 400 anziché IPE 450. La trave a quota 28,60 m di sezione IPE 400 lavora a un tasso di lavoro inferiore perché minore è il carico accidentale (200 kg/m<sup>2</sup>).

Telaio 17	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi orizzontali								
Q.ta +13.40 m	5750	80	IPE 450	40	83	83	0	83
Elementi orizzontali								
Q.ta +17.20 m	6125	80	IPE 450	39	77	77	60	77
Elementi orizzontali								
Q.ta +21.00 m	7025	47	IPE 400	47	100	100	0	100
Elementi orizzontali								
Q.ta +24.80 m	7755	47	IPE 400	47	97	97	79	97
Elementi orizzontali								
Q.ta +28.60 m	7756	47	IPE 400	34	71	71	0	71

Le travi a quota maggiore di 8,40 m tra il filo B' e il filo E lavorano a un tasso di lavoro come mostrato sotto, valgono le stesse osservazioni fatte nel telaio 18.

Telaio 17	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi orizzontali	5745	80	IPE 450	29	44	44	0	44
Q.ta +13.40 m	5861	80	IPE 450	22	30	30	0	30
Elementi orizzontali	6263	80	IPE 450	23	35	37	27	37
Q.ta +17.20 m	6264	80	IPE 450	23	38	38	29	38
Elementi orizzontali	7161	47	IPE 400	23	48	48	0	48
Q.ta +21.00 m	7162	47	IPE 400	28	52	52	0	52
Elementi orizzontali	7757	47	IPE 400	23	51	52	40	52
Q.ta +24.80 m	7761	47	IPE 400	27	56	56	42	56
Elementi orizzontali	7758	47	IPE 400	24	34	34	0	34
Q.ta +28.60 m	7762	47	IPE 400	22	63	63	0	63

La prima riga di ogni piano della tabella sopra sono gli elementi di lunghezza 5,00 m mentre la seconda riga del medesimo piano sono gli elementi di 2,50 m (vedere Piano Tipo).

Pilastri del filo A': Osservazioni simili a quelle fatte al telaio 18;

Telaio 17	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali	5441	73	HEB 280	2	62	62	76	76
Da +8.40 a +13.40 m								
Elementi verticali	6297	78	HEA 280	30	103	103	74	103
Da +13.40 a +17.20 m								
Elementi verticali	6466	78	HEA 280	28	88	88	61	88
Da +17.20 a +21.00 m								
Elementi verticali	6467	78	HEA 280	30	85	85	52	85
Da +21.00 a 24.80 m								
Elementi verticali	6468	78	HEA 280	24	68	68	38	68
Da +24.80 a 28.60 m								

Pilastri del filo B': Osservazioni simili a quelle fatte al telaio 18;

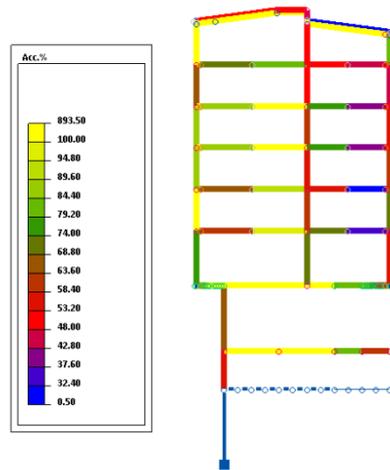
Telaio 17	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali								
Da +8.40 a +13.40 m	5481	77	HEB 320	6	67	67	77	77
Elementi verticali								
Da +13.40 a +17.20 m	6337	68	HEB 300	13	69	69	64	69
Elementi verticali								
Da +17.20 a +21.00 m	6554	73	HEB 280	12	64	64	58	64
Elementi verticali								
Da +21.00 a 24.80 m	6594	78	HEA 280	16	71	71	59	71
Elementi verticali								
Da +24.80 a 28.60 m	6637	79	HEA 240	14	59	59	48	59

Pilastri del filo E: lavora a un tasso di lavoro crescente dall'alto verso il basso fino al passaggio dal pilastro 6378 a 9594 che diminuisce per poi riaumentare è questo è legato a un cambio di sezione e questo si può apprezzare nella tabella sotto riportata.

Telaio 17	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali	5564	74	HEB 260	5	62	62	40	62
Da +8.40 a +13.40 m	9594	74	HEB 260	2	40	40	45	45
Elementi verticali								
Da +13.40 a +17.20 m	6378	46	HEA 260	19	72	72	51	72
Elementi verticali								
Da +17.20 a +21.00 m	6706	46	HEA 260	18	56	56	37	56
Elementi verticali								
Da +21.00 a 24.80 m	6707	46	HEA 260	18	50	50	28	50
Elementi verticali								
Da +24.80 a 28.60 m	6708	46	HEA 260	16	39	39	17	39

# Telaio 16

Piano per 3 punti



Telaio 16

Questo è un telaio pari, abbiamo solo i fili A', A, B' ed E.

Nelle travi tra i fili A' e B' non abbiamo uniformità di colore (quindi stesso sfruttamento) perché nella loro mezzeria vanno a convergere quattro elementi asta rappresentanti la controventatura di piano (vedere Piano Tipo).

Telaio 16	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi orizzontali	5514	80	IPE 450	36	62	62	0	62
Q.ta +13.40 m	5754	80	IPE 450	41	96	97	0	97
Elementi orizzontali	6126	80	IPE 450	27	64	64	49	64
Q.ta +17.20 m	6127	80	IPE 450	26	91	91	69	91
Elementi orizzontali	7026	47	IPE 400	45	86	86	0	86
Q.ta +21.00 m	7027	47	IPE 400	50	119	119	0	119
Elementi orizzontali	7745	47	IPE 400	34	85	85	65	85
Q.ta +24.80 m	7741	47	IPE 400	32	117	118	90	118
Elementi orizzontali	7746	47	IPE 400	25	72	72	0	72
Q.ta +28.60 m	7742	47	IPE 400	23	81	81	0	81

Nelle travi tra i fili B' ed E non abbiamo uniformità di colore (quindi stesso sfruttamento) perché nella loro mezzeria vanno a convergere quattro elementi asta rappresentanti la controventatura di piano (vedere Piano Tipo).

Telaio 16	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi orizzontali	5618	80	IPE 450	34	69	70	0	70
Q.ta +13.40 m	5740	80	IPE 450	21	36	36	0	36
Elementi orizzontali	6113	80	IPE 450	23	58	58	44	58
Q.ta +17.20 m	6114	80	IPE 450	23	31	32	23	32
Elementi orizzontali	7013	47	IPE 400	38	75	75	0	75
Q.ta +21.00 m	7014	47	IPE 400	26	40	42	0	42
Elementi orizzontali	7739	47	IPE 400	25	77	77	58	77
Q.ta +24.80 m	7737	47	IPE 400	26	41	42	31	42
Elementi orizzontali	7740	47	IPE 400	27	52	52	0	52
Q.ta +28.60 m	7738	47	IPE 400	26	44	44	0	44

Pilastri del filo A': valgono le stesse osservazioni fatte per il telaio 18;

Telaio 16	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali	5442	73	HEB 280	3	64	64	75	75
Da +8.40 a +13.40 m								
Elementi verticali	6296	78	HEA 280	31	105	105	74	105
Da +13.40 a +17.20 m								
Elementi verticali	6463	78	HEA 280	29	90	90	61	90
Da +17.20 a +21.00 m								
Elementi verticali	6464	78	HEA 280	31	85	85	52	85
Da +21.00 a 24.80 m								
Elementi verticali	6465	78	HEA 280	25	69	69	38	69
Da +24.80 a 28.60 m								

Pilastri del filo B': valgono le stesse osservazioni fatte per il telaio 18;

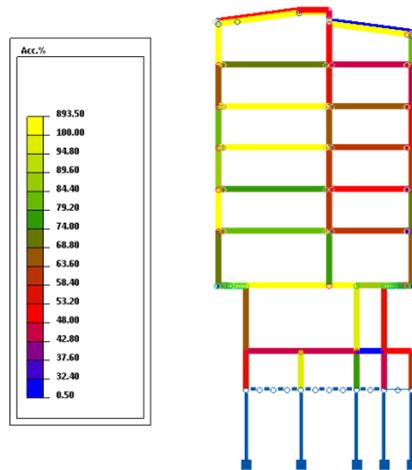
Telaio 16	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali								
Da +8.40 a +13.40 m	5482	77	HEB 320	3	56	56	72	72
Elementi verticali								
Da +13.40 a +17.20 m	6336	68	HEB 300	9	61	61	60	61
Elementi verticali								
Da +17.20 a +21.00 m	6553	73	HEB 280	9	57	57	55	57
Elementi verticali								
Da +21.00 a 24.80 m	6593	78	HEA 280	13	63	63	56	63
Elementi verticali								
Da +24.80 a 28.60 m	6633	79	HEA 240	11	53	53	45	53

Pilastri del filo E: il tasso di lavoro cresce dall'alto verso il basso, a parità di sezione, parallelamente al crescere dello sforzo assiale, al passaggio dall'asta 6377 all'asta 5565 si ha una diminuzione e questo è legato a un cambio di sezione e lunghezza, infatti, si passa da un pilastro di altezza 3,80 m a un pilastro di altezza 5 m.

Telaio 16	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali	5565	74	HEB 260	4	53	53	57	57
Da +8.40 a +13.40 m								
Elementi verticali	6377	46	HEA 260	18	71	71	54	71
Da +13.40 a +17.20 m								
Elementi verticali	6703	46	HEA 260	17	59	59	44	59
Da +17.20 a +21.00 m								
Elementi verticali	6704	46	HEA 260	18	56	56	37	56
Da +21.00 a 24.80 m								
Elementi verticali	6705	46	HEA 260	15	47	47	27	47
Da +24.80 a 28.60 m								

## Telaio 15

Piano YZ: X = 2592 cm



Telaio 15

Questo è un telaio dispari: abbiamo i fili A', A, B, B', C, D ed E.

Travi tra i fili A' e B' valgono le stesse osservazioni fatte per il telaio 18;

Telaio 15	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi orizzontali	5749	80	IPE 450	35	84	84	0	84
Q.ta +13.40 m								
Elementi orizzontali	6123	80	IPE 450	36	78	79	61	79
Q.ta +17.20 m								
Elementi orizzontali	7023	47	IPE 400	47	101	101	0	101
Q.ta +21.00 m								
Elementi orizzontali	7733	47	IPE 400	44	100	100	81	100
Q.ta +24.80 m								
Elementi orizzontali	7734	47	IPE 400	34	70	70	0	70
Q.ta +28.60 m								

Le travi tra i fili B' ed E hanno un tasso di lavoro più piccolo rispetto alle travi tra i fili A' e B' perché, a parità di condizioni di carico e geometria, lavorano su luci più piccoli ovvero 7,50 m anziché 10 m.

Telaio 15	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi orizzontali	5747	80	IPE 450	32	61	61	0	61
Q.ta +13.40 m								
Elementi orizzontali	6120	80	IPE 450	20	50	50	38	50
Q.ta +17.20 m								
Elementi orizzontali	7020	47	IPE 400	36	62	63	0	63
Q.ta +21.00 m								
Elementi orizzontali	7725	47	IPE 400	36	64	64	50	64
Q.ta +24.80 m								
Elementi orizzontali	7726	47	IPE 400	26	44	44	0	44
Q.ta +28.60 m								

Pilastri del filo A': comportamento analogo ai pilastri del filo A' del telaio 18;

Telaio 15	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali	5443	73	HEB 280	2	61	61	74	74
Da +8.40 a +13.40 m								
Elementi verticali	6295	78	HEA 280	30	101	102	72	102
Da +13.40 a +17.20 m								
Elementi verticali	6460	78	HEA 280	28	87	87	59	87
Da +17.20 a +21.00 m								
Elementi verticali	6461	78	HEA 280	30	83	83	50	83
Da +21.00 a 24.80 m								
Elementi verticali	6462	78	HEA 280	23	66	66	36	66
Da +24.80 a 28.60 m								

Pilastri del filo B': comportamento analogo ai pilastri del filo B' del telaio 18;

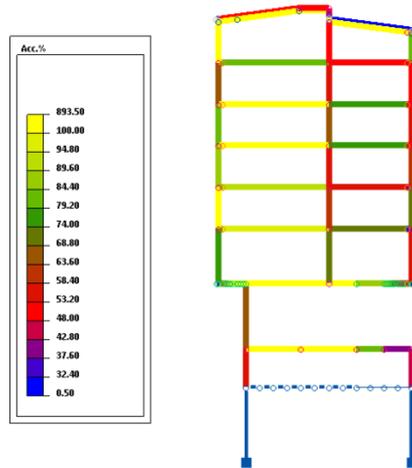
Telaio 15	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali								
Da +8.40 a +13.40 m	5483	77	HEB 320	4	63	63	78	78
Elementi verticali								
Da +13.40 a +17.20 m	6335	68	HEB 300	8	63	63	63	63
Elementi verticali								
Da +17.20 a +21.00 m	6552	73	HEB 280	9	59	59	59	59
Elementi verticali								
Da +21.00 a 24.80 m	6592	78	HEA 280	13	66	66	59	66
Elementi verticali								
Da +24.80 a 28.60 m	6632	79	HEA 240	11	56	56	49	56

Pilastri del filo E: il tasso di lavoro cresce, dall'alto verso il basso a parità di sezione, parallelamente al crescere dello sforzo assiale, al passaggio dall'asta 6376 all'asta 5566 si ha una diminuzione e questo è legato a un cambio della sezione e lunghezza, infatti, si passa da un elemento di altezza pari a 3,80 m a un elemento di altezza pari 5,00 m.

Telaio 15	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali	5566	74	HEB 260	6	64	64	65	65
Da +8.40 a +13.40 m								
Elementi verticali	6376	46	HEA 260	18	74	74	58	74
Da +13.40 a +17.20 m								
Elementi verticali	6700	46	HEA 260	16	60	60	46	60
Da +17.20 a +21.00 m								
Elementi verticali	6701	46	HEA 260	18	57	57	39	57
Da +21.00 a 24.80 m								
Elementi verticali	6702	46	HEA 260	15	47	47	29	47
Da +24.80 a 28.60 m								

# Telaio 14

Piano per 3 punti



Telaio 14

Questo è un telaio pari, abbiamo solo i fili A', A, B' ed E

Per le travi tra i fili A' e B' valgono le stesse osservazioni fatte per le travi tra i fili A' e B' del telaio 18;

Telaio 14	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi orizzontali								
Q.ta +13.40 m	5512	80	IPE 450	42	99	99	0	99
Elementi orizzontali								
Q.ta +17.20 m	5993	80	IPE 450	41	93	93	73	93
Elementi orizzontali								
Q.ta +21.00 m	6893	47	IPE 400	50	121	121	0	121
Elementi orizzontali								
Q.ta +24.80 m	7711	47	IPE 400	50	120	120	97	120
Elementi orizzontali								
Q.ta +28.60 m	7712	47	IPE 400	36	84	84	0	84

Le travi tra i fili B' ed E hanno un tasso di lavoro più piccolo rispetto alle travi tra i fili A' e B' perché, a parità di geometria e carico, lavorano su luci minori.

Telaio 14	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi orizzontali	5616	80	IPE 450	34	69	69	0	69
Q.ta +13.40 m								
Elementi orizzontali	6043	80	IPE 450	32	58	58	45	58
Q.ta +17.20 m								
Elementi orizzontali	6943	47	IPE 400	38	75	75	0	75
Q.ta +21.00 m								
Elementi orizzontali	7717	47	IPE 400	38	77	77	60	77
Q.ta +24.80 m								
Elementi orizzontali	7718	47	IPE 400	27	52	52	0	52
Q.ta +28.60 m								

Pilastri del filo A': comportamento analogo ai pilastri del filo A' del telaio 18;

Telaio 14	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali	5444	73	HEB 280	2	62	62	75	75
Da +8.40 a +13.40 m								
Elementi verticali	6294	78	HEA 280	31	104	104	74	104
Da +13.40 a +17.20 m								
Elementi verticali	6457	78	HEA 280	28	88	88	60	88
Da +17.20 a +21.00 m								
Elementi verticali	6458	78	HEA 280	30	84	84	51	84
Da +21.00 a 24.80 m								
Elementi verticali	6459	78	HEA 280	24	67	67	37	67
Da +24.80 a 28.60 m								

Pilastri del filo B': comportamento analogo ai pilastri del filo B' del telaio 18;

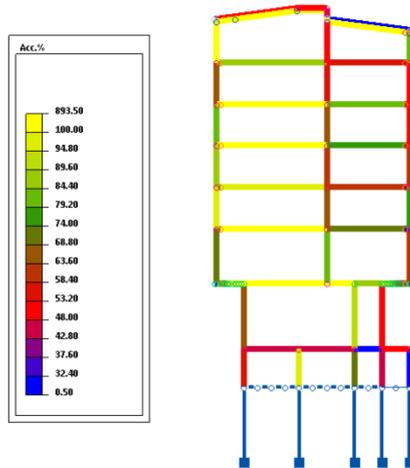
Telaio 14	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali								
Da +8.40 a +13.40 m	5484	77	HEB 320	4	59	59	74	74
Elementi verticali								
Da +13.40 a +17.20 m	6334	68	HEB 300	9	62	62	61	62
Elementi verticali								
Da +17.20 a +21.00 m	6551	73	HEB 280	10	58	58	56	58
Elementi verticali								
Da +21.00 a 24.80 m	6591	78	HEA 280	13	64	64	56	64
Elementi verticali								
Da +24.80 a 28.60 m	6631	79	HEA 240	12	55	55	46	55

Pilastri del filo E: Pilastri del filo E: il tasso di lavoro cresce, dall'alto verso il basso a parità di sezione, parallelamente al crescere dello sforzo assiale, al passaggio dall'asta 6375 all'asta 5567 si ha una diminuzione e questo è legato a un cambio della sezione e lunghezza, infatti, si passa da un elemento di altezza pari a 3,80 m a un elemento di altezza pari 5,00 m.

Telaio 14	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali	5567	74	HEB 260	4	52	52	57	57
Da +8.40 a +13.40 m								
Elementi verticali	6375	46	HEA 260	19	72	72	55	72
Da +13.40 a +17.20 m								
Elementi verticali	6697	46	HEA 260	17	60	60	44	60
Da +17.20 a +21.00 m								
Elementi verticali	6698	46	HEA 260	19	57	57	37	57
Da +21.00 a 24.80 m								
Elementi verticali	6699	46	HEA 260	16	48	48	28	48
Da +24.80 a 28.60 m								

## Telaio 13

Piano per 3 punti



Telaio 13

Questo è un telaio dispari: abbiamo i fili A', A, B, B', C, D ed E.

Travi tra i fili A' e B' valgono le stesse osservazioni fatte per il telaio 18;

Telaio 13	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi orizzontali								
Q.ta +13.40 m	5511	80	IPE 450	42	103	103	0	103
Elementi orizzontali								
Q.ta +17.20 m	5992	80	IPE 450	36	97	97	75	97
Elementi orizzontali								
Q.ta +21.00 m	6892	47	IPE 400	50	124	125	0	125
Elementi orizzontali								
Q.ta +24.80 m	7703	47	IPE 400	33	123	123	99	123
Elementi orizzontali								
Q.ta +28.60 m	7704	47	IPE 400	37	86	86	0	86

Analizzeremo tramite verifiche complete l'asta 5511 (vedasi capitolo elementi inflessi) perché fra gli elementi orizzontali posizionati tra i fili A' e B' a quota 13,40 m è quella che lavora a uno sfruttamento maggiore rispetto alla tensione limite. Stesso discorso per la 6892 (quota 21,00 m), 7703 (quota 24,80 m) ed infine 7704 (quota 28,60 m). Vedremo se ci sarà coerenza tra i valori ottenuti dal software di calcolo con i valori ottenuti tramite verifiche complete fatte a mano. È importante notare che questi valori sono stati ottenuti dal software di calcolo con un'analisi elastica considerando le azioni allo stato limite ultimo.

Le travi tra i fili B' ed E hanno un tasso di lavoro più piccolo rispetto alle travi tra i fili A' e B' perché, a parità di geometria e carico, lavorano su luci minori.

Telaio 13	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi orizzontali	5615	80	IPE 450	34	72	72	0	72
Q.ta +13.40 m								
Elementi orizzontali	6042	80	IPE 450	21	61	61	47	61
Q.ta +17.20 m								
Elementi orizzontali	6942	47	IPE 400	39	77	77	0	77
Q.ta +21.00 m								
Elementi orizzontali	7709	47	IPE 400	26	79	79	61	79
Q.ta +24.80 m								
Elementi orizzontali	7710	47	IPE 400	28	54	54	0	54
Q.ta +28.60 m								

Pilastri del filo A': comportamento analogo ai pilastri del filo A' del telaio 14;

Telaio 13	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali	5445	73	HEB 280	2	59	59	73	73
Da +8.40 a +13.40 m								
Elementi verticali	6293	78	HEA 280	29	100	100	71	100
Da +13.40 a +17.20 m								
Elementi verticali	6454	78	HEA 280	27	86	86	58	86
Da +17.20 a +21.00 m								
Elementi verticali	6455	78	HEA 280	29	82	82	50	82
Da +21.00 a 24.80 m								
Elementi verticali	6456	78	HEA 280	23	65	65	36	65
Da +24.80 a 28.60 m								

Pilastri del filo B': comportamento analogo ai pilastri del filo B' del telaio 14;

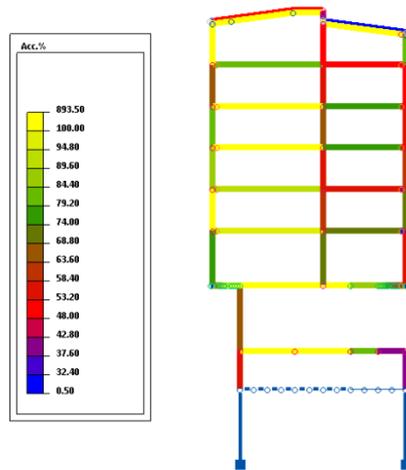
Telaio 13	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali								
Da +8.40 a +13.40 m	5485	77	HEB 320	5	67	67	80	80
Elementi verticali								
Da +13.40 a +17.20 m	6333	68	HEB 300	9	64	64	64	64
Elementi verticali								
Da +17.20 a +21.00 m	6550	73	HEB 280	10	61	61	59	61
Elementi verticali								
Da +21.00 a 24.80 m	6590	78	HEA 280	14	67	67	60	67
Elementi verticali								
Da +24.80 a 28.60 m	6630	79	HEA 240	12	58	58	50	58

Pilastri del filo E: comportamento analogo ai pilastri del filo E del telaio 14;

Telaio 13	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali	5568	74	HEB 260	6	60	60	63	63
Da +8.40 a +13.40 m								
Elementi verticali	6374	46	HEA 260	19	75	75	59	75
Da +13.40 a +17.20 m								
Elementi verticali	6694	46	HEA 260	17	61	61	47	61
Da +17.20 a +21.00 m								
Elementi verticali	6695	46	HEA 260	19	58	58	39	58
Da +21.00 a 24.80 m								
Elementi verticali	6696	46	HEA 260	16	48	48	29	48
Da +24.80 a 28.60 m								

## Telaio 12

Piano per 3 punti



Telaio 12

Questo è un telaio pari, abbiamo solo i fili A', A, B' ed E.

Comportamento analogo al telaio 14.

Le Travi tra i fili A' e B':

Telaio 12	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi orizzontali								
Q.ta +13.40 m	5510	80	IPE 450	42	99	99	0	99
Elementi orizzontali								
Q.ta +17.20 m	5991	80	IPE 450	27	93	93	72	93
Elementi orizzontali								
Q.ta +21.00 m	6891	47	IPE 400	50	121	121	0	121
Elementi orizzontali								
Q.ta +24.80 m	7695	47	IPE 400	45	120	120	96	120
Elementi orizzontali								
Q.ta +28.60 m	7696	47	IPE 400	36	83	83	0	83

Le travi tra i fili B' ed E:

Telaio 12	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi orizzontali	5614	80	IPE 450	21	69	69	0	69
Q.ta +13.40 m								
Elementi orizzontali	6041	80	IPE 450	21	58	58	44	58
Q.ta +17.20 m								
Elementi orizzontali	6941	47	IPE 400	38	74	74	0	74
Q.ta +21.00 m								
Elementi orizzontali	7701	47	IPE 400	26	77	77	59	77
Q.ta +24.80 m								
Elementi orizzontali	7702	47	IPE 400	27	52	52	0	52
Q.ta +28.60 m								

Pilastri del filo A':

Telaio 12	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali	5446	73	HEB 280	2	62	62	75	75
Da +8.40 a +13.40 m								
Elementi verticali	6292	78	HEA 280	31	104	104	74	104
Da +13.40 a +17.20 m								
Elementi verticali	6451	78	HEA 280	28	88	88	60	88
Da +17.20 a +21.00 m								
Elementi verticali	6452	78	HEA 280	30	84	84	51	84
Da +21.00 a 24.80 m								
Elementi verticali	6453	78	HEA 280	24	67	67	37	67
Da +24.80 a 28.60 m								

Pilastri del filo B':

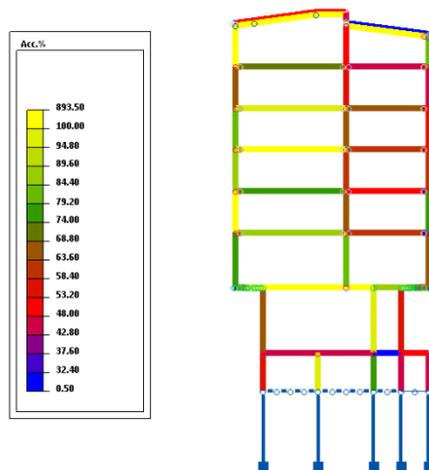
Telaio 12	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali								
Da +8.40 a +13.40 m	5486	77	HEB 320	4	60	60	74	74
Elementi verticali								
Da +13.40 a +17.20 m	6332	68	HEB 300	9	62	62	61	62
Elementi verticali								
Da +17.20 a +21.00 m	6549	73	HEB 280	10	58	58	56	58
Elementi verticali								
Da +21.00 a 24.80 m	6589	78	HEA 280	13	64	64	56	64
Elementi verticali								
Da +24.80 a 28.60 m	6629	79	HEA 240	12	55	55	46	55

Pilastri del filo E:

Telaio 12	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali	5569	74	HEB 260	4	51	51	57	57
Da +8.40 a +13.40 m								
Elementi verticali	6373	46	HEA 260	19	72	72	55	72
Da +13.40 a +17.20 m								
Elementi verticali	6691	46	HEA 260	17	60	60	44	60
Da +17.20 a +21.00 m								
Elementi verticali	6692	46	HEA 260	19	57	57	37	57
Da +21.00 a 24.80 m								
Elementi verticali	6693	46	HEA 260	16	48	48	28	48
Da +24.80 a 28.60 m								

# Telaio 11

Piano per 3 punti



Telaio 11

Questo è un telaio dispari: abbiamo i fili A', A, B, B', C, D ed E.

Comportamento analogo al telaio 15.

Le Travi tra i fili A' e B':

Telaio 11	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi orizzontali	5841	80	IPE 450	40	85	85	0	85
Q.ta +13.40 m								
Elementi orizzontali	6190	80	IPE 450	26	79	79	61	79
Q.ta +17.20 m								
Elementi orizzontali	7088	47	IPE 400	47	101	101	0	101
Q.ta +21.00 m								
Elementi orizzontali	7693	47	IPE 400	44	100	100	81	100
Q.ta +24.80 m								
Elementi orizzontali	7694	47	IPE 400	34	70	70	0	70
Q.ta +28.60 m								

Le travi tra i fili B' ed E:

Telaio 11	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi orizzontali	5836	80	IPE 450	32	59	59	0	59
Q.ta +13.40 m								
Elementi orizzontali	6185	80	IPE 450	20	49	49	38	49
Q.ta +17.20 m								
Elementi orizzontali	7083	47	IPE 400	36	62	63	0	63
Q.ta +21.00 m								
Elementi orizzontali	7685	47	IPE 400	25	65	65	50	65
Q.ta +24.80 m								
Elementi orizzontali	7686	47	IPE 400	26	44	44	0	44
Q.ta +28.60 m								

Pilastri del filo A':

Telaio 11	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali	5447	73	HEB 280	2	60	60	74	74
Da +8.40 a +13.40 m								
Elementi verticali	6291	78	HEA 280	30	102	102	72	102
Da +13.40 a +17.20 m								
Elementi verticali	6448	78	HEA 280	28	87	87	59	87
Da +17.20 a +21.00 m								
Elementi verticali	6449	78	HEA 280	30	83	83	50	83
Da +21.00 a 24.80 m								
Elementi verticali	6450	78	HEA 280	24	66	66	36	66
Da +24.80 a 28.60 m								

Pilastri del filo B':

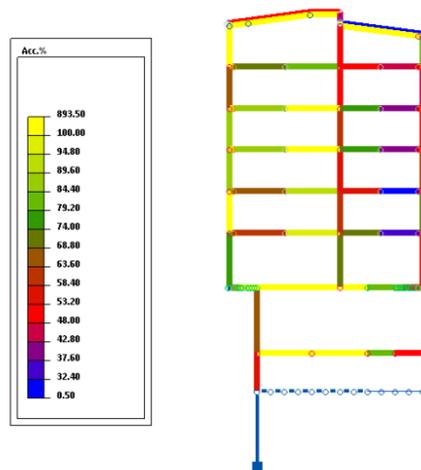
Telaio 11	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali								
Da +8.40 a +13.40 m	5487	77	HEB 320	4	67	67	80	80
Elementi verticali								
Da +13.40 a +17.20 m	6331	68	HEB 300	9	63	63	64	64
Elementi verticali								
Da +17.20 a +21.00 m	6548	73	HEB 280	9	60	60	59	60
Elementi verticali								
Da +21.00 a 24.80 m	6588	78	HEA 280	13	65	65	59	65
Elementi verticali								
Da +24.80 a 28.60 m	6628	79	HEA 240	11	55	55	48	55

Pilastri del filo E:

Telaio 11	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali	5570	74	HEB 260	6	62	62	65	65
Da +8.40 a +13.40 m								
Elementi verticali	6372	46	HEA 260	17	74	74	58	74
Da +13.40 a +17.20 m								
Elementi verticali	6688	46	HEA 260	16	60	60	46	60
Da +17.20 a +21.00 m								
Elementi verticali	6689	46	HEA 260	18	57	57	39	57
Da +21.00 a 24.80 m								
Elementi verticali	6690	46	HEA 260	15	47	47	29	47
Da +24.80 a 28.60 m								

## Telaio 10

Piano per 3 punti



Telaio 10

Questo è un telaio pari, abbiamo solo i fili A', A, B' ed E.

Comportamento analogo al telaio 16.

Le Travi tra i fili A' e B':

Telaio 10	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi orizzontali	5765	80	IPE 450	36	62	62	0	62
Q.ta +13.40 m	5839	80	IPE 450	41	96	97	0	97
Elementi orizzontali	6191	80	IPE 450	27	64	64	49	64
Q.ta +17.20 m	6194	80	IPE 450	26	91	91	69	91
Elementi orizzontali	7089	47	IPE 400	45	86	86	0	86
Q.ta +21.00 m	7092	47	IPE 400	50	119	119	0	119
Elementi orizzontali	7669	47	IPE 400	34	85	85	65	85
Q.ta +24.80 m	7671	47	IPE 400	32	117	118	90	118
Elementi orizzontali	7670	47	IPE 400	35	72	72	0	72
Q.ta +28.60 m	7672	47	IPE 400	36	82	82	0	82

Le travi tra i fili B' ed E:

Telaio 10	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi orizzontali	5756	80	IPE 450	34	69	70	0	70
Q.ta +13.40 m	5835	80	IPE 450	21	36	36	0	36
Elementi orizzontali	6193	80	IPE 450	23	58	58	44	58
Q.ta +17.20 m	6195	80	IPE 450	23	31	32	24	32
Elementi orizzontali	7091	47	IPE 400	38	75	75	0	75
Q.ta +21.00 m	7093	47	IPE 400	26	40	42	0	42
Elementi orizzontali	7673	47	IPE 400	25	77	77	58	77
Q.ta +24.80 m	7677	47	IPE 400	26	40	42	31	42
Elementi orizzontali	7674	47	IPE 400	27	51	51	0	51
Q.ta +28.60 m	7678	47	IPE 400	26	43	43	0	43

Pilastri del filo A':

Telaio 10	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali	5448	73	HEB 280	3	64	64	76	76
Da +8.40 a +13.40 m								
Elementi verticali	6290	78	HEA 280	31	105	105	74	105
Da +13.40 a +17.20 m								
Elementi verticali	6445	78	HEA 280	29	90	90	61	90
Da +17.20 a +21.00 m								
Elementi verticali	6446	78	HEA 280	31	85	85	52	85
Da +21.00 a 24.80 m								
Elementi verticali	6447	78	HEA 280	25	69	69	37	69
Da +24.80 a 28.60 m								

Pilastri del filo B':

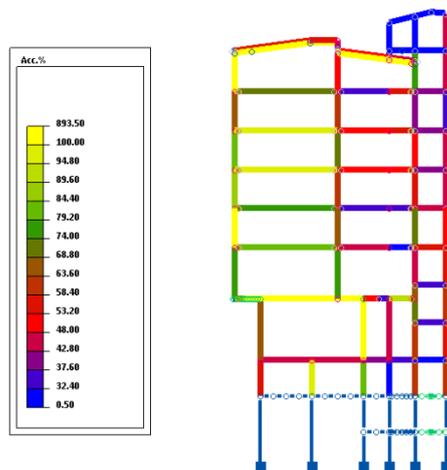
Telaio 10	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali								
Da +8.40 a +13.40 m	5488	77	HEB 320	3	58	58	73	73
Elementi verticali								
Da +13.40 a +17.20 m	6330	68	HEB 300	9	61	61	61	61
Elementi verticali								
Da +17.20 a +21.00 m	6547	73	HEB 280	9	57	57	55	57
Elementi verticali								
Da +21.00 a 24.80 m	6587	78	HEA 280	13	62	62	55	62
Elementi verticali								
Da +24.80 a 28.60 m	6627	79	HEA 240	11	52	52	45	52

Pilastri del filo E:

Telaio 10	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali	5571	74	HEB 260	4	53	53	57	57
Da +8.40 a +13.40 m								
Elementi verticali	6371	46	HEA 260	18	72	72	55	72
Da +13.40 a +17.20 m								
Elementi verticali	6685	46	HEA 260	17	59	59	44	59
Da +17.20 a +21.00 m								
Elementi verticali	6686	46	HEA 260	18	56	56	37	56
Da +21.00 a 24.80 m								
Elementi verticali	6687	46	HEA 260	15	46	47	28	47
Da +24.80 a 28.60 m								

## Telaio 9

Piano per 3 punti



Telaio 9

Questo è un telaio dispari: abbiamo i fili A', A, B, B', C, D, E ed F.

Comportamento analogo al telaio 17.

Le Travi tra i fili A' e B':

Telaio 9	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi orizzontali	5768	80	IPE 450	39	82	82	0	82
Q.ta +13.40 m								
Elementi orizzontali	6192	80	IPE 450	39	77	77	60	77
Q.ta +17.20 m								
Elementi orizzontali	7090	47	IPE 400	47	100	100	0	100
Q.ta +21.00 m								
Elementi orizzontali	7665	47	IPE 400	47	98	98	80	98
Q.ta +24.80 m								
Elementi orizzontali	7666	47	IPE 400	34	71	71	0	71
Q.ta +28.60 m								

Le travi tra i fili B' ed E:

Telaio 9	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi orizzontali	5761	80	IPE 450	29	45	45	0	45
Q.ta +13.40 m	5868	80	IPE 450	19	28	28	0	28
Elementi orizzontali	6273	80	IPE 450	23	35	37	27	37
Q.ta +17.20 m	6274	80	IPE 450	23	37	37	28	37
Elementi orizzontali	7171	47	IPE 400	23	48	48	0	48
Q.ta +21.00 m	7172	47	IPE 400	27	51	51	0	51
Elementi orizzontali	7659	47	IPE 400	23	51	51	40	51
Q.ta +24.80 m	7653	47	IPE 400	27	54	54	41	54
Elementi orizzontali	7660	47	IPE 400	24	35	35	0	35
Q.ta +28.60 m	7654	47	IPE 400	22	58	58	0	58

Pilastri del filo A':

Telaio 9	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali	5449	73	HEB 280	2	63	63	76	76
Da +8.40 a +13.40 m								
Elementi verticali	6289	78	HEA 280	30	103	103	74	103
Da +13.40 a +17.20 m								
Elementi verticali	6442	78	HEA 280	28	88	88	60	88
Da +17.20 a +21.00 m								
Elementi verticali	6443	78	HEA 280	30	84	84	51	84
Da +21.00 a 24.80 m								
Elementi verticali	6444	78	HEA 280	23	67	67	37	67
Da +24.80 a 28.60 m								

Pilastri del filo B':

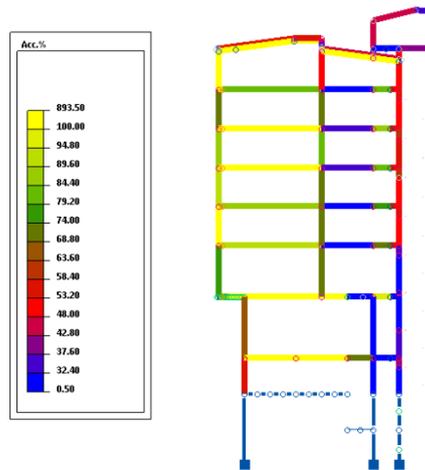
Telaio 9	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali								
Da +8.40 a +13.40 m	5489	77	HEB 320	5	64	64	76	76
Elementi verticali								
Da +13.40 a +17.20 m	6329	68	HEB 300	12	68	68	63	68
Elementi verticali								
Da +17.20 a +21.00 m	6546	73	HEB 280	12	63	63	58	63
Elementi verticali								
Da +21.00 a 24.80 m	6586	78	HEA 280	16	72	72	60	72
Elementi verticali								
Da +24.80 a 28.60 m	6626	79	HEA 240	14	61	61	49	61

Pilastri del filo E:

Telaio 9	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali	5572	74	HEB 260	6	64	64	42	64
Da +8.40 a +13.40 m	9240	74	HEB 260	2	41	41	45	45
Elementi verticali								
Da +13.40 a +17.20 m	6370	46	HEA 260	18	73	73	52	73
Elementi verticali								
Da +17.20 a +21.00 m	6682	46	HEA 260	17	57	57	38	57
Elementi verticali								
Da +21.00 a 24.80 m	6683	46	HEA 260	18	51	51	29	51
Elementi verticali								
Da +24.80 a 28.60 m	6684	46	HEA 260	16	41	41	19	41

## Telaio 8

Piano per 3 punti



Telaio 8

Questo è un telaio pari, abbiamo solo i fili A', A, B', D ed E.

Comportamento analogo al telaio 18.

Le Travi tra i fili A' e B':

Telaio 8	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi orizzontali								
Q.ta +13.40 m	5764	80	IPE 450	36	93	93	0	93
Elementi orizzontali								
Q.ta +17.20 m	6181	80	IPE 450	28	85	85	66	85
Elementi orizzontali								
Q.ta +21.00 m	7079	47	IPE 400	49	113	113	0	113
Elementi orizzontali								
Q.ta +24.80 m	7641	47	IPE 400	49	109	109	88	109
Elementi orizzontali								
Q.ta +28.60 m	7642	47	IPE 400	36	82	82	0	82

Le travi tra i fili B' ed E:

Telaio 8	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi orizzontali	5757	80	IPE 450	17	25	25	0	25
Q.ta +13.40 m	5867	80	IPE 450	23	73	73	0	73
Elementi orizzontali	6272	80	IPE 450	21	24	24	0	24
Q.ta +17.20 m	6275	80	IPE 450	23	75	75	0	75
Elementi orizzontali	7170	47	IPE 400	23	29	33	0	33
Q.ta +21.00 m	7173	47	IPE 400	26	84	84	0	84
Elementi orizzontali	7643	47	IPE 400	23	35	37	0	37
Q.ta +24.80 m	7645	47	IPE 400	26	85	85	0	85
Elementi orizzontali	7644	47	IPE 400	16	22	25	0	25
Q.ta +28.60 m	7646	47	IPE 400	21	83	83	0	83

Pilastri del filo A':

Telaio 8	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali	5450	73	HEB 280	1	61	61	77	77
Da +8.40 a +13.40 m								
Elementi verticali	6288	78	HEA 280	32	109	109	77	109
Da +13.40 a +17.20 m								
Elementi verticali	6439	78	HEA 280	29	91	91	62	91
Da +17.20 a +21.00 m								
Elementi verticali	6440	78	HEA 280	31	88	88	53	88
Da +21.00 a 24.80 m								
Elementi verticali	6441	78	HEA 280	25	71	71	39	71
Da +24.80 a 28.60 m								

N.B.

Dall'analisi elastica si evince che, i pilastri del filo A' che vanno da quota 8, 40 m a quota 13,40 m, questo discorso si estende a tutti i telai, hanno uno sfruttamento in termini di instabilità maggiore di tutti gli altri; quindi, andremo a verificare se l'instabilità impedisce la colonna di lavorare a uno sfruttamento maggiore. L'asta analizzata è la 5450, vedasi capitolo elementi presso – inflessi. È importante notare che questi valori sono stati ottenuti dal software di calcolo con un'analisi elastica considerando le azioni allo stato limite ultimo. I valori ottenuti saranno confrontati con i valori ottenuti dalle verifiche complete fatte a mano e vedremo se ci sarà coerenza.

Pilastri del filo B':

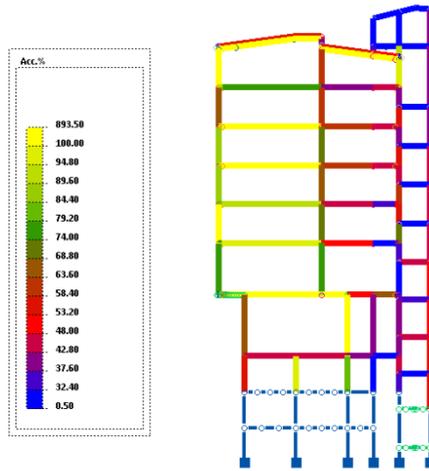
Telaio 8	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali								
Da +8.40 a +13.40 m	5490	77	HEB 320	10	68	68	70	70
Elementi verticali								
Da +13.40 a +17.20 m	6328	68	HEB 300	19	74	74	61	74
Elementi verticali								
Da +17.20 a +21.00 m	6545	73	HEB 280	18	70	70	56	70
Elementi verticali								
Da +21.00 a 24.80 m	6585	78	HEA 280	23	81	81	59	81
Elementi verticali								
Da +24.80 a 28.60 m	6625	79	HEA 240	20	73	73	50	73

Pilastri del filo E:

Telaio 8	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali	9339	74	HEB 260	1	20	20	11	20
Da +8.40 a +13.40 m	9369	74	HEB 260	11	37	37	0	37
Elementi verticali	6369	46	HEA 260	3	50	50	24	50
Da +13.40 a +17.20 m	9386	46	HEA 260	4	57	57	27	57
Elementi verticali	6679	46	HEA 260	3	52	52	27	52
Da +17.20 a +21.00 m	9403	46	HEA 260	4	61	61	29	61
Elementi verticali	6680	46	HEA 260	3	53	53	27	53
Da +21.00 a 24.80 m	9418	46	HEA 260	4	62	62	29	62
Elementi verticali	6681	46	HEA 260	2	51	51	26	51
Da +24.80 a 28.60 m	9434	46	HEA 260	3	58	58	27	58

## Telaio 7

Piano per 3 punti



Telaio 7

Questo è un telaio dispari: abbiamo i fili A', A, B, B', C, D, E ed F.

Comportamento analogo al telaio 19.

Le Travi tra i fili A' e B':

Telaio 7	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi orizzontali								
Q.ta +13.40 m	5505	80	IPE 450	42	96	96	0	96
Elementi orizzontali								
Q.ta +17.20 m	5990	80	IPE 450	37	92	92	71	92
Elementi orizzontali								
Q.ta +21.00 m	6890	47	IPE 400	50	119	119	0	119
Elementi orizzontali								
Q.ta +24.80 m	7635	47	IPE 400	45	116	116	94	116
Elementi orizzontali								
Q.ta +28.60 m	7636	47	IPE 400	35	78	78	0	78

Le travi tra i fili B' ed E:

Telaio 7	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi orizzontali	5594	80	IPE 450	31	53	53	0	53
Q.ta +13.40 m	5866	80	IPE 450	19	30	30	0	30
Elementi orizzontali	6270	80	IPE 450	29	43	43	0	43
Q.ta +17.20 m	6271	80	IPE 450	21	34	34	0	34
Elementi orizzontali	7168	47	IPE 400	35	59	59	0	59
Q.ta +21.00 m	7169	47	IPE 400	25	43	43	0	43
Elementi orizzontali	7633	47	IPE 400	36	63	63	48	63
Q.ta +24.80 m	7631	47	IPE 400	24	44	44	34	44
Elementi orizzontali	7634	47	IPE 400	25	39	39	0	39
Q.ta +28.60 m	7632	47	IPE 400	21	45	45	0	45

Pilastri del filo A':

Telaio 7	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali	5451	73	HEB 280	3	64	64	75	75
Da +8.40 a +13.40 m								
Elementi verticali	6287	78	HEA 280	30	103	103	73	103
Da +13.40 a +17.20 m								
Elementi verticali	6436	78	HEA 280	28	88	88	60	88
Da +17.20 a +21.00 m								
Elementi verticali	6437	78	HEA 280	30	85	85	51	85
Da +21.00 a 24.80 m								
Elementi verticali	6438	78	HEA 280	24	68	68	38	68
Da +24.80 a 28.60 m								

Pilastri del filo B':

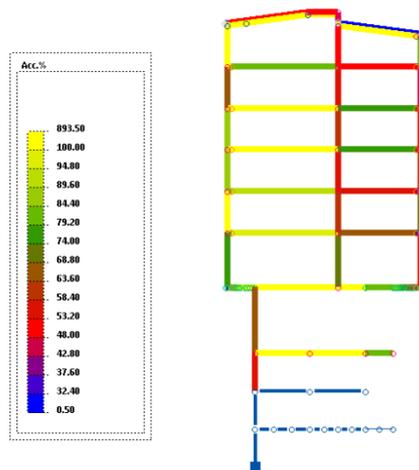
Telaio 7	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali								
Da +8.40 a +13.40 m	5491	77	HEB 320	5	64	64	76	76
Elementi verticali								
Da +13.40 a +17.20 m	6327	68	HEB 300	13	69	69	64	69
Elementi verticali								
Da +17.20 a +21.00 m	6544	73	HEB 280	13	64	64	58	64
Elementi verticali								
Da +21.00 a 24.80 m	6584	78	HEA 280	17	72	72	59	72
Elementi verticali								
Da +24.80 a 28.60 m	6624	79	HEA 240	14	60	60	48	60

Pilastri del filo E:

Telaio 7	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali	5574	74	HEB 260	1	25	25	28	28
Da +8.40 a +13.40 m	9206	74	HEB 260	2	36	36	35	36
Elementi verticali	6368	46	HEA 260	18	71	71	51	71
Da +13.40 a +17.20 m	9207	46	HEA 260	17	54	54	47	54
Elementi verticali	6676	46	HEA 260	17	62	62	42	62
Da +17.20 a +21.00 m	9208	46	HEA 260	17	47	47	40	47
Elementi verticali	6677	46	HEA 260	18	56	56	35	56
Da +21.00 a 24.80 m	9209	46	HEA 260	18	42	42	34	42
Elementi verticali	6678	46	HEA 260	15	56	56	0	56
Da +24.80 a 28.60 m	9210	46	HEA 260	16	42	42	0	42

## Telaio 6

Piano per 3 punti



Telaio 6

Questo è un telaio pari, abbiamo solo i fili A', A, B' ed E

Comportamento analogo al telaio 14.

Le Travi tra i fili A' e B':

Telaio 6	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi orizzontali								
Q.ta +13.40 m	5504	80	IPE 450	42	97	97	0	97
Elementi orizzontali								
Q.ta +17.20 m	5989	80	IPE 450	41	92	92	72	92
Elementi orizzontali								
Q.ta +21.00 m	6889	47	IPE 400	50	120	120	0	120
Elementi orizzontali								
Q.ta +24.80 m	7621	47	IPE 400	50	119	119	97	119
Elementi orizzontali								
Q.ta +28.60 m	7622	47	IPE 400	36	83	83	0	83

Le travi tra i fili B' ed E:

Telaio 6	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi orizzontali	5593	80	IPE 450	34	69	69	0	69
Q.ta +13.40 m								
Elementi orizzontali	6025	80	IPE 450	32	58	58	45	58
Q.ta +17.20 m								
Elementi orizzontali	6925	47	IPE 400	38	75	75	0	75
Q.ta +21.00 m								
Elementi orizzontali	7625	47	IPE 400	38	77	77	60	77
Q.ta +24.80 m								
Elementi orizzontali	7626	47	IPE 400	27	52	52	0	52
Q.ta +28.60 m								

Pilastri del filo A':

Telaio 6	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali	5452	73	HEB 280	3	63	63	75	75
Da +8.40 a +13.40 m								
Elementi verticali	6286	78	HEA 280	31	105	105	74	105
Da +13.40 a +17.20 m								
Elementi verticali	6433	78	HEA 280	29	89	89	60	89
Da +17.20 a +21.00 m								
Elementi verticali	6434	78	HEA 280	31	85	85	51	85
Da +21.00 a 24.80 m								
Elementi verticali	6435	78	HEA 280	24	67	67	38	67
Da +24.80 a 28.60 m								

Pilastri del filo B':

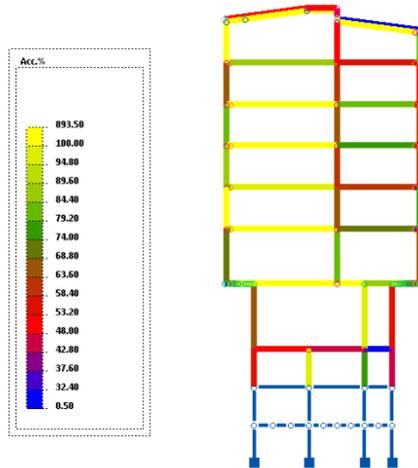
Telaio 6	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali								
Da +8.40 a +13.40 m	5492	77	HEB 320	3	57	57	72	72
Elementi verticali								
Da +13.40 a +17.20 m	6326	68	HEB 300	9	61	61	60	61
Elementi verticali								
Da +17.20 a +21.00 m	6543	73	HEB 280	9	57	57	55	57
Elementi verticali								
Da +21.00 a 24.80 m	6583	78	HEA 280	13	63	63	56	63
Elementi verticali								
Da +24.80 a 28.60 m	6623	79	HEA 240	12	55	55	46	55

Pilastri del filo E:

Telaio 6	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali	5575	74	HEB 260	4	52	52	57	57
Da +8.40 a +13.40 m								
Elementi verticali	6367	46	HEA 260	19	71	71	54	71
Da +13.40 a +17.20 m								
Elementi verticali	6673	46	HEA 260	17	59	59	43	59
Da +17.20 a +21.00 m								
Elementi verticali	6674	46	HEA 260	19	57	57	37	57
Da +21.00 a 24.80 m								
Elementi verticali	6675	46	HEA 260	16	48	48	28	48
Da +24.80 a 28.60 m								

## Telaio 5

Piano per 3 punti



Telaio 5

Questo è un telaio dispari: abbiamo i fili A', A, B, B', C, D, ed E.

Comportamento analogo al telaio 13.

Le Travi tra i fili A' e B':

Telaio 5	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi orizzontali								
Q.ta +13.40 m	5503	80	IPE 450	42	103	103	0	103
Elementi orizzontali								
Q.ta +17.20 m	5988	80	IPE 450	27	97	97	74	97
Elementi orizzontali								
Q.ta +21.00 m	6888	47	IPE 400	50	124	124	0	124
Elementi orizzontali								
Q.ta +24.80 m	7617	47	IPE 400	44	123	123	99	123
Elementi orizzontali								
Q.ta +28.60 m	7618	47	IPE 400	37	86	86	0	86

Le travi tra i fili B' ed E:

Telaio 5	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi orizzontali	5592	80	IPE 450	34	72	72	0	72
Q.ta +13.40 m								
Elementi orizzontali	6024	80	IPE 450	21	61	61	47	61
Q.ta +17.20 m								
Elementi orizzontali	6924	47	IPE 400	39	78	78	0	78
Q.ta +21.00 m								
Elementi orizzontali	7613	47	IPE 400	26	80	80	61	80
Q.ta +24.80 m								
Elementi orizzontali	7614	47	IPE 400	28	54	54	0	54
Q.ta +28.60 m								

Pilastri del filo A':

Telaio 5	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali	5453	73	HEB 280	2	60	60	73	73
Da +8.40 a +13.40 m								
Elementi verticali	6285	78	HEA 280	30	101	101	72	101
Da +13.40 a +17.20 m								
Elementi verticali	6430	78	HEA 280	27	86	86	58	86
Da +17.20 a +21.00 m								
Elementi verticali	6431	78	HEA 280	29	82	82	50	82
Da +21.00 a 24.80 m								
Elementi verticali	6432	78	HEA 280	23	65	65	36	65
Da +24.80 a 28.60 m								

Pilastri del filo B':

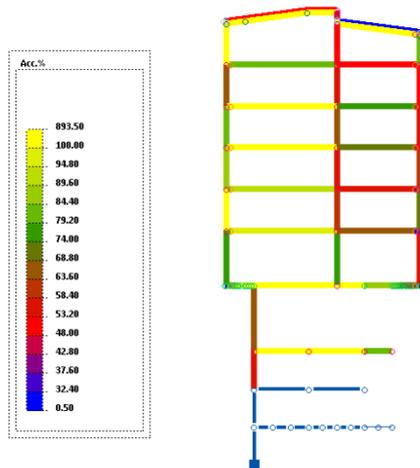
Telaio 5	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali								
Da +8.40 a +13.40 m	5493	77	HEB 320	5	67	67	80	80
Elementi verticali								
Da +13.40 a +17.20 m	6325	68	HEB 300	9	64	64	64	64
Elementi verticali								
Da +17.20 a +21.00 m	6542	73	HEB 280	10	61	61	59	61
Elementi verticali								
Da +21.00 a 24.80 m	6582	78	HEA 280	13	67	67	60	67
Elementi verticali								
Da +24.80 a 28.60 m	6622	79	HEA 240	12	59	59	50	59

Pilastri del filo E:

Telaio 5	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali	5576	74	HEB 260	6	62	62	65	65
Da +8.40 a +13.40 m								
Elementi verticali	6366	46	HEA 260	19	77	77	60	77
Da +13.40 a +17.20 m								
Elementi verticali	6670	46	HEA 260	17	62	62	47	62
Da +17.20 a +21.00 m								
Elementi verticali	6671	46	HEA 260	19	58	59	40	59
Da +21.00 a 24.80 m								
Elementi verticali	6672	46	HEA 260	16	49	49	30	49
Da +24.80 a 28.60 m								

## Telaio 4

Piano per 3 punti



Telaio 4

Questo è un telaio pari, abbiamo solo i fili A', A, B' ed E

Comportamento analogo al telaio 12.

Le Travi tra i fili A' e B':

Telaio 4	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi orizzontali								
Q.ta +13.40 m	5502	80	IPE 450	36	99	99	0	99
Elementi orizzontali								
Q.ta +17.20 m	5987	80	IPE 450	27	93	93	72	93
Elementi orizzontali								
Q.ta +21.00 m	6887	47	IPE 400	50	121	121	0	121
Elementi orizzontali								
Q.ta +24.80 m	7605	47	IPE 400	33	120	120	96	120
Elementi orizzontali								
Q.ta +28.60 m	7606	47	IPE 400	36	83	83	0	83

Le travi tra i fili B' ed E:

Telaio 4	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi orizzontali	5591	80	IPE 450	34	68	68	0	68
Q.ta +13.40 m								
Elementi orizzontali	6023	80	IPE 450	21	57	57	44	57
Q.ta +17.20 m								
Elementi orizzontali	6923	47	IPE 400	38	74	74	0	74
Q.ta +21.00 m								
Elementi orizzontali	7609	47	IPE 400	26	76	76	59	76
Q.ta +24.80 m								
Elementi orizzontali	7610	47	IPE 400	27	51	51	0	51
Q.ta +28.60 m								

Pilastri del filo A':

Telaio 4	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali	5454	73	HEB 280	2	62	62	75	75
Da +8.40 a +13.40 m								
Elementi verticali	6284	78	HEA 280	31	104	104	74	104
Da +13.40 a +17.20 m								
Elementi verticali	6427	78	HEA 280	28	88	88	60	88
Da +17.20 a +21.00 m								
Elementi verticali	6428	78	HEA 280	30	84	84	51	84
Da +21.00 a 24.80 m								
Elementi verticali	6429	78	HEA 280	24	67	67	37	67
Da +24.80 a 28.60 m								

Pilastri del filo B':

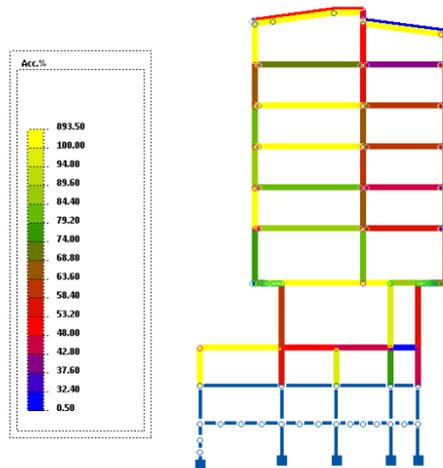
Telaio 4	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali								
Da +8.40 a +13.40 m	5494	77	HEB 320	4	60	60	74	74
Elementi verticali								
Da +13.40 a +17.20 m	6324	68	HEB 300	10	62	62	61	62
Elementi verticali								
Da +17.20 a +21.00 m	6541	73	HEB 280	10	58	58	56	58
Elementi verticali								
Da +21.00 a 24.80 m	6581	78	HEA 280	14	65	65	57	65
Elementi verticali								
Da +24.80 a 28.60 m	6621	79	HEA 240	12	56	56	47	56

Pilastri del filo E:

Telaio 4	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali	5577	74	HEB 260	4	51	51	57	57
Da +8.40 a +13.40 m								
Elementi verticali	6365	46	HEA 260	19	73	73	55	73
Da +13.40 a +17.20 m								
Elementi verticali	6667	46	HEA 260	17	60	60	45	60
Da +17.20 a +21.00 m								
Elementi verticali	6668	46	HEA 260	19	58	58	38	58
Da +21.00 a 24.80 m								
Elementi verticali	6669	46	HEA 260	16	49	49	29	49
Da +24.80 a 28.60 m								

## Telaio 3

Piano per 3 punti



Telaio 3

Questo è un telaio dispari: abbiamo i fili I, A', A, B, B', C, D, ed E.

Comportamento analogo al telaio 11.

Le Travi tra i fili A' e B':

Telaio 3	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi orizzontali	5778	80	IPE 450	40	85	85	0	85
Q.ta +13.40 m								
Elementi orizzontali	6139	80	IPE 450	26	80	80	61	80
Q.ta +17.20 m								
Elementi orizzontali	7037	47	IPE 400	47	102	103	0	103
Q.ta +21.00 m								
Elementi orizzontali	7603	47	IPE 400	32	101	101	82	101
Q.ta +24.80 m								
Elementi orizzontali	7604	47	IPE 400	34	70	70	0	70
Q.ta +28.60 m								

Le travi tra i fili B' ed E:

Telaio 3	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi orizzontali	5771	80	IPE 450	23	58	58	0	58
Q.ta +13.40 m								
Elementi orizzontali	6131	80	IPE 450	23	48	48	36	48
Q.ta +17.20 m								
Elementi orizzontali	7031	47	IPE 400	25	60	60	0	60
Q.ta +21.00 m								
Elementi orizzontali	7595	47	IPE 400	25	62	62	48	62
Q.ta +24.80 m								
Elementi orizzontali	7596	47	IPE 400	25	42	42	0	42
Q.ta +28.60 m								

Pilastri del filo A':

Telaio 3	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali	5455	73	HEB 280	2	61	61	75	75
Da +8.40 a +13.40 m								
Elementi verticali	6283	78	HEA 280	30	102	102	73	102
Da +13.40 a +17.20 m								
Elementi verticali	6424	78	HEA 280	27	86	86	59	86
Da +17.20 a +21.00 m								
Elementi verticali	6425	78	HEA 280	29	82	82	50	82
Da +21.00 a 24.80 m								
Elementi verticali	6426	78	HEA 280	23	65	65	36	65
Da +24.80 a 28.60 m								

Pilastri del filo B':

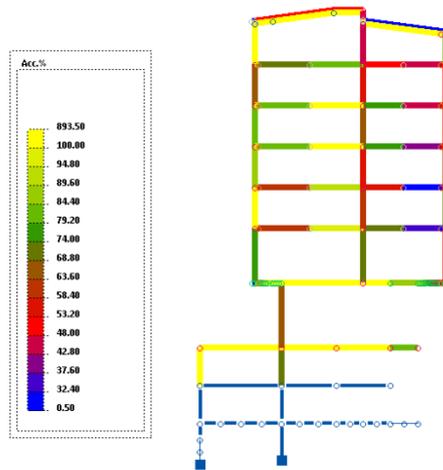
Telaio 3	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali								
Da +8.40 a +13.40 m	5495	77	HEB 320	4	68	68	80	80
Elementi verticali								
Da +13.40 a +17.20 m	6323	68	HEB 300	9	65	65	64	65
Elementi verticali								
Da +17.20 a +21.00 m	6540	73	HEB 280	10	61	61	59	61
Elementi verticali								
Da +21.00 a 24.80 m	6580	78	HEA 280	14	68	68	60	68
Elementi verticali								
Da +24.80 a 28.60 m	6620	79	HEA 240	12	58	58	50	58

Pilastri del filo E:

Telaio 3	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali	5578	74	HEB 260	6	63	63	65	65
Da +8.40 a +13.40 m								
Elementi verticali	6364	46	HEA 260	19	76	76	59	76
Da +13.40 a +17.20 m								
Elementi verticali	6664	46	HEA 260	17	62	62	47	62
Da +17.20 a +21.00 m								
Elementi verticali	6665	46	HEA 260	19	59	59	40	59
Da +21.00 a 24.80 m								
Elementi verticali	6666	46	HEA 260	16	49	49	30	49
Da +24.80 a 28.60 m								

## Telaio 2

Piano per 3 punti



Telaio 2

Questo è un telaio pari, abbiamo solo i fili I, A', A, B' ed E

Comportamento analogo al telaio 10.

Le Travi tra i fili A' e B':

Telaio 2	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi orizzontali	5500	80	IPE 450	36	62	62	0	62
Q.ta +13.40 m	5782	80	IPE 450	42	98	98	0	98
Elementi orizzontali	6142	80	IPE 450	27	63	63	48	63
Q.ta +17.20 m	6143	80	IPE 450	26	93	93	70	93
Elementi orizzontali	7040	47	IPE 400	45	84	84	0	84
Q.ta +21.00 m	7041	47	IPE 400	50	121	121	0	121
Elementi orizzontali	7579	47	IPE 400	33	83	83	63	83
Q.ta +24.80 m	7581	47	IPE 400	32	119	120	91	120
Elementi orizzontali	7580	47	IPE 400	35	71	71	0	71
Q.ta +28.60 m	7582	47	IPE 400	36	83	83	0	83

Le travi tra i fili B' ed E:

Telaio 2	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi orizzontali	5589	80	IPE 450	23	69	69	0	69
Q.ta +13.40 m	5775	80	IPE 450	20	36	36	0	36
Elementi orizzontali	6134	80	IPE 450	23	58	58	44	58
Q.ta +17.20 m	6135	80	IPE 450	23	31	32	23	32
Elementi orizzontali	7033	47	IPE 400	38	74	74	0	74
Q.ta +21.00 m	7034	47	IPE 400	26	41	43	0	43
Elementi orizzontali	7583	47	IPE 400	25	76	76	57	76
Q.ta +24.80 m	7587	47	IPE 400	26	42	43	32	43
Elementi orizzontali	7584	47	IPE 400	27	51	51	0	51
Q.ta +28.60 m	7588	47	IPE 400	26	43	43	0	43

Pilastri del filo A':

Telaio 2	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali	5456	73	HEB 280	3	64	64	76	76
Da +8.40 a +13.40 m								
Elementi verticali	6282	78	HEA 280	31	105	105	74	105
Da +13.40 a +17.20 m								
Elementi verticali	6421	78	HEA 280	28	88	88	60	88
Da +17.20 a +21.00 m								
Elementi verticali	6422	78	HEA 280	30	84	84	51	84
Da +21.00 a 24.80 m								
Elementi verticali	6423	78	HEA 280	24	67	67	37	67
Da +24.80 a 28.60 m								

Pilastri del filo B':

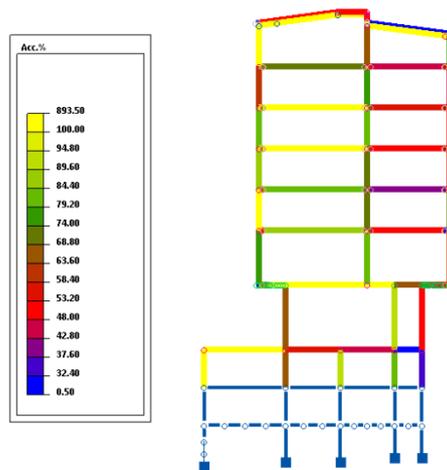
Telaio 2	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali								
Da +8.40 a +13.40 m	5496	77	HEB 320	3	57	57	73	73
Elementi verticali								
Da +13.40 a +17.20 m	6322	68	HEB 300	9	62	62	60	62
Elementi verticali								
Da +17.20 a +21.00 m	6539	73	HEB 280	10	58	58	56	58
Elementi verticali								
Da +21.00 a 24.80 m	6579	78	HEA 280	14	65	65	57	65
Elementi verticali								
Da +24.80 a 28.60 m	6619	79	HEA 240	12	57	57	47	57

Pilastri del filo E:

Telaio 2	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali	5579	74	HEB 260	4	54	54	58	58
Da +8.40 a +13.40 m								
Elementi verticali	6363	46	HEA 260	19	74	74	56	74
Da +13.40 a +17.20 m								
Elementi verticali	6661	46	HEA 260	17	60	60	45	60
Da +17.20 a +21.00 m								
Elementi verticali	6662	46	HEA 260	19	58	58	38	58
Da +21.00 a 24.80 m								
Elementi verticali	6663	46	HEA 260	16	49	49	29	49
Da +24.80 a 28.60 m								

# Telaio 1

Piano per 3 punti



Telaio 1

Questo è un telaio dispari: abbiamo i fili I, A', A, B, B', C, D, ed E.

Comportamento analogo al telaio 3.

Le Travi tra i fili A' e B':

Telaio 1	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi orizzontali	5779	80	IPE 450	40	87	87	0	87
Q.ta +13.40 m								
Elementi orizzontali	6141	80	IPE 450	35	82	82	64	82
Q.ta +17.20 m								
Elementi orizzontali	7039	47	IPE 400	48	104	105	0	105
Q.ta +21.00 m								
Elementi orizzontali	7575	47	IPE 400	48	103	103	83	103
Q.ta +24.80 m								
Elementi orizzontali	7576	47	IPE 400	35	72	72	0	72
Q.ta +28.60 m								

Le travi tra i fili B' ed E:

Telaio 1	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi orizzontali	5772	80	IPE 450	19	51	52	0	52
Q.ta +13.40 m								
Elementi orizzontali	6133	80	IPE 450	29	42	42	35	42
Q.ta +17.20 m								
Elementi orizzontali	7032	47	IPE 400	34	53	53	0	53
Q.ta +21.00 m								
Elementi orizzontali	7569	47	IPE 400	23	55	56	43	56
Q.ta +24.80 m								
Elementi orizzontali	7570	47	IPE 400	24	44	44	0	44
Q.ta +28.60 m								

Pilastri del filo A':

Telaio 1	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali	5457	73	HEB 280	1	61	61	76	76
Da +8.40 a +13.40 m								
Elementi verticali	6281	78	HEA 280	29	101	101	73	101
Da +13.40 a +17.20 m								
Elementi verticali	6418	78	HEA 280	26	85	85	58	85
Da +17.20 a +21.00 m								
Elementi verticali	6419	78	HEA 280	29	81	81	50	81
Da +21.00 a 24.80 m								
Elementi verticali	6420	78	HEA 280	22	63	63	36	63
Da +24.80 a 28.60 m								

Pilastri del filo B':

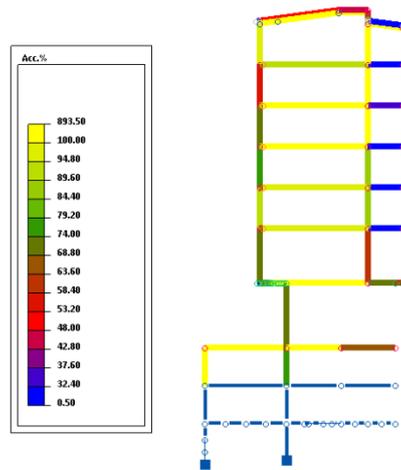
Telaio 1	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali								
Da +8.40 a +13.40 m	5497	77	HEB 320	5	77	77	83	83
Elementi verticali								
Da +13.40 a +17.20 m	6321	68	HEB 300	12	72	72	66	72
Elementi verticali								
Da +17.20 a +21.00 m	6538	73	HEB 280	12	72	72	62	72
Elementi verticali								
Da +21.00 a 24.80 m	6578	78	HEA 280	17	83	83	65	83
Elementi verticali								
Da +24.80 a 28.60 m	6618	79	HEA 240	15	78	78	57	78

Pilastri del filo E:

Telaio 1	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali	5580	74	HEB 260	4	60	60	58	60
Da +8.40 a +13.40 m								
Elementi verticali	6362	46	HEA 260	18	71	71	52	71
Da +13.40 a +17.20 m								
Elementi verticali	6658	46	HEA 260	16	56	56	40	56
Da +17.20 a +21.00 m								
Elementi verticali	6659	46	HEA 260	18	53	53	34	53
Da +21.00 a 24.80 m								
Elementi verticali	6660	46	HEA 260	15	45	45	26	45
Da +24.80 a 28.60 m								

# Telaio 1'

Piano per 3 punti



Telaio 1'

Le travi tra i fili A' e B':

Telaio 1'	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi orizzontali								
Q.ta +13.40 m	4409	80	IPE 450	39	99	99	0	99
Elementi orizzontali								
Q.ta +17.20 m	6405	80	IPE 450	35	97	97	76	97
Elementi orizzontali								
Q.ta +21.00 m	6416	47	IPE 400	47	124	124	0	124
Elementi orizzontali								
Q.ta +24.80 m	7198	47	IPE 400	47	122	122	98	122
Elementi orizzontali								
Q.ta +28.60 m	7193	47	IPE 400	35	92	92	0	92

Le travi tra il filo B' e il telaio y. Tali travi intersecano il telaio y in modo non ortogonale (vedere Piano Tipo). Inoltre, queste travi lavorano a un tasso di lavoro pressoché basso perché soggetti a un carico non particolarmente impegnativo perché siamo nella zona di estremità.

Telaio 1'	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi orizzontali	4277	80	IPE 450	16	29	29	0	29
Q.ta +13.40 m								
Elementi orizzontali	4281	80	IPE 450	11	16	17	0	17
Q.ta +17.20 m								
Elementi orizzontali	4285	47	IPE 400	16	23	23	0	23
Q.ta +21.00 m								
Elementi orizzontali	4289	47	IPE 400	17	33	33	0	33
Q.ta +24.80 m								
Elementi orizzontali	4293	47	IPE 400	12	20	20	0	20
Q.ta +28.60 m								

### Pilastri del filo A':

Telaio 1'	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali	4266	73	HEB 280	1	60	60	72	72
Da +8.40 a +13.40 m								
Elementi verticali	4268	78	HEA 280	26	93	93	67	93
Da +13.40 a +17.20 m								
Elementi verticali	4269	78	HEA 280	24	77	77	53	77
Da +17.20 a +21.00 m								
Elementi verticali	4270	78	HEA 280	26	73	73	45	73
Da +21.00 a 24.80 m								
Elementi verticali	4271	78	HEA 280	20	56	56	32	56
Da +24.80 a 28.60 m								

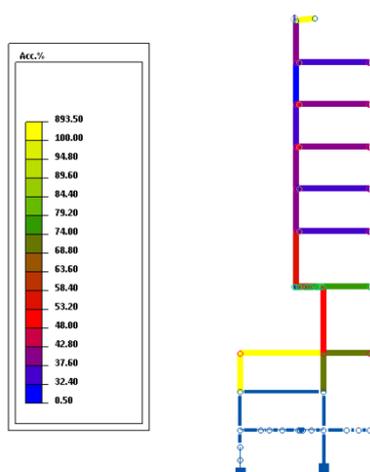
### Pilastri del filo B':

Telaio 1'	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali								
Da +8.40 a +13.40 m	4267	77	HEB 320	4	59	59	56	59
Elementi verticali								
Da +13.40 a +17.20 m	4272	68	HEB 300	22	87	87	57	87
Elementi verticali								
Da +17.20 a +21.00 m	4273	73	HEB 280	21	88	88	55	88
Elementi verticali								
Da +21.00 a 24.80 m	4274	78	HEA 280	28	112	112	64	112
Elementi verticali								
Da +24.80 a 28.60 m	4275	79	HEA 240	25	113	113	61	113

In questo caso non abbiamo i pilastri del filo E perché il telaio in esame si appoggia attraverso opportuni collegamenti alle travi posizionate tra il filo B' ed E del telaio y (vedere Piano Tipo).

### Telaio 1''

Piano per 3 punti



In questo caso abbiamo il filo I, A' ed A.

La travi ai vari piani da quota maggiore di 8,40 m vanno dal filo A' del telaio 1'' fino alle travi, dal filo A' e B', del telaio y, quindi le travi del telaio 1'' vanno a collegarsi alle travi del telaio y mediante un collegamento non ortogonale (vedere Piano Tipo).

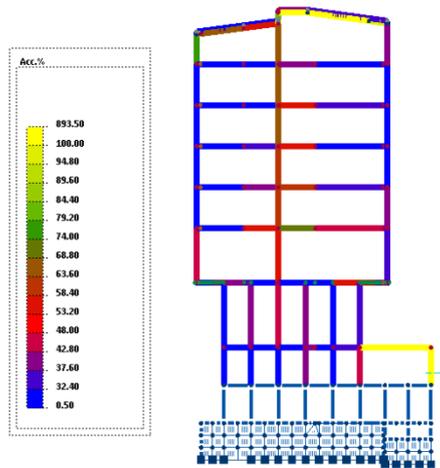
Telaio 1''	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi orizzontali	4408	80	IPE 450	23	37	37	0	37
Q.ta +13.40 m								
Elementi orizzontali	6404	80	IPE 450	18	36	36	0	36
Q.ta +17.20 m								
Elementi orizzontali	6415	47	IPE 400	23	41	41	0	41
Q.ta +21.00 m								
Elementi orizzontali	7197	47	IPE 400	23	43	43	35	43
Q.ta +24.80 m								
Elementi orizzontali	7192	47	IPE 400	17	34	34	30	34
Q.ta +28.60 m								

Pilastri del filo A'

Telaio 1''	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali	4308	73	HEB 280	2	43	43	54	54
Da +8.40 a +13.40 m								
Elementi verticali	4309	78	HEA 280	9	42	42	36	42
Da +13.40 a +17.20 m								
Elementi verticali	4310	78	HEA 280	11	41	41	32	41
Da +17.20 a +21.00 m								
Elementi verticali	4311	78	HEA 280	11	35	35	25	35
Da +21.00 a 24.80 m								
Elementi verticali	4312	78	HEA 280	10	28	28	18	28
Da +24.80 a 28.60 m								

# Telaio y

Assonometria : 0, 90



Telaio y

Questa volta i fili li leggiamo da destra verso sinistra perché stiamo guardando il telaio da corso S. Maurizio invece nei casi precedenti i telai erano visti da via Giuseppe Verdi. Spostandoci da destra verso sinistra abbiamo i fili I, A', A, A'' B, B', C, D ed E.

Le travi tra i fili A' e B' da quota maggiore di 8,40 m: osserviamo che non abbiamo uniformità di colore, quindi stesso sfruttamento. Questo perché in tali travi vanno a convergere le travi del telaio 1'' (vedere Piano Tipo). In questo caso osserviamo anche che abbiamo solo IPE 500 e non IPE 400 o IPE 450 come nei casi precedenti.

Telaio Y	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi orizzontali	4404	75	IPE 500	13	44	44	0	44
Q.ta +13.40 m	4316	75	IPE 500	21	73	73	0	73
Elementi orizzontali	6403	75	IPE 500	13	33	33	26	33
Q.ta +17.20 m	4318	75	IPE 500	21	62	62	46	62
Elementi orizzontali	6414	75	IPE 500	10	29	29	22	29
Q.ta +21.00 m	4323	75	IPE 500	22	56	56	42	56
Elementi orizzontali	7196	75	IPE 500	13	34	34	27	34
Q.ta +24.80 m	4325	75	IPE 500	22	53	53	45	53
Elementi orizzontali	7191	75	IPE 500	10	27	27	0	27
Q.ta +28.60 m	4329	75	IPE 500	17	42	42	0	42

Le travi tra i fili B' ed E: osserviamo che non abbiamo uniformità di colore, quindi stesso sfruttamento. Questo perché in tali travi vanno a convergere le travi del telaio 1' (vedere Piano Tipo). In questo caso osserviamo anche che abbiamo solo IPE 500 e non IPE 400 o IPE 450 come nei casi precedenti.

Telaio Y	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi orizzontali	4278	75	IPE 500	12	57	57	0	57
Q.ta +13.40 m	4406	75	IPE 500	7	19	19	0	19
Elementi orizzontali	4282	75	IPE 500	12	39	39	29	39
Q.ta +17.20 m	4283	75	IPE 500	7	12	12	0	12
Elementi orizzontali	4286	75	IPE 500	11	33	33	26	33
Q.ta +21.00 m	4287	75	IPE 500	7	14	14	0	14
Elementi orizzontali	4290	75	IPE 500	11	30	30	26	30
Q.ta +24.80 m	4291	75	IPE 500	7	14	14	15	15
Elementi orizzontali	4294	75	IPE 500	9	24	24	0	24
Q.ta +28.60 m	4295	75	IPE 500	7	20	20	0	20

#### Pilastri del filo A'

Telaio Y	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali	4191	70	HEM 260	3	31	31	34	34
Da +8.40 a +13.40 m								
Elementi verticali	4206	70	HEM 260	6	39	39	22	39
Da +13.40 a +17.20 m								
Elementi verticali	4207	70	HEM 260	5	29	29	17	29
Da +17.20 a +21.00 m								
Elementi verticali	4208	70	HEM 260	5	28	28	15	28
Da +21.00 a 24.80 m								
Elementi verticali	4209	70	HEM 260	3	21	21	10	21
Da +24.80 a 28.60 m								

#### Pilastri del filo B'

Telaio Y	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali								
Da +8.40 a +13.40 m	4192	71	HEB 340	3	54	54	57	57
Elementi verticali								
Da +13.40 a +17.20 m	4199	71	HEB 340	3	61	61	47	61
Elementi verticali								
Da +17.20 a +21.00 m	4203	68	HEB 300	3	60	60	44	60
Elementi verticali								
Da +21.00 a 24.80 m	4204	73	HEB 280	4	65	65	43	65
Elementi verticali								
Da +24.80 a 28.60 m	4205	74	HEB 260	3	64	64	37	64

#### Pilastri del filo E

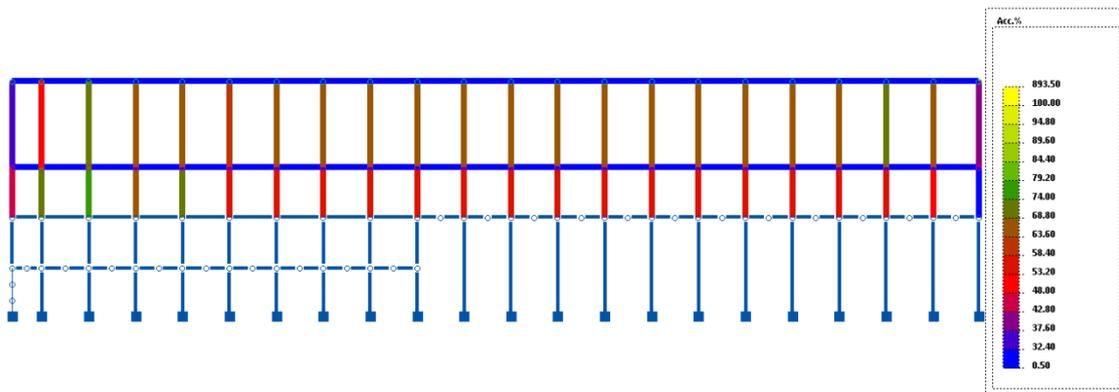
Telaio Y	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali	4194	72	HEM 240	6	46	46	27	46
Da +8.40 a +13.40 m								
Elementi verticali	4195	72	HEM 240	3	19	19	14	19
Da +13.40 a +17.20 m								
Elementi verticali	4196	72	HEM 240	3	18	18	12	18
Da +17.20 a +21.00 m								
Elementi verticali	4197	72	HEM 240	3	21	21	12	21
Da +21.00 a 24.80 m								
Elementi verticali	4198	72	HEM 240	3	19	19	10	19
Da +24.80 a 28.60 m								

N.B.

Fino adesso si sono analizzati tutti gli elementi orizzontali e verticali da quota maggiore di 8,40 m, piano di appoggio delle tre colonne di pilastri in falso, esclusa la copertura perché richiede particolari osservazioni e questo lo vedremo nei successivi capitoli.

## Filo A

Piano per 3 punti

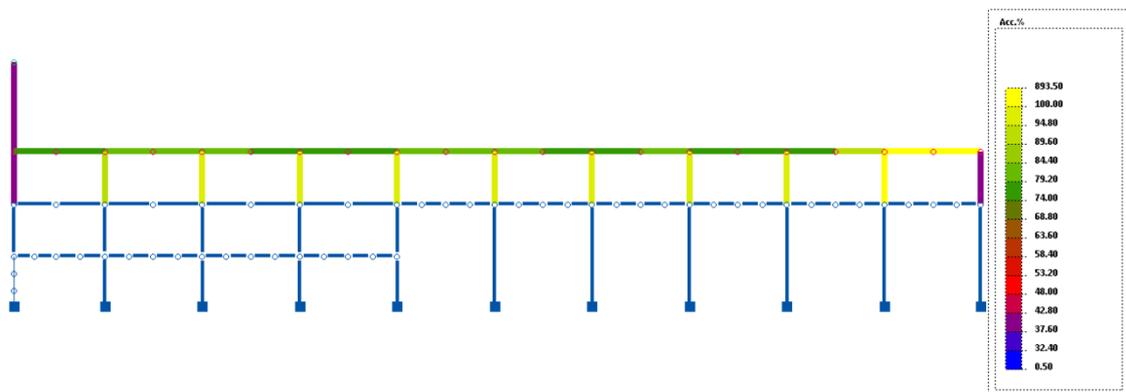


Filo A

Considerando solo la parte in acciaio i pilastri del filo A vanno da quota -1,10 m a quota 8,40 m, piano di appoggio delle colonne in falso. Nella figura sopra riportata abbiamo 4 livelli orizzontali, il secondo è a quota - 1,10 m e il terzo a quota 2,40 m. I pilastri del telaio 19 (quelli più a destra) e quelli del telaio y (quelli più a sinistra) lavorano a un tasso di lavoro più piccolo perché soggetti a un minore carico perché sono quelli di estremità. Poi spostandoci da sinistra verso destra a partire dal telaio y osserviamo che i pilastri, da quota -1,10 m a quota 2,40 m (terzo livello orizzontale), del telaio 1'', 1', 1 e 2 lavorano a un tasso di lavoro più grande perché soggetti a un maggiore carico che arriva dalla parte di solaio compreso tra il filo A e filo I.

## Filo B

Piano per 3 punti



Filo B

Considerando solo la **parte in acciaio** le colonne vanno da quota -1,10 m a quota 2,40 m. Nel disegno sopra (filo B) abbiamo tre livelli orizzontali, quota -1,10 m è quello intermedio. Nella tabella sotto le aste (da 2989 a 4123 & da 3168 a 4132) nel disegno sopra (filo B) si leggono in maniera coerente da destra (Telaio 19) verso sinistra (Telaio y) sia per gli elementi verticali e orizzontali.

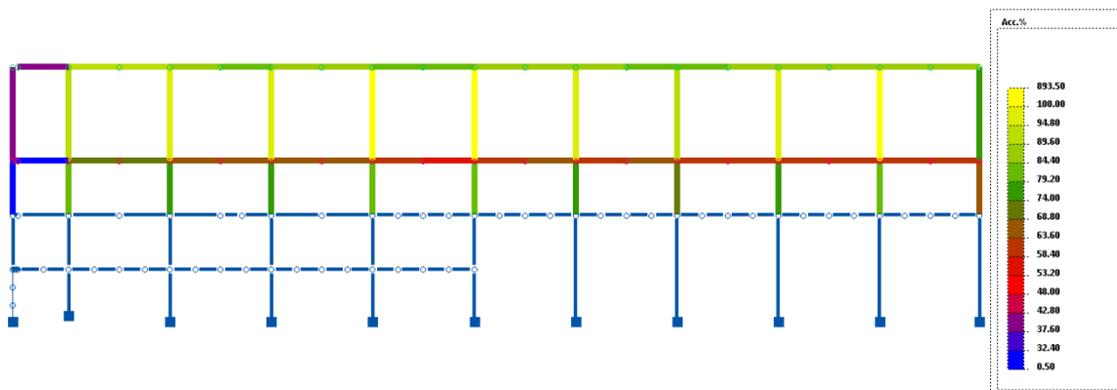
Filo B	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali	2989	40	HEA 160	0	25	25	42	42
Da -1.10 a +2.40 m	2990	40	HEA 160	0	62	62	106	106
	2991	40	HEA 160	0	56	56	97	97
	2992	40	HEA 160	0	57	57	99	99
	2993	40	HEA 160	0	57	57	98	98
	2994	40	HEA 160	0	57	57	99	99
	2995	40	HEA 160	0	57	57	99	99
	2996	40	HEA 160	0	57	57	98	98
	2997	40	HEA 160	0	57	57	98	98
	2998	40	HEA 160	0	54	54	93	93
	4123	68	HEB 300	8	38	38	21	38
Elementi orizzontali	3168	47	IPE 400	23	103	103	78	103
Q.ta +2.40 m	3093	47	IPE 400	41	102	102	77	102
	3210	47	IPE 400	35	93	93	70	93
	3094	47	IPE 400	31	75	75	56	75
	3204	47	IPE 400	32	79	79	60	79
	3095	47	IPE 400	33	78	78	59	78
	3202	47	IPE 400	33	79	79	60	79
	3096	47	IPE 400	32	77	77	58	77
	3198	47	IPE 400	33	79	79	59	79
	3097	47	IPE 400	33	80	80	60	80
	3193	47	IPE 400	33	79	79	60	79
	3098	47	IPE 400	33	80	80	60	80
	3190	47	IPE 400	33	78	79	60	79
	3099	47	IPE 400	33	79	79	60	79
	3187	47	IPE 400	32	79	79	60	79
	3100	47	IPE 400	33	81	81	61	81
	3182	47	IPE 400	33	80	80	60	80
	3101	47	IPE 400	32	80	80	60	80
	4257	47	IPE 400	29	76	76	57	76
	4132	47	IPE 400	29	74	74	57	74

Gli elementi verticali (HEA 160) lavorano a un tasso di lavoro circa il 100% tranne le due colonne all'estremità perché loro grava meno carico e in una situazione abbiamo un HEB 300 (asta 4123). Questi elementi lavorano solo a compressione, fanno da appoggio alle travi longitudinali IPE 400 (elementi orizzontali a quota 2,40 m).

Lo sfruttamento elevato di queste colonne HEA 160 è legato al fenomeno dell'instabilità infatti dalla tabella sopra osserviamo che la Ss[%] è maggiore di tutti gli altri. È importante notare che questi valori sono stati ottenuti dal software di calcolo con un'analisi elastica considerando le azioni allo stato limite ultimo. Analizzeremo in dettaglio l'asta 2990 (vedasi capitolo elementi compressi) e vedremo se ci sarà coerenza tra i valori ottenuti dal software di calcolo con i valori ottenuti tramite verifiche complete fatte a mano.

## Filo C

Piano per 3 punti

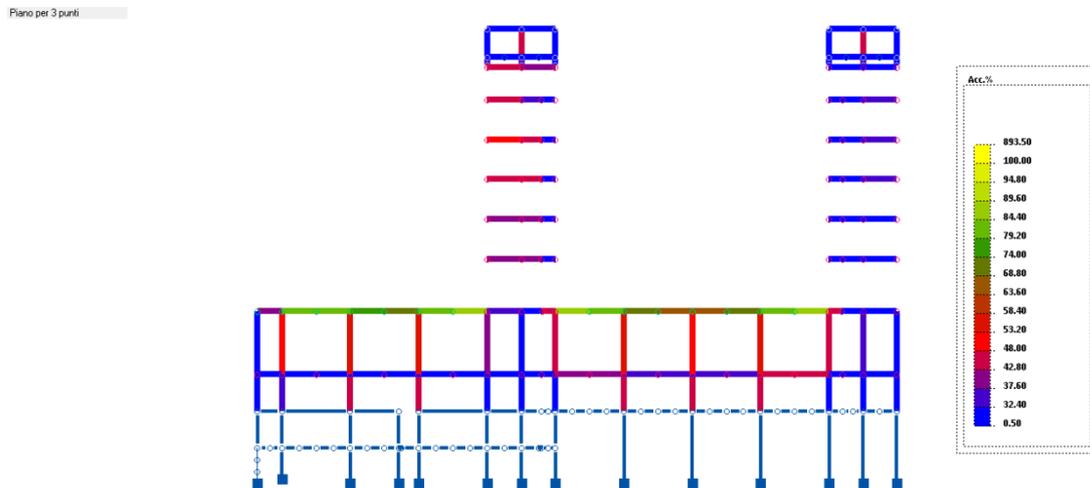


### Filo C

Considerando solo la parte in acciaio i pilastri del filo C vanno da quota -1,10 m a quota 8,40 m, piano di appoggio delle colonne in falso. Nella figura sopra riportata abbiamo 4 livelli orizzontali, il secondo è a quota - 1,10 m. Gli elementi verticali lavorano grosso modo allo stesso sfruttamento al netto delle estremità dove grava meno carico. Le colonne di altezza 6 m, dal terzo livello orizzontale (quota 2,40 m) al quarto livello (quota 8,40 m), hanno uno sfruttamento maggiore in termini di instabilità, anche oltre il 100%, rispetto allo sfruttamento in termini di tensione ideale, taglio e normale. Quindi, come si legge dalla tabella sotto, andremo ad analizzare in dettaglio l'asta 3285 (vedasi capitolo elementi presso - inflessi). Vedremo se ci sarà coerenza tra i valori ottenuti dal software di calcolo con i valori ottenuti tramite verifiche complete fatte a mano. I pilastri che si leggono nella tabella sotto, nell'immagine sopra si leggono da destra verso sinistra.

Filo C	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi verticali	3284	41	HEB 450	4	77	77	65	77
Da +2.40 a +8.40 m	3285	41	HEB 450	8	96	96	110	110
	3286	41	HEB 450	6	82	82	97	97
	3287	41	HEB 450	6	81	81	95	95
	3288	41	HEB 450	6	83	83	98	98
	3289	41	HEB 450	8	95	95	108	108
	3290	41	HEB 450	8	95	95	107	107
	3291	41	HEB 450	6	81	81	96	96
	3292	41	HEB 450	5	81	81	97	97
	3293	41	HEB 450	4	86	86	92	92
	4139	68	HEB 300	2	39	39	37	39

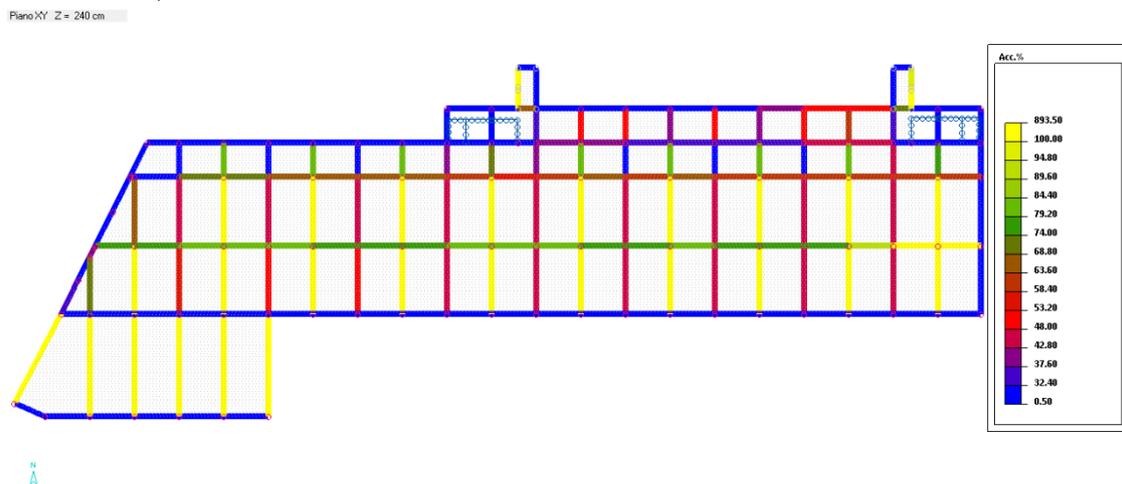
## Filo D



Filo D

Tutti gli elementi lavorano a un tasso di lavoro inferiore al 100%

## Piano a 2,40 m



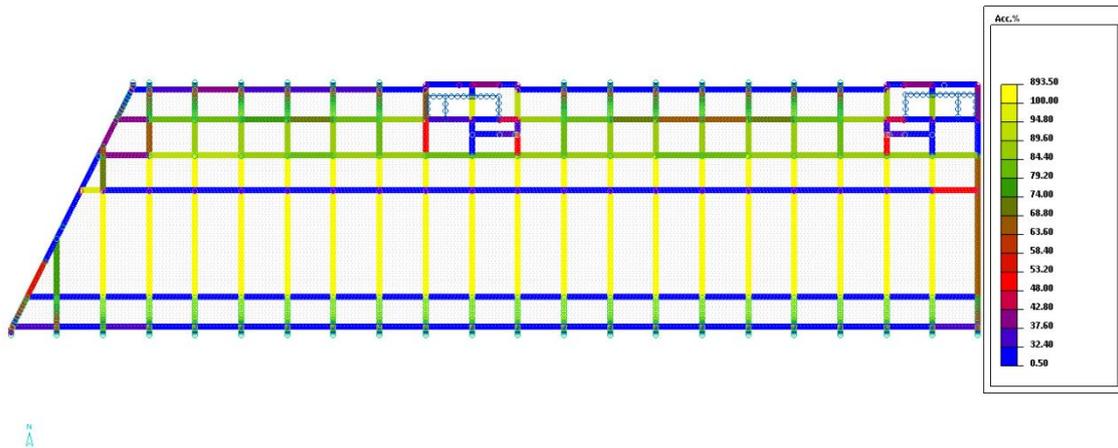
Piano a quota 2,40 m

In questo caso abbiamo in orizzontale spostandoci dal basso verso l'alto i fili I, A, B, C, D ed E. Invece in verticale spostandoci da destra verso sinistra abbiamo gli elementi del telaio 19, 18,...,1, 1',1'' ed infine quello inclinato è il telaio y. Tra i fili A e C dal disegno si vede un'alternanza di colori (sfruttamento), gli elementi del telaio pari risultano lavorare a uno sfruttamento maggiore (anche oltre il 100 %) rispetto agli elementi del telaio dispari (intorno al 50%). Questo è dovuto al fatto che i pilastri lungo il filo B da -

1,10 m a 2,40 m si ripetono ogni 6,48 m anziché 3,24 m (distanza tra i telai indipendentemente se è pari o dispari), quindi questo si traduce che nei punti di intersezione delle travi del telaio pari e filo B sono in assenza di appoggio (manca il pilastro). Come conseguenza porta a lavorare le travi dei telai pari a uno sfruttamento maggiore.

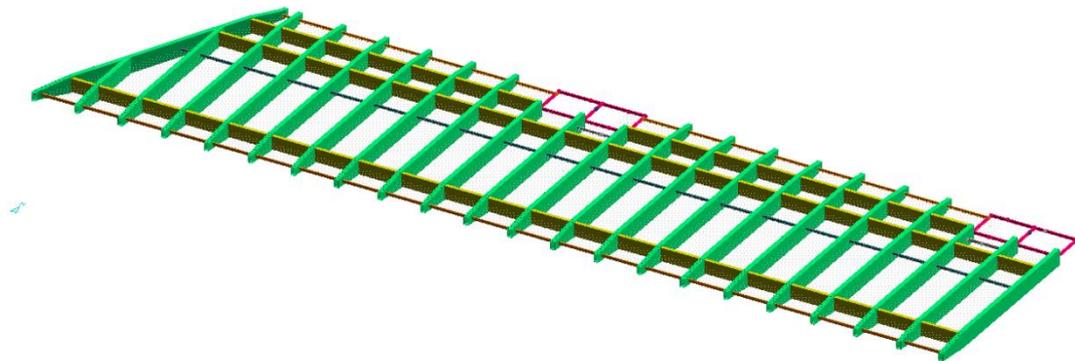
## Piano a 8,40 m

Piano XY: Z = 840 cm



Piano a quota 8,40 m

Assonometria : 30, 30



Piano a 8,40 m nello spazio

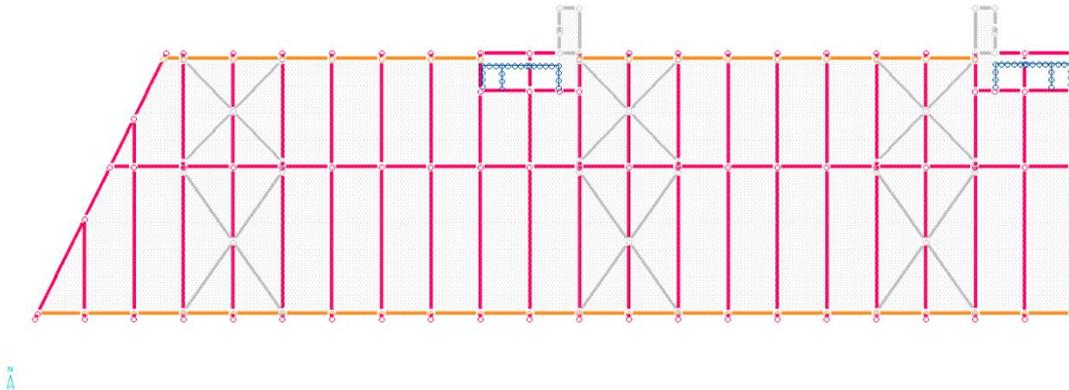
Nell'immagine "piano a 8,40 m nello spazio" possiamo apprezzare le travi a cassone sia in direzione longitudinale (travi gialle) che in direzione trasversale (travi di colore verde). Le travi a cassone di colore giallo sono posizionate lungo i fili A (quello a sinistra), C e D (sono quelle vicine a destra), le travi a cassone di colore verde sono travi costituenti di ciascun telaio. Quella più a destra appartiene al telaio 19, spostandoci verso sinistra abbiamo le travi a cassone del telaio 18, ..., fino ad arrivare al telaio 1, 1', 1'' ed infine telaio y (quello inclinato). Dall'immagine "Piano a quota 8,40 m" possiamo

osservare che le travi trasversali tra i fili A e C lavorano a un alto sfruttamento rispetto la tensione limite anche oltre il 100% e questi valori li possiamo osservare nella tabella sotto. La 3329 fa riferimento alla trave trasversale del telaio 19, la 3343 al telaio 18 e così via fino ad arrivare alla 4304 che appartiene al telaio 1". Quindi a tal proposito si è deciso di analizzare la 3740 attraverso verifiche complete e confrontarli con i valori riportati dal software di calcolo (vedasi capitolo elementi inflessi). È importante notare che questi valori sono stati ottenuti dal software di calcolo con un'analisi elastica considerando le azioni allo stato limite ultimo.

Piano a Q.ta 8,40 m	asta	sezione	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %
Elementi orizzontali	3329	52	CASSONE	22	67	68	51	68
Q.ta +8.40 m	3343	52	CASSONE	34	124	124	0	124
	3357	52	CASSONE	34	125	126	94	126
	3740	52	CASSONE	34	128	129	96	129
	3383	52	CASSONE	33	122	123	92	123
	3715	52	CASSONE	34	127	127	95	127
	3428	52	CASSONE	32	121	121	91	121
	3690	52	CASSONE	34	126	127	95	127
	3429	52	CASSONE	33	122	122	91	122
	3665	52	CASSONE	34	128	129	96	129
	3480	52	CASSONE	35	126	127	95	127
	3462	52	CASSONE	35	129	130	0	130
	3449	52	CASSONE	34	124	125	93	125
	3503	52	CASSONE	34	127	128	96	128
	3608	52	CASSONE	33	121	121	91	121
	3609	52	CASSONE	34	127	128	96	128
	3610	52	CASSONE	33	123	123	92	123
	3611	52	CASSONE	34	127	128	0	128
	3612	52	CASSONE	36	122	123	0	123
	4260	52	CASSONE	26	110	110	0	110
	4304	52	CASSONE	18	75	75	0	75

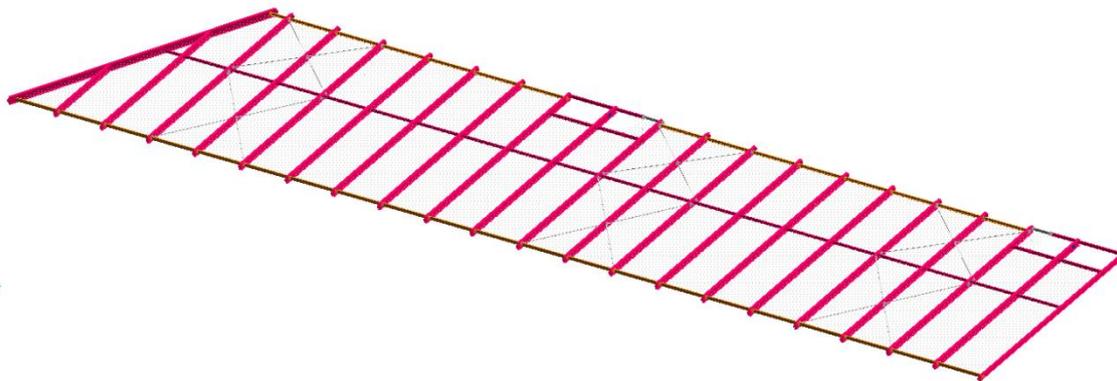
## Piano tipo

Piano XY: Z = 1340 cm



Piano Tipo

Assonometria : 30, 30



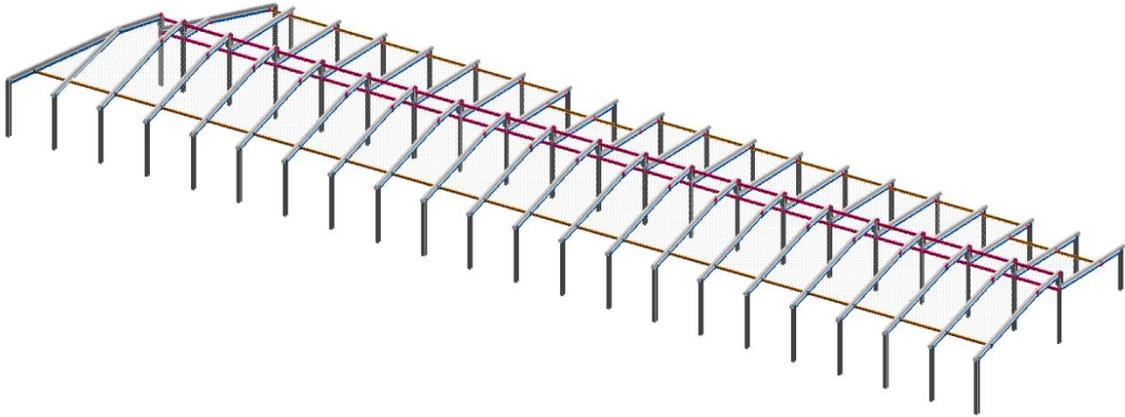
Piano Tipo nello spazio

I piani a quota 13,40 m, 17,20 m, 21,00 m, 24,80 m e 28,60 m si presentano come riportato nelle immagini sopra “Piano Tipo o Piano Tipo nello spazio”. I piani a quota 13,40 m e 17,20 m sono rappresentati da travi trasversali IPE 450. I piani a quota 21,00 m, 24,80 m e 28,60 m sono rappresentati da travi trasversali IPE 400.

Non si riportano i valori del tasso di lavoro perché sono gli stessi che si hanno quando abbiamo parlato dei telai (vedasi Sotto Capitoli “telai 19, 18, 17...1, 1', 1'' e y). Le travi a sinistra (quelli inclinati) appartengono al telaio y, spostandoci verso destra abbiamo gli elementi del telaio 1', 1'', 1 ..., fino ad arrivare agli elementi del telaio 19 (quello più a destra).

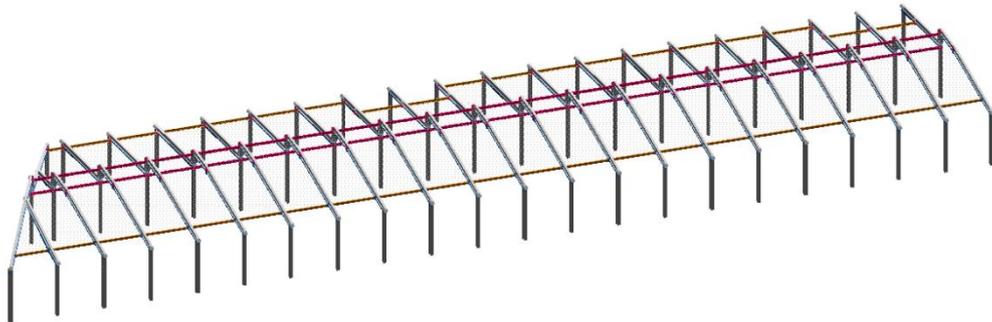
# Copertura

Assonometria : 30, 30

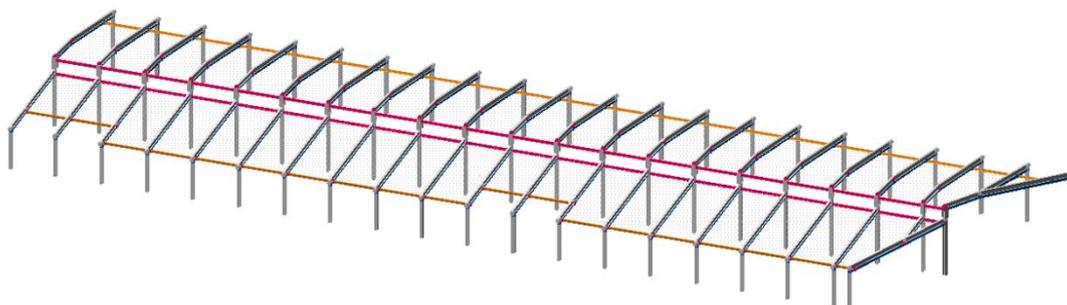


Copertura nello spazio vista 1

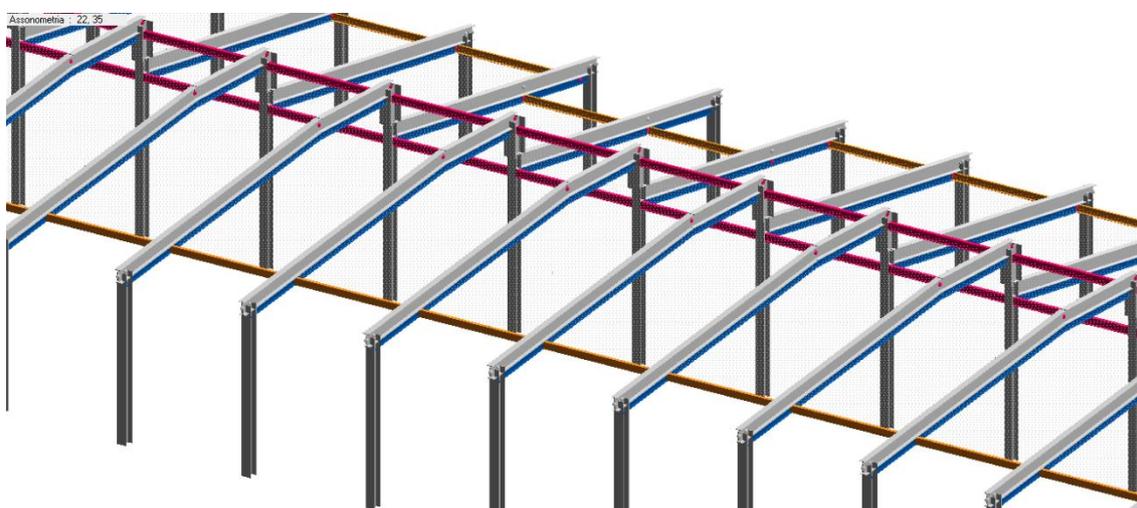
Assonometria : 28, 19



Copertura nello spazio vista 2



Copertura nello spazio vista 3



Copertura nello spazio vista 4

Le travi della copertura sono costituite da IPE 180 (trave blu) e IPE 330 (trave bianca). La trave bianca poggia sulla trave blu. Nella modellazione sono stati considerati senza nessun legame, per intenderci non sono stati modellati come se fossero uniti tramite saldatura oppure bullonatura; quindi, possiamo dire in questo caso che le due travi sono indipendenti fra di loro. Il solaio della copertura, da disegni costruttivi, viene portato dalle travi IPE 180. Quando è stata lanciata l'analisi una volta inseriti i carichi e generato la relazione sintetica che riporta i valori di sfruttamento delle aste rispetto al loro valore limite abbiamo riscontrato dei valori esagerati, addirittura otto volte il loro valore limite (vedere tabella sotto); quindi a tal proposito bisognerebbe capire tramite indagini in situ se queste due travi sono collegate, vedere se ci sono collegamenti mediante saldatura o bullonatura facendo lavorare le travi come se fossero un'unica trave "IPE 180 + IPE 330".

<b>Copertura</b>	<b>asta</b>	<b>sezione</b>	<b>profilo</b>	<b>Tau %</b>	<b>Sx %</b>	<b>Si %</b>	<b>Ss %</b>	<b>Max %</b>
Elementi Copertura	10078	81	IPE 180	31	152	152	403	403
	10077	81	IPE 180	62	292	292	863	863
	10076	81	IPE 180	44	301	301	887	887
	10075	81	IPE 180	44	300	300	889	889
	10074	81	IPE 180	44	300	300	887	887
	10073	81	IPE 180	47	300	300	888	888
	10072	81	IPE 180	61	300	300	887	887
	10071	81	IPE 180	61	301	301	888	888
	10070	81	IPE 180	61	301	301	888	888
	10069	81	IPE 180	61	301	301	889	889
	10068	81	IPE 180	62	301	301	883	883
	10067	81	IPE 180	62	300	300	894	894
	10066	81	IPE 180	62	300	300	880	880
	10065	81	IPE 180	62	300	300	888	888
	10064	81	IPE 180	61	300	300	888	888
	10063	81	IPE 180	61	301	301	889	889
	10062	81	IPE 180	61	300	300	887	887
	10061	81	IPE 180	61	301	301	889	889
	10060	81	IPE 180	51	302	302	891	891
	10053	81	IPE 180	61	290	290	800	800
	10120	81	IPE 180	45	169	169	210	210
10121	97	HEA 180	24	97	97	126	126	

Quando è stato modellato il nodo V, nell'immagine sopra è il tratto della colonna centrale tra le due travi rispettivamente orizzontale e inclinata a quota differenti, per considerare l'irrigidimento a inerzia variabile è stato scelto un profilo la cui inerzia si avvicini molto al valore medio dell'irrigidimento.

## Elementi compressi

Un elemento è considerato compresso se è soggetto ad un'azione assiale centrata oppure se è presso-inflesso e l'eccentricità è comunque estremamente ridotta. Nella corrente pratica progettuale l'eccentricità si è considera di fatto trascurabile se è inferiore a 1/1000 della lunghezza dell'elemento stesso.

### Calcolo della capacità portante di un elemento compresso in accordo a EC3

In particolare, l'asta analizzata è la 2990 di altezza pari a  $H = 350$  cm.

#### Dati del profilo: HE 160 A

Altezza	$h$ 152 mm
Larghezza	$b$ 160 mm
Spessore delle ali	$t_f$ 9 mm
Spessore dell'anima	$t_w$ 6 mm
Raggio di raccordo	$r$ 15 mm
Area	$A$ 38,8 cm <sup>2</sup>
Momento di inerzia rispetto all'asse forte	$I_y$ 1673 cm <sup>4</sup>
Momento di inerzia rispetto all'asse debole	$I_z$ 616 cm <sup>4</sup>
Azioni SLU	$N_{ed} = -531,66$ kN

#### **Oss:**

il programma di verifica (CDM DOLMEN) genera un file testo dove al suo interno è contenuto per ogni asta le percentuali di sfruttamento rispetto alle tensioni limite, in particolare restituisce la  $\sigma$  normale di tensoflessione ( $S_x$ ), la  $\tau$  di taglio/torsione ( $\tau$ ), la  $\sigma$  ideale combinazione di  $\sigma$  e  $\tau$  ( $S_i$ ) e la  $\sigma$  di stabilità ( $S_s$ ).

Per l'asta 2990 il programma di verifica restituisce i seguenti valori:

$$\tau[\%] = 3[\%]; \quad S_x[\%] = 62[\%]; \quad S_i[\%] = 62[\%]; \quad S_s[\%] = 106[\%]; \quad \max[\%] = 106[\%];$$

#### **Procedura:**

la verifica in accordo al metodo semi – probabilistico agli stati limite (EC3/NTC) la curva di stabilità dipende dall'asse di flessione e pertanto la massima snellezza del profilo non necessariamente è associata alla capacità portante (ossia, la capacità portante potrebbe essere associata alla minima snellezza). La capacità portante deve essere quindi

determinata considerando entrambe le direzioni principali come possibili assi di inflessione del profilo e viene eseguita attraverso le seguenti fasi:

- 1) Classificazione del profilo;
- 2) Determinazione del carico critico elastico per instabilità flessionale attorno all'asse forte ( $N_{cr,y}$ );
- 3) Calcolo della snellezza relativa secondo l'asse forte ( $\bar{\lambda}_y$ );
- 4) Scelta della curva di stabilità per inflessione attorno all'asse forte e determinazione del fattore riduttivo per inflessione attorno all'asse forte ( $\chi_y$ );
- 5) Determinazione del carico critico elastico per instabilità flessionale attorno all'asse debole ( $N_{cr,z}$ );
- 6) Calcolo della snellezza relativa secondo l'asse debole ( $\bar{\lambda}_z$ );
- 7) Scelta della curva di stabilità per inflessione attorno all'asse debole e determinazione del fattore riduttivo per inflessione attorno all'asse debole ( $\chi_z$ );
- 8) Scelta del fattore di riduzione ( $\chi = \min(\chi_y, \chi_z)$ ) e valutazione della capacità portante ( $N_{b,Rd}$ ).

### Sviluppo del calcolo

Classificazione del profilo, per l'acciaio S 235 si ha  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$

$$\text{Ala } (c/t_f) = [b - t_w - 2 \cdot r] / (2 \cdot t_f) = [160 - 6 - (2 \cdot 15)] / (2 \cdot 9) = 6,88 \leq 9 \cdot \varepsilon$$

Ala → Classe 1

$$\text{Anima } (d/t_w) = [h - (2 \cdot t_f) - (2 \cdot r)] / t_w = [152 - (2 \cdot 9) - (2 \cdot 15)] / 6 = 17,33 \leq 33 \cdot \varepsilon$$

Anima → Classe 1

Il profilo HE 160 A in acciaio S235 ha sezione trasversale di classe 1, se sollecitato da azione assiale centrata.

Determinazione del carico critico elastico per instabilità flessionale lungo l'asse forte

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{0,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot (1673 \cdot 10^4)}{3500^2} = 2830,78 \text{ kN}$$

Calcolo della snellezza relativa secondo l'asse forte

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{38,8 \cdot 10^2 \cdot 235}{2830,78 \cdot 10^3}} = 0,567$$

Determinazione del fattore di riduzione  $\chi_y$ , con riferimento ai valori riportati per la curva b, da utilizzarsi per il profilo HE 160 A inflesso secondo l'asse forte ( $h/b \leq 1,2$ ;  $t_f \leq 100 \text{ mm}$ ) si ha

$\lambda_y$	$\chi$
0,5	0,8842
0,567	0,8526
0,6	0,8371

Con interpolazione lineare si ottiene  $\chi_y = 0,8526$

Determinazione del carico critico elastico per instabilità flessionale lungo l'asse debole

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_{0,z}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot (616 \cdot 10^4)}{3500^2} = 1042,23 \text{ kN}$$

Calcolo della snellezza relativa secondo l'asse debole

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{38,8 \cdot 10^2 \cdot 235}{1042,23 \cdot 10^3}} = 0,935$$

Determinazione del fattore di riduzione  $\chi_z$ , con riferimento ai valori riportati per la curva c, da utilizzarsi per il profilo HE 160 A inflesso secondo l'asse debole ( $h/b \leq 1,2$ ;  $t_f \leq 100 \text{ mm}$ ) si ha

$\lambda_z$	$\chi$
0,9	0,5998
0,935	0,5788
1	0,5399

Con interpolazione lineare si ottiene  $\chi_z = 0,5788$

Calcolo della capacità portante, si considera come fattore di riduzione  $\chi$  più piccolo fra  $\chi_y$  e  $\chi_z$ , quindi:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,5788 \cdot 38,8 \cdot 10^2 \cdot \frac{235}{1,05} = 502,61 \text{ kN}$$

Quindi  $N_{ed} > N_{b,Rd} \rightarrow 531,66 \text{ kN} > 502,61 \text{ kN} \rightarrow S_s[\%] = 105,77[\%]$

La verifica non risulta soddisfatta, una soluzione potrebbe essere quella di inserire un vincolo a metà della colonna che impedisce lo sbandamento in direzione perpendicolare all'anima. Il valore ottenuto dalla verifica effettuata sopra ( $S_s$ ) risulta essere coerente, quasi identico, al valore ottenuto dal software di calcolo (vedasi  $S_s$  dopo i dati del profilo).

## Elementi presso – inflessi

Le aste in acciaio sono soggette a presso – flessione quando sono caricate da una forza assiale non baricentrica, ossia quando:

- La forza normale è applicata con eccentricità nota rispetto al baricentro dell'asta;
- L'asta compressa è anche soggetta ad azioni trasversali che inducono flessione (tipico esempio è quello di alcune travi dei sistemi pendolari interessate, oltre che dai carichi verticali, anche dalla forza assiale associata al trasferimento dell'azione del vento oppure quello dei correnti di strutture reticolari soggetti ad azioni verticali uniformemente distribuite);
- L'asta compressa appartiene a un telaio a nodi rigidi o semi – continuo e trasmette alle sue estremità azioni flettenti di continuità;
- L'asta è soggetta ad azione assiale baricentrica, ma la penalizzazione della sezione dovuta ad elevati valori del rapporto larghezza/spessore delle sue componenti crea eccentricità tra il baricentro lordo e quello della sezione efficace.

Se il centro di pressione giace su uno dei due piani principali di inerzia della sezione si ha compressione e flessione retta, se invece è esterno si ha il caso più generale di compressione e flessione deviata. Per elementi presso – inflessi l'assenza di fenomeni di instabilità è comunque molto rara e di fatto le verifiche maggiormente significative, e penalizzanti, sono nella maggior parte dei casi, quelle di stabilità.

### Verifica di un elemento presso – inflesso in un sistema intelaiato 1

In particolare, l'asta analizzata è la 5450 di altezza pari a  $H = 500$  cm.

#### Dati del profilo: HE 280 B

Altezza	$h$ 280 mm
Larghezza	$b$ 280 mm
Spessore delle ali	$t_f$ 18 mm
Spessore dell'anima	$t_w$ 10,5 mm
Raggio di raccordo	$r$ 24 mm
Area	$A$ 131,4 cm <sup>2</sup>
Momento di inerzia rispetto all'asse forte	$I_y$ 19270 cm <sup>4</sup>
Momento di inerzia rispetto all'asse debole	$I_z$ 6595 cm <sup>4</sup>
Momento di inerzia torsionale	$I_t$ 143,7 cm <sup>4</sup>
Modulo di resistenza elastico rispetto all'asse forte	$W_{el,y}$ 1380 cm <sup>3</sup>
Modulo di resistenza plastico rispetto all'asse forte	$W_{pl,y}$ 1534 cm <sup>3</sup>

Azioni SLU:

$$N_{ed} = -978,62 \text{ kN}$$

$$M_{y,ed} = 81,2673 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{ed} = 1,86 \text{ kN}$$

Oss:

il programma di verifica (CDM DOLMEN) genera un file testo dove al suo interno è contenuto per ogni asta le percentuali di sfruttamento rispetto alle tensioni limite, in particolare restituisce la  $\sigma$  normale di tensoflessione ( $S_x$ ), la  $\tau$  di taglio/torsione ( $\tau$ ), la  $\sigma$  ideale combinazione di  $\sigma$  e  $\tau$  ( $S_i$ ) e la  $\sigma$  di stabilità ( $S_s$ ).

Per l'asta 5450 il programma di verifica restituisce i seguenti valori:

$$\tau[\%] = 1[\%]; \quad S_x[\%] = 61[\%]; \quad S_i[\%] = 61[\%]; \quad S_s[\%] = 77[\%]; \quad \max[\%] = 77[\%];$$

### Sviluppo del calcolo

Classificazione del profilo, per l'acciaio S 235 si ha  $\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1;$

Azione di compressione:

$$\text{Ala} \quad (c/t_f) = [b - t_w - 2 \cdot r] / (2 \cdot t_f) = [280 - 10,5 - (2 \cdot 24)] / (2 \cdot 18) = 6,15 \leq 9 \cdot \epsilon$$

Ala  $\rightarrow$  Classe 1

$$\text{Anima} \quad (d/t_w) = [h - (2 \cdot t_f) - (2 \cdot r)] / t_w = [280 - (2 \cdot 18) - (2 \cdot 12)] / 10,5 = 20,95 \leq 33 \cdot \epsilon$$

Anima  $\rightarrow$  Classe 1

Il profilo HE 280 B in acciaio S235 ha sezione trasversale di classe 1, se sollecitato da azione assiale.

Azione di flessione:

$$\text{Ala} \quad (c/t_f) = [b - t_w - 2 \cdot r] / (2 \cdot t_f) = [280 - 10,5 - (2 \cdot 24)] / (2 \cdot 18) = 6,15 \leq 9 \cdot \epsilon$$

Ala  $\rightarrow$  Classe 1

$$\text{Anima} \quad (d/t_w) = [h - (2 \cdot t_f) - (2 \cdot r)] / t_w = [280 - (2 \cdot 18) - (2 \cdot 12)] / 10,5 = 20,95 \leq 72 \cdot \epsilon$$

Anima  $\rightarrow$  Classe 1

Il profilo HE 280 B in acciaio S235 ha sezione trasversale di classe 1, se sollecitato da azione flettente.

Azione di presso – flessione: si omette il calcolo della classe di appartenenza in quanto non necessario. Il profilo è infatti in classe 1 per sollecitazione di presso – flessione,

essendo questo stato tensionale intermedio tra quello associato alla flessione e quello di compressione, dove in entrambi i casi il profilo è risultato di classe 1.

Verifica secondo EC3

Verifica di resistenza a taglio:

Questa verifica viene svolta controllando se il valore di azione tagliante superi il 50% della capacità portante a taglio;

$$V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = [A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f] \cdot \frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} =$$

$$V_{pl,Rd} = [131,4 \cdot 10^2 - 2 \cdot 280 \cdot 18 + (10,5 + 2 \cdot 24) \cdot 18] \cdot \frac{235/\sqrt{3}}{1,05} = 531,46 \text{ kN}$$

Confronto:  $1,86 \text{ kN } (V_{Ed}) \leq 531,46 \text{ kN } (V_{pl,Rd})$

Il taglio sollecitante è minore del 50% della capacità portante a taglio e pertanto non deve essere operata alcuna riduzione della resistenza a presso – flessione.

Verifica di resistenza a presso – flessione:

Questa verifica viene svolta controllando in primo luogo se il valore di azione assiale porti alla riduzione della capacità portante flessionale;

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{131,4 \cdot 10^2 \cdot 235}{1,05} = 2940,85 \text{ kN}$$

La resistenza flessionale plastica non viene ridotta quando sono soddisfatte entrambe le seguenti relazioni:

$$N_{Ed} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot 2940,85 = 735 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \cdot 280 \cdot 10,5 \cdot 235}{1,05} = 329 \text{ kN}$$

Confronto:  $N_{Ed} = 978,62 \text{ kN} > 735 \text{ kN}$  ;  $N_{Ed} = 978,62 \text{ kN} > 329 \text{ kN}$

L'azione assiale porta alla riduzione della capacità portante flessionale. Quindi calcolo del momento resistente ridotto:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \cdot \left[ 1 - \left( \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right] =$$

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 1534 \cdot 10^3 \cdot \frac{235}{1,05} = 343,32 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{N,Rd} = 343,32 \cdot \left[ 1 - \left( \frac{978,62}{2940,85} \right)^2 \right] = 305,30 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

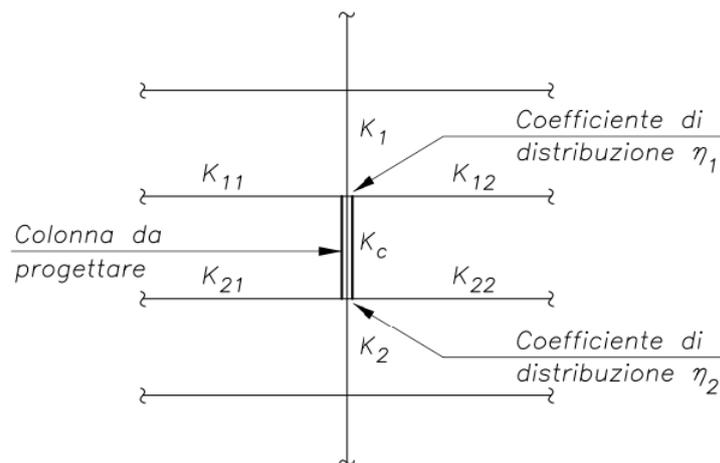
Confronto:  $M_{Ed} = 81,2673 \text{ kN} \cdot \text{m} < 305,30 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Indice di sfruttamento considerando lo sforzo assiale e il momento flettente è pari a  $0,33 + 0,26 = 0,592 \cong 59\%$ . Possiamo osservare che la  $S_x[\%] = 59\%$  ottenuto dalla verifica sopra risulta essere coerente con la  $S_x[\%] = 61\%$  data dal software di calcolo (vedasi tali valori dopo dati del profilo).

Verifica di stabilità:

La lunghezza di libera inflessione di una membratura compressa, avente le estremità efficacemente mantenute in posizione rispetto agli spostamenti laterali, ossia nel caso di telai a nodi fissi, può essere stimata, a favore di sicurezza, uguale alla sua lunghezza  $L$ .

In alternativa può essere valutata in modo più accurato, determinando il fattore di lunghezza efficace,  $k_\beta$ , definito come  $L_0 = k_\beta \cdot L$ , sulla base dei vincoli offerti dalla restante parte di telaio all'asta isolata in esame. Al riguardo, è proposto un approccio analitico utilizzabile nell'ipotesi che ciascun interpiano della colonna continua sia caricato in modo che il rapporto tra azione assiale e carico critico elastico si mantenga costante (oppure facendo riferimento alla situazione maggiormente critica).



In dettaglio, per ogni tronco di colonna di interpiano, il grado di vincolo offerto dagli elementi collegati alle estremità viene stimato, per il generico telaio a nodi fissi ovvero spostabili, mediante i coefficienti di distribuzione delle rigidezze del nodo  $\eta_1$  ed  $\eta_2$ , definiti come:

$$\eta_1 = \frac{k_c + k_1}{k_c + k_1 + k_{11} + k_{12}}$$

$$\eta_2 = \frac{k_c + k_2}{k_c + k_2 + k_{21} + k_{22}}$$

In cui  $k$  rappresenta il coefficiente di rigidezza definito come rapporto tra il momento di inerzia della trave  $I$  e la sua luce  $L$  ( $k = I/L$ ), mentre i pedici identificano le componenti convergenti nel nodo e sono riferiti alla situazione descritta nella figura (vedere disegno sopra).

Nel caso di travi in un telaio di un edificio con solai, i coefficienti di rigidezza  $k$  della trave dipendono dalla condizione di vincolo della trave e sono differenziati in funzione del modo di instabilità della colonna. Al riguardo, vengono proposti nella ENV 1993 – 1 – 1 i seguenti valori: per le travi che sostengono direttamente i solai si ha  $k = I/L$

$$\eta_1 = \frac{k_c + k_1}{k_c + k_1 + k_{12}} = \frac{38540 + 35981}{38540 + 35981 + 33743} = 0,688$$

$$\eta_2 = \frac{k_c}{k_c + k_{22}} = \frac{38540}{38540 + 1119408,96} = 0,033$$

$$k_c = \frac{I_c}{h_c} = \frac{19270 \cdot 10^4 \text{ mm}^4}{500 \cdot 10 \text{ mm}} = 38540 \text{ mm}^3$$

$$k_1 = \frac{I_1}{h_1} = \frac{13673 \cdot 10^4 \text{ mm}^4}{380 \cdot 10 \text{ mm}} = 35981 \text{ mm}^3$$

$$k_{12} = \frac{I_{12}}{L_{12}} = \frac{33743 \cdot 10^4 \text{ mm}^4}{10000 \text{ mm}} = 33743 \text{ mm}^3$$

$$k_{22} = \frac{I_{22}}{L_{22}} = \frac{279852,24 \cdot 10^4 \text{ mm}^4}{2500 \text{ mm}} = 1119408,96 \text{ mm}^3$$

Dai valori dei coefficienti di rigidezza dei nodi  $\eta_1$  e  $\eta_2$  si valuta, il coefficiente di lunghezza efficace  $\beta$ .

$$\beta = \sqrt{\frac{1 + 0,145 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{2 - 0,364 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}} =$$

$$= \sqrt{\frac{1 + 0,145 \cdot (0,688 + 0,033) - 0,265 \cdot 0,688 \cdot 0,033}{2 - 0,364 \cdot (0,688 + 0,033) - 0,247 \cdot 0,688 \cdot 0,033}} = 0,7964$$

Essendo le colonne realizzate con un profilo dotato di due assi di simmetria, e poi anche per i comuni profili con sezione a I o a H generalmente si ha l'instabilità flessionale; quindi, si considera quale modalità di instabilità pertinente ovvero quella flessionale.

La lunghezza di libera inflessione vale quindi:

- Nel piano del telaio (asse forte della sezione del profilo):

$$L_{0,y} = \beta \cdot h = 0,7964 \cdot 5 \text{ m} = 3,982 \text{ m}$$

- Nel piano ortogonale a quello del telaio (asse debole della sezione del profilo):

$$\eta_1 = \frac{k_c + k_1}{k_c + k_1 + k_{12}} = \frac{13,19 + 12,534}{13,19 + 12,534 + 1,676} = 0,9388$$

$$\eta_2 = \frac{k_c}{k_c + k_{22}} = \frac{13,19}{13,19 + 188} = 0,0690$$

$$k_c = \frac{I_c}{h_c} = \frac{6595 \text{ cm}^4}{500 \text{ cm}} = 13,19 \text{ cm}^3$$

$$k_1 = \frac{I_1}{h_1} = \frac{4763 \text{ cm}^4}{380 \text{ cm}} = 12,534 \text{ cm}^3$$

$$k_{12} = \frac{I_{12}}{L_{12}} = \frac{1676 \text{ cm}^4}{1000 \text{ cm}} = 1,676 \text{ cm}^3$$

$$k_{22} = \frac{I_{22}}{L_{22}} = \frac{47057 \text{ cm}^4}{250 \text{ cm}} = 188 \text{ cm}^3$$

Dai valori dei coefficienti di rigidità dei nodi  $\eta_1$  e  $\eta_2$  si valuta, il coefficiente di lunghezza efficace  $\beta$ .

$$= \sqrt{\frac{1 + 0,145 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{2 - 0,364 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}} =$$

$$= \sqrt{\frac{1 + 0,145 \cdot (0,9388 + 0,0690) - 0,265 \cdot 0,9388 \cdot 0,0690}{2 - 0,364 \cdot (0,9388 + 0,0690) - 0,247 \cdot 0,9388 \cdot 0,0690}} = 0,8355$$

Quindi si ottiene:

$$L_{0,z} = \beta \cdot h = 0,8355 \cdot 5 \text{ m} = 4,177 \text{ m}$$

Determinazione del carico critico elastico per instabilità flessionale lungo l'asse forte

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{0,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 19270 \cdot 10^4}{(3,982 \cdot 1000)^2} = 25188,26 \text{ kN}$$

Calcolo della snellezza relativa considerando l'inflessione attorno all'asse forte

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{131,4 \cdot 10^2 \cdot 235}{25188,26 \cdot 10^3}} = 0,350$$

Si valuta il coefficiente riduttivo  $\chi_y$ , in dettaglio con riferimento ai valori riportati per la curva di stabilità b, da utilizzarsi per il profilo HE 280 B che si instabilizza attorno all'asse forte, si ha:

$\lambda_y$	$\chi$
0,3	0,9641
0,35	0,9451
0,4	0,9261

Con interpolazione lineare si ottiene  $\chi_y = 0,9451$

Determinazione del carico critico elastico per instabilità flessionale lungo l'asse debole

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_{0,z}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot (6595 \cdot 10^4)}{(4,177 \cdot 1000)^2} = 7834,38 \text{ kN}$$

Calcolo della snellezza relativa considerando l'inflessione attorno all'asse debole

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{131,4 \cdot 10^2 \cdot 235}{7834,38 \cdot 10^3}} = 0,627$$

In analogia a quanto visto relativamente all'asse forte, si valuta poi il coefficiente riduttivo  $\chi_z$  relativo all'asse debole. In dettaglio, con riferimento ai valori riportati per la

curva di stabilità c, da utilizzarsi per il profilo HE 280 B che si instabilizza attorno all'asse debole si ha:

$\lambda_z$	$\chi$
0,6	0,7854
0,627	0,7690
0,7	0,7247

Con interpolazione lineare si ottiene  $\chi_z = 0,7690$

Scelta del fattore di riduzione minore  $\chi = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,7690$

Calcolo del momento critico elastico per instabilità flesso – torsionale:

Calcolo della costante di ingobbamento del profilo

$$I_w = \frac{I_z \cdot (h - t_f)^2}{4} = \frac{6595 \cdot 10^4 \cdot (280 - 18)^2}{4} = 1,131 \cdot 10^{12} \text{ mm}^6$$

Calcolo del momento critico, non essendo presenti vincoli alla rotazione ed all'ingobbamento, i termini  $k_z$  e  $k_w$  sono assunti pari all'unità ( $k_z = k_w = 1$ ). Il coefficiente  $C_1$  viene valutato con riferimento alla condizione di vincolo e al diagramma dei momenti flettenti. In dettaglio il termine  $\Psi$  è pari a  $\frac{3}{4}$  e pertanto si deve considerare  $C_1 = 1,141$

$$\begin{aligned} M_{cr} &= C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \cdot \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} \\ &= 1,141 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 6595 \cdot 10^4}{(4,177 \cdot 1000)^2} \cdot \\ &\quad \cdot \sqrt{\frac{1,131 \cdot 10^{12}}{6595 \cdot 10^4} + \frac{(4,177 \cdot 1000)^2 \cdot 80769 \cdot 143,7 \cdot 10^4}{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 6595 \cdot 10^4}} = 1428,75 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

Calcolo della snellezza relativa

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1534 \cdot 10^3 \cdot 235}{1428,75 \cdot 10^6}} = 0,5023$$

Calcolo del coefficiente  $\phi_{LT}$

$$\begin{aligned} \phi_{LT} &= 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right] = \\ &= 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,21 \cdot (0,5023 - 0,2) + 0,5023^2 \right] = 0,657 \end{aligned}$$

Calcolo del coefficiente di riduzione per l'instabilità flessione – torsionale  $\chi_{LT}$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,657 + \sqrt{0,657^2 - 0,5023^2}} = 0,925$$

La verifica della colonna presso – inflessa viene sviluppata trascurando i termini associati all'azione flettente aggiuntiva  $\Delta M$ , in quanto la sezione è in classe 1, e quelli relativi al contributo flessionale secondo l'asse debole del profilo in quanto soggetto a presso – flessione retta.

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

In base al diagramma delle azioni flettenti che interessa la colonna si assumono i coefficienti ( $\Psi=0,91$ )  $C_{my} = C_{mLT} = 0,964$

Di seguito sono considerati i casi di elementi non soggetti a deformazioni torsionali e di elementi soggetti a deformazioni torsionali per la determinazione del termine  $k_{yy}$ , in accordo alle indicazioni riportate per il metodo 2 nell'allegato  $\beta$  dell'EC3.

Elementi non soggetti a deformazione torsionale

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left[ 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] =$$

$$= 0,964 \cdot \left[ 1 + (0,35 - 0,2) \cdot \frac{978,62 \cdot 10^3}{0,9451 \cdot (131,4 \cdot 10^2 \cdot 235)/1,05} \right] = 1,014$$

$$k_{yy} \leq C_{my} \cdot \left( 1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0,964 \cdot \left( 1 + 0,8 \cdot \frac{978,62 \cdot 10^3}{0,9451 \cdot 131,4 \cdot 10^2 \cdot 235} \right) = 1,235$$

Il termine  $k_{zy}$  viene assunto nullo ( $k_{zy} = 0$ ) in quanto siamo nel caso in cui l'elemento è sollecitato a presso – flessione retta  $M_z = 0$ .

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{978,62 \cdot 10^3}{0,9451 \cdot 131,4 \cdot 10^2 \cdot 235} + 1,014 \cdot \frac{81,2673 \cdot 10^6}{0,925 \cdot 305,30 \cdot 10^6} \leq 0,352 + 0,291 = 0,643 \leq 1$$

In questo caso lo sfruttamento  $S_s$  [%] = 64,3% ottenuto dalla verifica sopra, nel caso di elementi presso – inflessi quando non soggetti a deformazione torsionale, non risulta essere coerente con il valore dato dal software di calcolo  $S_s$  [%] = 77[%]; tuttavia questo è plausibile perché sono state fatte due valutazioni diverse, in particolare, nel modello quando abbiamo lanciato l'analisi la lunghezza di libera inflessione è stata assunta pari all'altezza della colonna invece nei calcoli a mano è stata valutata in maniera accurata considerando il contributo di rigidità dato dagli elementi che vanno a convergere a ciascuna estremità della colonna presa in esame. Inoltre, come ulteriore riscontro positivo possiamo apprezzarlo che nei calcoli fatti a mano lo sfruttamento si allontana dalla condizione limite, conseguenza diretta nel considerare una lunghezza di libera inflessione minore.

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \rightarrow \frac{978,62 \cdot 10^3}{\frac{0,7690 \cdot 131,4 \cdot 10^2 \cdot 235}{1,05}} = 0,432 \leq 1$$

La verifica risulta soddisfatta

Elementi soggetti a deformazione torsionale

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left[ 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] =$$

$$= 0,964 \cdot \left[ 1 + (0,35 - 0,2) \cdot \frac{978,62 \cdot 10^3}{0,9451 \cdot (131,4 \cdot 10^2 \cdot 235)/1,05} \right] = 1,014$$

$$k_{yy} \leq C_{my} \cdot \left( 1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0,964 \cdot \left( 1 + 0,8 \cdot \frac{978,62 \cdot 10^3}{\frac{0,9451 \cdot 131,4 \cdot 10^2 \cdot 235}{1,05}} \right) = 1,235$$

$$k_{zy} = \left[ 1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$$

$$= \left[ 1 - \frac{0,1 \cdot 0,627}{(0,964 - 0,25)} \cdot \frac{978,62 \cdot 10^3}{0,7690 \cdot (131,4 \cdot 10^2 \cdot 235/1,05)} \right] = 0,962$$

$$k_{zy} \geq \left[ 1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$$

$$= \left[ 1 - \frac{0,1}{(0,964 - 0,25)} \cdot \frac{978,62 \cdot 10^3}{0,7690 \cdot (131,4 \cdot 10^2 \cdot 235/1,05)} \right] = 0,939$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{978,62 \cdot 10^3}{\frac{0,9451 \cdot 131,4 \cdot 10^2 \cdot 235}{1,05}} + 1,014 \cdot \frac{81,2673 \cdot 10^6}{0,925 \cdot 305,30 \cdot 10^6} \leq 0,352 + 0,291 = 0,643 \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{978,62 \cdot 10^3}{\frac{0,7690 \cdot 131,4 \cdot 10^2 \cdot 235}{1,05}} + 0,962 \cdot \frac{81,2673 \cdot 10^6}{0,925 \cdot 305,30 \cdot 10^6} \leq 0,4327 + 0,276 = 0,709 \leq 1$$

la verifica risulta soddisfatta

La colonna quando lavora lungo il suo asse debole ha uno sfruttamento rispetto al valore limite pari a  $S_s[\%] = 70,9[\%]$  che risulta essere diverso dal valore dato dal software di calcolo  $S_s[\%] = 77[\%]$ ; tuttavia questo è plausibile perché sono state fatte due valutazioni diverse, in particolare, nel modello quando abbiamo lanciato l'analisi la lunghezza di libera inflessione è stata assunta pari all'altezza della colonna invece nei calcoli a mano è stata valutata in maniera accurata considerando il contributo di rigidità dato dagli elementi che vanno a convergere a ciascuna estremità della colonna presa in esame.

Inoltre, come ulteriore riscontro positivo possiamo apprezzarlo che nei calcoli fatti a mano lo sfruttamento si allontana dalla condizione limite, conseguenza diretta nel considerare una lunghezza di libera inflessione minore.

In questo caso lo sfruttamento risulta essere maggiore rispetto la verifica precedente (verifica di elementi non soggetti a deformazione torsionale), uno perché siamo nella condizione peggiore, cioè siamo in presenza di deformazione torsionale e due perché l'asta sta lavorando lungo il suo asse debole.

## Verifica di un elemento presso – inflesso in un sistema intelaiato 2

In particolare, l'asta analizzata è la 3285 di altezza pari a  $H = 600$  cm.

### Dati del profilo: HE 450 B

Altezza	$h$ 450 mm
Larghezza	$b$ 300 mm
Spessore delle ali	$t_f$ 26 mm
Spessore dell'anima	$t_w$ 14 mm
Raggio di raccordo	$r$ 27 mm
Area	$A$ 218 cm <sup>2</sup>
Momento di inerzia rispetto all'asse forte	$I_y$ 79887 cm <sup>4</sup>
Momento di inerzia rispetto all'asse debole	$I_z$ 11721 cm <sup>4</sup>
Momento di inerzia torsionale	$I_t$ 440,5 cm <sup>4</sup>
Modulo di resistenza elastico rispetto all'asse forte	$W_{el,y}$ 3550 cm <sup>3</sup>
Modulo di resistenza plastico rispetto all'asse forte	$W_{pl,y}$ 3982,37 cm <sup>3</sup>
Modulo di resistenza elastico rispetto all'asse debole	$W_{el,z}$ 781,42 cm <sup>3</sup>
Modulo di resistenza plastico rispetto all'asse debole	$W_{pl,z}$ 1197,66 cm <sup>3</sup>

### Azioni SLU:

$$N_{ed} = -2984,05 \text{ kN}; \quad M_{y,ed} = 249,64 \text{ kN} \cdot \text{m}; \quad V_{ed} = 53,47 \text{ kN}; \quad M_{z,ed} = 4,94 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Oss:

il programma di verifica (CDM DOLMEN) genera un file testo dove al suo interno è contenuto per ogni asta le percentuali di sfruttamento rispetto alle tensioni limite, in particolare restituisce la  $\sigma$  normale di tensoflessione ( $S_x$ ), la  $\tau$  di taglio/torsione ( $\tau$ ), la  $\sigma$  ideale combinazione di  $\sigma$  e  $\tau$  ( $S_i$ ) e la  $\sigma$  di stabilità ( $S_s$ ).

Per l'asta 3285 il programma di verifica restituisce i seguenti valori:

$$\tau[\%] = 8[\%]; \quad S_x[\%] = 96[\%]; \quad S_i[\%] = 96[\%]; \quad S_s[\%] = 110[\%]; \quad \max[\%] = 110[\%];$$

## Sviluppo del calcolo

Classificazione del profilo, per l'acciaio S 235 si ha  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$ ;

Azione di compressione:

$$\text{Ala } (c/t_f) = [b - t_w - 2 \cdot r] / (2 \cdot t_f) = [300 - 14 - (2 \cdot 27)] / (2 \cdot 26) = 4,46 \leq 9 \cdot \varepsilon$$

Ala → Classe 1

$$\text{Anima } (d/t_w) = [h - (2 \cdot t_f) - (2 \cdot r)] / t_w = [450 - (2 \cdot 26) - (2 \cdot 27)] / 14 = 24 \leq 33 \cdot \varepsilon$$

Anima → Classe 1

Il profilo HE 450 B in acciaio S235 ha sezione trasversale di classe 1, se sollecitato da azione assiale.

Azione di flessione:

$$\text{Ala } (c/t_f) = [b - t_w - 2 \cdot r] / (2 \cdot t_f) = [300 - 14 - (2 \cdot 27)] / (2 \cdot 26) = 4,46 \leq 9 \cdot \varepsilon$$

Ala → Classe 1

$$\text{Anima } (d/t_w) = [h - (2 \cdot t_f) - (2 \cdot r)] / t_w = [450 - (2 \cdot 26) - (2 \cdot 27)] / 14 = 24 \leq 72 \cdot \varepsilon$$

Anima → Classe 1

Il profilo HE 450 B in acciaio S235 ha sezione trasversale di classe 1, se sollecitato da azione flettente.

Azione di presso – flessione: si omette il calcolo della classe di appartenenza in quanto non necessario. Il profilo è infatti in classe 1 per sollecitazione di presso – flessione, essendo questo stato tensionale intermedio tra quello associato alla flessione e quello di compressione, dove in entrambi i casi il profilo è risultato di classe 1.

## Verifica secondo EC3

Verifica di resistenza a taglio:

Questa verifica viene svolta controllando se il valore di azione tagliante superi il 50% della capacità portante a taglio

$$V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = [A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f] \cdot \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} =$$

$$V_{pl,Rd} = [218 \cdot 10^2 - 2 \cdot 300 \cdot 26 + (14 + 2 \cdot 27) \cdot 26] \cdot \frac{235 / \sqrt{3}}{1,05} = 1029,59 \text{ kN}$$

Confronto:  $53,47 \text{ kN } (V_{Ed}) \leq 1029,59 \text{ kN } (V_{pl,Rd})$

Il taglio sollecitante è minore del 50% della capacità portante a taglio e pertanto non deve essere operata alcuna riduzione della resistenza a presso – flessione.

Verifica di resistenza a presso – flessione:

Questa verifica viene svolta controllando in primo luogo se il valore di azione assiale porti alla riduzione della capacità portante flessionale. Nel caso di profilati per i quali non sia necessario tenere in conto la penalizzazione della foratura la resistenza flessionale ridotta può essere valutata, a seconda dell'asse di flessione come:

Flessione attorno all'asse forte (asse y):

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot \frac{1 - n}{1 - 0,5 \cdot a}$$

Con la limitazione che:

$$M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}$$

Dove:

$$M_{pl,Rd,y} = W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 3982,37 \cdot 10^3 \cdot \frac{235}{1,05} = 891,29 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{2984,05}{4879} = 0,611$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{218 \cdot 10^2 \cdot 235}{1,05} = 4879 \text{ kN}$$

$$a = \frac{A - (2 \cdot b \cdot t_f)}{A} = \frac{218 \cdot 10^2 - (2 \cdot 300 \cdot 26)}{218 \cdot 10^2} = 0,284 \leq 0,5$$

Quindi:

$$M_{N,y,Rd} = 891,29 \cdot \frac{1 - 0,611}{1 - 0,5 \cdot 0,284} = 404,093 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Flessione attorno all'asse debole (asse z):

se  $n > a$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \cdot \left[ 1 - \left( \frac{n - a}{1 - a} \right)^2 \right]$$

$$M_{pl,z,Rd} = W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 1197,66 \cdot 10^3 \cdot \frac{235}{1,05} = 268,047 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{N,z,Rd} = 268,047 \cdot \left[ 1 - \left( \frac{0,611 - 0,284}{1 - 0,284} \right)^2 \right] = 212,138 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Nel caso di flessione biassiale deve essere soddisfatta la relazione:

$$\left( \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right)^\beta \leq 1$$

$\alpha = 2$  ;

$\beta = 5 \cdot n = 5 \cdot 0,611 = 3,055$ ; con  $\beta \geq 1$ .

Quindi

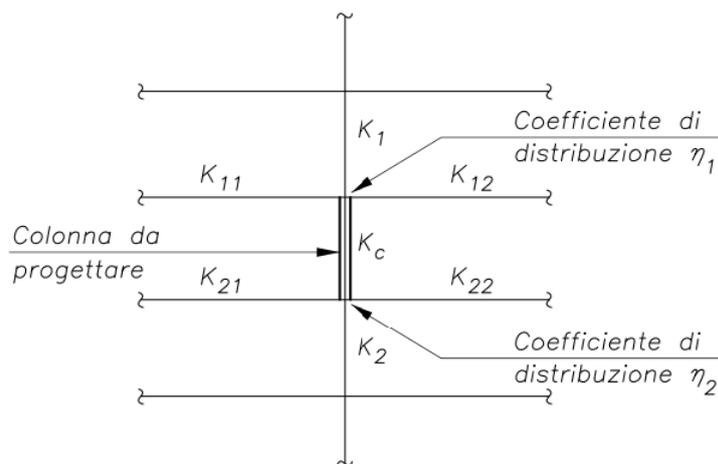
$$\left( \frac{249,64}{404,093} \right)^2 + \left( \frac{4,94}{212,138} \right)^{3,055} = 0,381 \leq 1$$

Nel caso di flessione biassiale la verifica risulta essere soddisfatta.

Indice di sfruttamento considerando lo sforzo assiale e il momento flettente è pari a  $0,611 + 0,381 = 0,992 \cong 99\%$ . Possiamo osservare che la  $S_x[\%] = 99\%$  ottenuto dalla verifica sopra risulta essere coerente con la  $S_x[\%] = 96\%$  data dal software di calcolo (vedasi tali valori dopo dati del profilo)

Verifica di stabilità

Valutazione dei coefficienti di rigidezza dei nodi  $\eta_1$  e  $\eta_2$



Per ogni tronco di colonna di interpiano, il grado di vincolo offerto dagli elementi collegati alle estremità viene stimato, per il generico telaio a nodi fissi ovvero spostabili, mediante i coefficienti di distribuzione delle rigidzze del nodo  $\eta_1$  ed  $\eta_2$ , definiti come:

$$\eta_1 = \frac{k_c + k_1}{k_c + k_1 + k_{11} + k_{12}}$$

$$\eta_2 = \frac{k_c + k_2}{k_c + k_2 + k_{21} + k_{22}}$$

In cui  $k$  rappresenta il coefficiente di rigidezza definito come rapporto tra il momento di inerzia della trave  $I$  e la sua luce  $L$  ( $k = I/L$ ), mentre i pedici identificano le componenti convergenti nel nodo e sono riferiti alla situazione descritta nella figura (vedere disegno sopra).

Nel caso di travi in un telaio di un edificio con solai, i coefficienti di rigidezza  $k$  della trave dipendono dalla condizione di vincolo della trave e sono differenziati in funzione del modo di instabilità della colonna. Al riguardo, vengono proposti nella ENV 1993 – 1 – 1 i seguenti valori: per le travi che sostengono direttamente i solai si ha  $k = I/L$

$$\eta_1 = \frac{k_c}{k_c + k_{11} + k_{12}} = \frac{133}{133 + 527,14 + 2108,56} = 0,048$$

$$\eta_2 = \frac{k_c + k_2}{k_c + k_2 + k_{21} + k_{22}} = \frac{133 + 228}{133 + 228 + 36,52 + 73,052} = 0,767$$

$$k_c = \frac{I_c}{h_c} = \frac{79887 \cdot \text{cm}^4}{600 \text{ cm}} = 133 \text{ cm}^3$$

$$k_{12} = \frac{I_{12}}{L_{12}} = \frac{527140,7 \text{ cm}^4}{250 \text{ cm}} = 2108,56 \text{ cm}^3$$

$$k_{11} = \frac{I_{11}}{L_{11}} = \frac{527140,7 \text{ cm}^4}{1000 \text{ cm}} = 527,14 \text{ cm}^3$$

$$k_2 = \frac{I_2}{L_2} = \frac{79887 \text{ cm}^4}{350 \text{ cm}} = 228 \text{ cm}^3$$

$$k_{21} = \frac{I_{21}}{L_{21}} = \frac{18263 \text{ cm}^4}{500 \text{ cm}} = 36,52 \text{ cm}^3$$

$$k_{22} = \frac{I_{22}}{L_{22}} = \frac{18263 \text{ cm}^4}{250 \text{ cm}} = 73,052 \text{ cm}^3$$

Dai valori dei coefficienti di rigidezza dei nodi  $\eta_1$  e  $\eta_2$  si valuta, il coefficiente di lunghezza efficace  $\beta$ .

$$\beta = \sqrt{\frac{1 + 0,145 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{2 - 0,364 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}} =$$

$$= \sqrt{\frac{1 + 0,145 \cdot (0,048 + 0,767) - 0,265 \cdot 0,048 \cdot 0,767}{2 - 0,364 \cdot (0,048 + 0,767) - 0,247 \cdot 0,048 \cdot 0,767}} = 0,808$$

Essendo le colonne realizzate con un profilo dotato di due assi di simmetria, e poi anche per i comuni profili con sezione a I o a H generalmente si ha l'instabilità flessionale; quindi, si considera quale modalità di instabilità pertinente ovvero quella flessionale.

La lunghezza di libera inflessione vale quindi:

- Nel piano del telaio (asse forte della sezione del profilo)

$$L_{0,y} = \beta \cdot h = 0,808 \cdot 6 \text{ m} = 4,848 \text{ m}$$

- Nel piano ortogonale a quello del telaio (asse debole della sezione del profilo)

$$k_c = \frac{I_c}{h_c} = \frac{11721 \text{ cm}^4}{600 \text{ cm}} = 19 \text{ cm}^3$$

$$k_{12} = \frac{I_{12}}{L_{12}} = \frac{60287,1 \text{ cm}^4}{250 \text{ cm}} = 241,14 \text{ cm}^3$$

$$k_{11} = \frac{I_{11}}{L_{11}} = \frac{60287,1 \text{ cm}^4}{1000 \text{ cm}} = 60,287 \text{ cm}^3$$

$$k_2 = \frac{I_2}{L_2} = \frac{11721 \text{ cm}^4}{350 \text{ cm}} = 33,48 \text{ cm}^3$$

$$k_{21} = \frac{I_{21}}{L_{21}} = \frac{6310 \text{ cm}^4}{500 \text{ cm}} = 12,62 \text{ cm}^3$$

$$k_{22} = \frac{I_{22}}{L_{22}} = \frac{6310 \text{ cm}^4}{250 \text{ cm}} = 25,24 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{k_c}{k_c + k_{11} + k_{12}} = \frac{19}{19 + 60,287 + 241,14} = 0,059$$

$$\eta_2 = \frac{k_c + k_2}{k_c + k_2 + k_{21} + k_{22}} = \frac{19 + 33,48}{19 + 33,48 + 12,62 + 25,24} = 0,580$$

Dai valori dei coefficienti di rigidità dei nodi  $\eta_1$  e  $\eta_2$  si valuta, il coefficiente di lunghezza efficace  $\beta$ .

$$\beta = \sqrt{\frac{1 + 0,145 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{2 - 0,364 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}} =$$

$$= \sqrt{\frac{1 + 0,145 \cdot (0,059 + 0,580) - 0,265 \cdot 0,059 \cdot 0,580}{2 - 0,364 \cdot (0,059 + 0,580) - 0,247 \cdot 0,059 \cdot 0,580}} = 0,784$$

Quindi si ottiene:

$$L_{0,z} = \beta \cdot h = 0,784 \cdot 6 \text{ m} = 4,709 \text{ m}$$

Determinazione del carico critico elastico per instabilità flessionale lungo l'asse forte

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{0,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 79887 \cdot 10^4}{(4,848 \cdot 1000)^2} = 70376,79 \text{ kN}$$

Calcolo della snellezza relativa considerando l'inflessione attorno all'asse forte

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{218 \cdot 10^2 \cdot 235}{70376,79 \cdot 10^3}} = 0,269$$

Si valuta il coefficiente riduttivo  $\chi_y$ , in dettaglio con riferimento ai valori riportati per la curva di stabilità a, da utilizzarsi per il profilo HE 450 B che si instabilizza attorno all'asse forte, si ha:

$\lambda_y$	$\chi$
0,2	1
0,269	0,984
0,3	0,977

Con interpolazione lineare si ottiene  $\chi_y = 0,984$

Determinazione del carico critico elastico per instabilità flessionale lungo l'asse debole

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_{0,z}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot (11721 \cdot 10^4)}{(4,709 \cdot 1000)^2} = 10955,35 \text{ kN}$$

Calcolo della snellezza relativa considerando l'inflessione attorno all'asse debole

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{218 \cdot 10^2 \cdot 235}{10955,35 \cdot 10^3}} = 0,683$$

In analogia a quanto visto relativamente all'asse forte, si valuta poi il coefficiente riduttivo  $\chi_z$  relativo all'asse debole. In dettaglio, con riferimento ai valori riportati per la

curva di stabilità b, da utilizzarsi per il profilo HE 450 B che si instabilizza attorno all'asse debole si ha:

$\lambda_z$	$\chi$
0,6	0,837
0,683	0,792
0,7	0,783

Con interpolazione lineare si ottiene  $\chi_z = 0,792$

Scelta del fattore di riduzione minore  $\chi = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,792$

Calcolo del momento critico elastico per instabilità flesso – torsionale:

Calcolo della costante di ingobbamento del profilo

$$I_w = \frac{I_z \cdot (h - t_f)^2}{4} = \frac{11721 \cdot 10^4 \cdot (450 - 26)^2}{4} = 5,267 \cdot 10^{12} \text{ mm}^6$$

Calcolo del momento critico, non essendo presenti vincoli alla rotazione ed all'ingobbamento, i termini  $k_z$  e  $k_w$  sono assunti pari all'unità ( $k_z = k_w = 1$ ). Il coefficiente  $C_1$  viene valutato con riferimento alla condizione di vincolo e al diagramma dei momenti flettenti. In dettaglio il termine  $\Psi$  è pari a  $-1/4$  e pertanto si deve considerare  $C_1 = 2,281$

$$\begin{aligned} M_{cr} &= C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \cdot \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} \\ &= 2,281 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 11721 \cdot 10^4}{(4,709 \cdot 1000)^2} \cdot \\ &\quad \cdot \sqrt{\frac{5,267 \cdot 10^{12}}{11721 \cdot 10^4} + \frac{(4,709 \cdot 1000)^2 \cdot 80769 \cdot 440,5 \cdot 10^4}{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 11721 \cdot 10^4}} = 6952,76 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

Calcolo della snellezza relativa

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3982,37 \cdot 10^3 \cdot 235}{6952,76 \cdot 10^6}} = 0,366$$

Calcolo del coefficiente  $\phi_{LT}$

$$\begin{aligned} \phi_{LT} &= 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = \\ &= 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,366 - 0,2) + 0,366^2] = 0,584 \end{aligned}$$

Calcolo del coefficiente di riduzione per l'instabilità flesso – torsionale  $\chi_{LT}$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,584 + \sqrt{0,584^2 - 0,366^2}} = 0,962$$

La verifica della colonna presso – inflessa viene sviluppata trascurando i termini associati all'azione flettente aggiuntiva  $\Delta M$ , in quanto la sezione è in classe 1.

In base al diagramma delle azioni flettenti che interessa la colonna si assumono i coefficienti ( $\Psi = -1/4$ ),  $C_{my} = C_{mz} = C_{mLT} = 0,5$ .

Di seguito sono considerati i casi di elementi non soggetti a deformazioni torsionali e di elementi soggetti a deformazioni torsionali per la determinazione del termine  $k_{yy}$ , in accordo alle indicazioni riportate per il metodo 2 nell'allegato  $\beta$  dell'EC3.

Elementi non soggetti a deformazione torsionale

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left[ 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] =$$

$$= 0,5 \cdot \left[ 1 + (0,269 - 0,2) \cdot \frac{2984,05 \cdot 10^3}{0,984 \cdot (218 \cdot 10^2 \cdot 235)/1,05} \right] = 0,521$$

$$k_{yy} \leq C_{my} \cdot \left( 1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0,5 \cdot \left( 1 + 0,8 \cdot \frac{2984,05 \cdot 10^3}{\frac{0,984 \cdot 218 \cdot 10^2 \cdot 235}{1,05}} \right) = 0,748$$

$$k_{zy} = 0,6 \cdot k_{yy} = 0,6 \cdot 0,521 = 0,312$$

$$k_{zz} = C_{mz} \cdot \left[ 1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] =$$

$$= 0,5 \cdot \left[ 1 + (2 \cdot 0,683 - 0,6) \cdot \frac{2984,05 \cdot 10^3}{0,792 \cdot \frac{218 \cdot 10^2 \cdot 235}{1,05}} \right] = 0,7957$$

$$k_{zz} \leq C_{mz} \cdot \left( 1 + 1,4 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0,5 \cdot \left( 1 + 1,4 \cdot \frac{2984,05 \cdot 10^3}{0,792 \cdot \frac{218 \cdot 10^2 \cdot 235}{1,05}} \right) = 1,040$$

$$k_{yz} = 0,6 \cdot k_{zz} = 0,6 \cdot 0,7957 = 0,4774$$

Quindi

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Sostituendo

$$\frac{2984,05 \cdot 10^3}{0,984 \cdot (218 \cdot 10^2 \cdot 235)/1,05} + 0,521 \cdot \frac{249,64 \cdot 10^6}{0,962 \cdot 404,093 \cdot 10^6} + 0,4774 \cdot \frac{4,94 \cdot 10^6}{212,138 \cdot 10^6} =$$

$$= 0,621 + 0,334 + 0,0111 = 0,966 \leq 1$$

$$\frac{2984,05 \cdot 10^3}{0,792 \cdot (218 \cdot 10^2 \cdot 235)/1,05} + 0,312 \cdot \frac{249,64 \cdot 10^6}{0,962 \cdot 404,093 \cdot 10^6} + 0,7957 \cdot \frac{4,94 \cdot 10^6}{212,138 \cdot 10^6} =$$

$$= 0,772 + 0,200 + 0,0185 = 0,9905 \leq 1$$

La verifica risulta soddisfatta

In questo caso lo sfruttamento  $S_s[\%] = 99\%$  ottenuto dalla verifica sopra, nel caso di elementi presso – inflessi quando non soggetti a deformazione torsionale, non risulta essere coerente con il valore dato dal software di calcolo  $S_s[\%] = 110[\%]$ ; tuttavia questo è plausibile perché sono state fatte due valutazioni diverse, in particolare, nel modello quando abbiamo lanciato l'analisi la lunghezza di libera inflessione è stata assunta pari all'altezza della colonna invece nei calcoli a mano è stata valutata in maniera accurata, considerando il contributo di rigidezza dato dagli elementi che vanno a convergere a ciascuna estremità della colonna presa in esame. Inoltre, come ulteriore riscontro

positivo possiamo apprezzarlo che nei calcoli fatti a mano lo sfruttamento risulta essere inferiore alla condizione limite, conseguenza diretta nel considerare una lunghezza di libera inflessione minore.

Elementi soggetti a deformazione torsionale

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left[ 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] =$$

$$= 0,5 \cdot \left[ 1 + (0,269 - 0,2) \cdot \frac{2984,05 \cdot 10^3}{0,984 \cdot (218 \cdot 10^2 \cdot 235)/1,05} \right] = 0,521$$

$$k_{yy} \leq C_{my} \cdot \left( 1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0,5 \cdot \left( 1 + 0,8 \cdot \frac{2984,05 \cdot 10^3}{\frac{0,984 \cdot 218 \cdot 10^2 \cdot 235}{1,05}} \right) = 0,748$$

$$k_{zz} = 0,7957; \quad k_{yz} = 0,6 \cdot k_{zz} = 0,6 \cdot 0,7957 = 0,4774$$

$$k_{zy} = \left[ 1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}} \right]$$

$$= \left[ 1 - \frac{0,1 \cdot 0,683}{(0,5 - 0,25)} \cdot \frac{2984,05 \cdot 10^3}{0,792 \cdot (218 \cdot 10^2 \cdot 235/1,05)} \right] = 0,789$$

$$k_{zy} \geq \left[ 1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}} \right] =$$

$$= \left[ 1 - \frac{0,1}{(0,5 - 0,25)} \cdot \frac{2984,05 \cdot 10^3}{0,792 \cdot (218 \cdot 10^2 \cdot 235/1,05)} \right] = 0,691$$

Quindi

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Sostituendo

$$\frac{2984,05 \cdot 10^3}{\frac{0,984 \cdot 218 \cdot 10^2 \cdot 235}{1,05}} + 0,521 \cdot \frac{249,64 \cdot 10^6}{0,962 \cdot 404,093 \cdot 10^6} + 0,4774 \cdot \frac{4,94 \cdot 10^6}{212,138 \cdot 10^6}$$
$$= 0,621 + 0,334 + 0,0111 = 0,966 \leq 1$$

$$\frac{2984,05 \cdot 10^3}{\frac{0,792 \cdot 218 \cdot 10^2 \cdot 235}{1,05}} + 0,789 \cdot \frac{249,64 \cdot 10^6}{0,962 \cdot 404,093 \cdot 10^6} + 0,7957 \cdot \frac{4,94 \cdot 10^6}{212,138 \cdot 10^6}$$
$$= 0,772 + 0,506 + 0,018 = 1,296 > 1$$

Quando l'elemento lavora lungo il suo asse debole e soggetto a deformazione torsionale la verifica non risulta verificata.

In questo caso lo sfruttamento risulta essere maggiore rispetto la verifica precedente (verifica di elementi non soggetti a deformazione torsionale), uno perché siamo nella condizione peggiore, cioè siamo in presenza di deformazione torsionale e due perché l'asta sta lavorando lungo il suo asse debole.

## Elementi inflessi

Il generico elemento inflesso è praticamente sempre soggetto anche ad azione tagliante, che deve perciò essere esplicitamente considerata in fase di verifica.

Il dimensionamento dell'elemento inflesso deve essere condotto con riferimento sia alla condizione di deformabilità e sensibilità alle vibrazioni (stati limite di esercizio), sia a quella di resistenza ed eventualmente di instabilità (entrambe riferite agli stati limite ultimi).

### Verifica di un elemento inflesso – trave scatolare

In particolare, l'asta analizzata è la 3740.

#### Dati della trave scatolare

Altezza	$h$ 1200 mm
Larghezza	$b$ 340 mm
Spessore	$t_f$ 13 mm
Spessore dell'anima	$t_w$ 10 mm
Area	$A$ 276,24 cm <sup>2</sup>
Momento di inerzia rispetto all'asse forte	$I_y$ 527141 cm <sup>4</sup>
Momento di inerzia rispetto all'asse debole	$I_z$ 60287,1 cm <sup>4</sup>
Momento di inerzia torsionale	$I_t$ 214704 cm <sup>4</sup>
Modulo di resistenza elastico rispetto all'asse forte	$W_{el,y}$ 8785,62 cm <sup>3</sup>
Modulo di resistenza plastico rispetto all'asse forte	$W_{pl,y}$ 11597,096 cm <sup>3</sup>

Azioni SLU:

$$N_{ed} = -15,55 \text{ kN}$$

$$M_{y,ed} = 2498,38 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{ed} = 1403,99 \text{ kN}$$

Oss:

il programma di verifica (CDM DOLMEN) genera un file testo dove al suo interno è contenuto per ogni asta le percentuali di sfruttamento rispetto alle tensioni limite, in particolare restituisce la  $\sigma$  normale di tensoflessione ( $S_x$ ), la  $\tau$  di taglio/torsione ( $\tau$ ), la  $\sigma$  ideale combinazione di  $\sigma$  e  $\tau$  ( $S_i$ ) e la  $\sigma$  di stabilità ( $S_s$ ).

Per l'asta 3740 il programma di verifica restituisce i seguenti valori:

$\tau[\%] = 34[\%]$ ;  $S_x[\%] = 128[\%]$ ;  $S_i[\%] = 129[\%]$ ;  $S_s[\%] = 96[\%]$ ;  $\max[\%] = 129[\%]$ ;

### Sviluppo del calcolo

Classificazione del profilo, per l'acciaio S 235 si ha  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$

Azione di flessione

Anima  $(c/t_w) = [h - 2 \cdot t_f] / (t_w) = [1200 - (2 \cdot 13)] / 10 = 117 > 72$  ma  $< 124$

Anima  $\rightarrow$  Classe 3

Anima  $(c/t_f) = [b - (2 \cdot t_w)] / t_f = [340 - (2 \cdot 10)] / 13 = 24 \leq 72$ .

Anima  $\rightarrow$  Classe 1

La trave scatolare in acciaio S235 ha sezione trasversale di classe 3, se sollecitato da azione flettente.

Verifica di resistenza a taglio:

Poiché la sezione è in classe 3 utilizziamo un approccio elastico, quindi con un calcolo elastico si deve verificare che la sollecitazione tagliante non ecceda la tensione di progetto per taglio, ossia deve essere soddisfatta la relazione:

$$\tau_{Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}}$$

In cui  $f_y$  è la tensione di snervamento,  $\gamma_{M0}$  il coefficiente di sicurezza. Usualmente è lecito ipotizzare che solo l'anima assorba il taglio e pertanto la massima tensione tangenziale viene approssimata come:

$$\tau_{max} = \frac{T}{A_v}$$

In cui T rappresenta il taglio agente sulla sezione e  $A_v$  è l'area resistente a taglio. Quindi:

$$A_v = \eta \cdot \sum h_w \cdot t_w = 2 \cdot (1200 - 13 \cdot 2) \cdot 10 = 23480 \text{ mm}^2 = 234,8 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{max} = \frac{1403,99 \text{ kN}}{0,02348 \text{ m}^2} = 59795,144 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 59,79 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_{max} = 59,79 \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{235}{1,05 \cdot \sqrt{3}} = 126,22 \frac{N}{mm^2}$$

La verifica risulta soddisfatta

Calcolo del momento resistente:

Per le sezioni trasversali di classe 3

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = W_{el} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 8785,62 \cdot 10^3 \cdot \frac{235}{1,05} = 1966 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Confronto  $M_{Ed} = 2498,38 \text{ kN} \cdot \text{m} > 1966 \text{ kN} \cdot \text{m}$ , verifica non soddisfatta;

Indice di sfruttamento 1,27  $\rightarrow S_x[\%] = 127 \%$

Il valore ottenuto dalla verifica effettuata sopra ( $S_x$ ) risulta essere coerente, quasi identico, al valore ottenuto dal software di calcolo (vedasi  $S_x$  dopo i dati del profilo).

Verifica di stabilità laterale in accordo alla procedura generale:

Calcolo della costante di ingobbamento del profilo

$$I_w = \frac{I_z \cdot (h - t_f)^2}{4} = \frac{60287,1 \cdot 10^4 \cdot (1200 - 13)^2}{4} = 2,123 \cdot 10^{14} \text{ mm}^6$$

Calcolo del momento critico

$$\begin{aligned} M_{cr} &= C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \cdot \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} = \\ &= 1,77 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 60287,1 \cdot 10^4}{(10000)^2} \cdot \\ &\cdot \sqrt{\frac{2,123 \cdot 10^{14}}{60287,1 \cdot 10^4} + \frac{(10000)^2 \cdot 80769 \cdot 214704 \cdot 10^4}{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 60287,1 \cdot 10^4}} = 83387,859 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

Per il calcolo di  $C_1$  utilizziamo l'approccio proposto da Kirby e Nethercot, valido nel caso di generico diagramma dell'azione flettente sull'elemento, secondo il quale, considerando i momenti in valore assoluto, il coefficiente di momento equivalente è dato da:

$$C_1 = \frac{12,5 \cdot M_{max}}{2,5 \cdot M_{max} + 3 \cdot M_2 + 4 \cdot M_3 + 3 \cdot M_4}$$

In cui  $M_{max}$  rappresenta il massimo valore di momento flettente agente,  $M_2$  e  $M_4$  sono i momenti ai quarti della luce e  $M_3$  è il momento in mezzzeria.

$$M_{max} = 2498,38 \text{ kN} \cdot \text{m}; \quad M_2 = 429,45 \text{ kN} \cdot \text{m}; \quad M_4 = 2337,34 \text{ kN} \cdot \text{m};$$

$$M_3 = 773,69 \text{ kN} \cdot \text{m};$$

sostituendo:

$$C_1 = \frac{12,5 \cdot 2498,38}{2,5 \cdot 2498,38 + 3 \cdot 429,45 + 4 \cdot 773,69 + 3 \cdot 2337,34} = 1,77$$

Calcolo della snellezza relativa

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{el,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{8785,62 \cdot 10^3 \cdot 235}{83387,859 \cdot 10^6}} = 0,1573$$

Calcolo del coefficiente  $\phi_{LT}$

$$\begin{aligned}\phi_{LT} &= 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = \\ &= 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,76 \cdot (0,1573 - 0,2) + 0,1573^2 \right] = 0,4961\end{aligned}$$

Curva di stabilità d, quindi fattore di imperfezione  $\alpha_{LT} = 0,76$

Calcolo del coefficiente di riduzione per l'instabilità flesso - torsionale  $\chi_{LT}$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,4961 + \sqrt{0,4961^2 - 0,1573^2}} = 1,03 \leq 1$$

$\chi_{LT} = 1$ ;

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 1 \cdot 8785,62 \cdot 10^3 \cdot \frac{235}{1,05} = 1966 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{b,Rd} < M_{Ed}$$

Verifica non soddisfatta, al netto della verifica possiamo osservare che la trave scatolare non è soggetta a instabilità flesso - torsionale, infatti il coefficiente riduttivo che considera tale instabilità è venuto superiore all'unità.

## Verifica di un elemento inflesso 1

In particolare, l'asta analizzata è la 5511 appartenente al telaio 13 a quota 13,40 m.

### Dati della trave IPE 450

Altezza	$h$ 450 mm
Larghezza	$b$ 190 mm
Spessore delle ali	$t_f$ 14,6 mm
Spessore dell'anima	$t_w$ 9,4 mm
Raggio di raccordo	$r$ 21 mm
Area	$A$ 98,82 cm <sup>2</sup>
Momento di inerzia rispetto all'asse forte	$I_y$ 33742,94 cm <sup>4</sup>
Momento di inerzia rispetto all'asse debole	$I_z$ 1675,86 cm <sup>4</sup>
Momento di inerzia torsionale	$I_t$ 66,9 cm <sup>4</sup>
Modulo di resistenza elastico rispetto all'asse forte	$W_{el,y}$ 1499,69 cm <sup>3</sup>
Modulo di resistenza plastico rispetto all'asse forte	$W_{pl,y}$ 1701,79 cm <sup>3</sup>

Oss:

il programma di verifica (CDM DOLMEN) genera un file testo dove al suo interno è contenuto per ogni asta le percentuali di sfruttamento rispetto alle tensioni limite, in particolare restituisce la  $\sigma$  normale di tensoflessione ( $S_x$ ), la  $\tau$  di taglio/torsione ( $\tau$ ), la  $\sigma$  ideale combinazione di  $\sigma$  e  $\tau$  ( $S_i$ ) e la  $\sigma$  di stabilità ( $S_s$ ).

Per l'asta 5511 il programma di verifica restituisce i seguenti valori:

$\tau[\%] = 42[\%]$ ;  $S_x[\%] = 103[\%]$ ;  $S_i[\%] = 103[\%]$ ;  $S_s[\%] = 0[\%]$ ;  $\max[\%] = 103[\%]$ ;

Procedura:

la verifica dell'elemento inflesso, condotta considerando sia gli stati limite di esercizio di deformabilità e controllo di vibrazioni, sia lo stato limite ultimo di resistenza della trave, viene eseguita attraverso le seguenti fasi:

- Classificazione del profilo

Verifica allo stato limite di esercizio: deformabilità

- Calcolo dell'abbassamento totale ( $\delta_{max}$ )
- Calcolo dell'abbassamento dovuto ai soli carichi variabili ( $\delta_2$ )

Verifica allo stato limite di esercizio: vibrazioni

- Valutazione della frequenza fondamentale ( $f_0$ )

Verifica allo stato limite ultimo di resistenza

- Calcolo delle sollecitazioni di progetto allo stato limite ultimo per taglio e flessione ( $V_{Ed}, M_{Ed}$ )
- Calcolo della capacità portante per azione di taglio
- Calcolo della capacità portante flessionale
- Calcolo della resistenza all'instabilità per taglio

L'anteporre la verifica a taglio a quella a flessione permette di valutare se la capacità portante deve essere ridotta per la presenza di azione tagliante. Per questa particolare applicazione, le NTC sono totalmente coincidenti con l'EC3.

### Sviluppo del calcolo

Classificazione del profilo, per l'acciaio S 235 si ha  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$

Azione di flessione

$$\text{Ala} \quad (c/t_f) = [b - 2 \cdot r - t_w] / (t_f \cdot 2) = [190 - (2 \cdot 21) - 9,4] / (14,6 \cdot 2) = 5,39 < 9 \cdot \varepsilon$$

Ala → Classe 1

$$\text{Anima} \quad (d/t_w) = [h - (2 \cdot t_f) - (2 \cdot r)] / t_w = [450 - (2 \cdot 14,6) - (2 \cdot 21)] / 9,4 = 40,29 \leq 72 \cdot \varepsilon$$

Anima → Classe 1

Il profilo IPE 450 in acciaio S235 ha sezione trasversale di classe 1 se sollecitato da azione flettente

### Verifica allo stato limite di esercizio: deformabilità

I carichi allo stato limite di servizio provocano sollecitazioni elastiche sull'elemento e pertanto il massimo abbassamento può essere valutato mediante i metodi tradizionali della scienza delle costruzioni, basati sull'ipotesi di materiale con legame costitutivo elastico – lineare. Tuttavia, noi consideriamo il massimo abbassamento dato dal software di calcolo. Nelle verifiche di seguito riportate si è trascurato il termine deformativo associato all'azione tagliante in quanto  $L/h \approx 22$ .

Nel caso di travi con luce pari a 12 volte l'altezza della trave ( $L = 12 \cdot H$ ) l'importanza del contributo  $v$  (deformabilità legato al contributo tagliante) si riduce significativamente in quanto:

- Per i profilati della serie IPE il contributo  $v_T$  varia dal 6% al 7% di  $v_F$
- Per i profilati della serie HEA e HEB il contributo  $v_T$  varia dal 6% al 15% di  $v_F$
- Per i profilati della serie HEM il contributo  $v_T$  varia dal 6% al 15% di  $v_F$

Massimo abbassamento e confronto con i limiti:

$$\delta_{max} = 1,4 \text{ cm} = 14 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm} \left( = \frac{L}{250} \right)$$

Calcolo dell'abbassamento dovuto ai soli carichi variabili e confronto con i limiti:

$$\delta_2 = 0,4 \text{ cm} = 4 \text{ mm} \leq 33,33 \text{ mm} \left( = \frac{L}{300} \right)$$

Le verifiche risultano soddisfatte

#### Verifica allo stato limite di esercizio: vibrazioni

L'EC3 impone il controllo sullo stato limite di vibrazione. Nella precedente versione (ENV 1993 – 1 – 1) erano prescritti i seguenti valori limite di frequenza fondamentale ( $f_0$ ):

- Per solai praticati regolarmente da persone (per esempio, nel caso di abitazioni ed uffici)  $f_0 > 3$  Hz. Tale condizione risulta essere garantita da valori di abbassamento istantaneo dovuto ai carichi permanenti ed a quelli accidentali per la combinazione di carico frequente minori di 28 mm.
- Per i solai quali vengono praticate attività ritmiche (per esempio nel caso palestre, discoteche e balere)  $f_0 > 5$  Hz. Tale condizione è soddisfatta quando l'abbassamento istantaneo dovuto ai carichi permanenti ed a quelli accidentali per la combinazione di carico frequente risulta minore di 10 mm.

Quindi la verifica viene effettuata massimizzando l'abbassamento in modo da sottostimare la frequenza fondamentale:

$$f_0 = \frac{18}{\sqrt{\delta_{max}}} = \frac{18}{\sqrt{14}} = 4,81 \text{ Hz}$$

La frequenza fondamentale è superiore al valore di 3 Hz, valori limite indicativi.

#### Verifica allo stato limite ultimo di resistenza:

Azioni:  $V_{Ed} = 201,5$  kN;  $M_{Ed} = 334,16$  kN·m

#### Verifica di resistenza a taglio:

calcolo della resistenza a taglio plastica di progetto

$$V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = [A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f] \cdot \frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} =$$

$$V_{pl,Rd} = [98,82 \cdot 10^2 - 2 \cdot 190 \cdot 14,6 + (9,4 + 2 \cdot 21) \cdot 14,6] \cdot \frac{235/\sqrt{3}}{1,05} = 656,993 \text{ kN}$$

Confronto:  $201,5$  kN ( $V_{Ed}$ )  $\leq$   $656,99$  kN ( $V_{pl,Rd}$ )

Verifica soddisfatta (*indice di sfruttamento*  $\cong 30\%$ )

Verifica di resistenza a flessione:

la forza di taglio non eccede il 50% della resistenza a taglio plastica di progetto e pertanto l'interazione tra taglio e momento flettente può essere trascurata ossia  $M_{pl,Rd}$  non deve essere ridotta per tenere in conto la presenza di un significativo valore di  $V_{Ed}$ .

calcolo del momento resistente:

$$M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 1701,71 \cdot 10^3 \cdot \frac{235}{1,05} = 380 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Confronto:  $334,16 \text{ kN} \cdot \text{m} (M_{Ed}) \leq 380 \text{ kN} \cdot \text{m} (M_{Rd})$

Verifica soddisfatta (*indice di sfruttamento*  $\cong 88\%$ )

$N_{Ed} = 70 \text{ kN}$  (trazione)

Lo sfruttamento che abbiamo ottenuto (88%) da calcoli fatti a mano rispetto a quello ottenuto da software di calcolo (103%), questa differenza può essere associata al carico assiale che non è stato preso in considerazione, tuttavia non è oggetto di preoccupazione perché è di trazione e come sappiamo l'acciaio resiste molto bene a tale sforzo rispetto a quelli di compressione che può portare a fenomeni di instabilità, inoltre lo sforzo di trazione risulta essere inferiore al valore resistete dato dall'IPE 450.

Verifica di resistenza all'instabilità per taglio quando l'anima è particolarmente snella o se è soddisfatta la seguente disuguaglianza:

- Nel caso di anima non irrigidita:

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta}$$

In cui  $h_w$  e  $t_w$  rappresentano l'altezza e lo spessore dell'anima,  $\varepsilon$  è definito come  $\sqrt{235/f_y}$  e  $\eta$  è un coefficiente funzione dell'accio strutturale,  $\eta = 1,2$  nel nostro caso.

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{450 - 2 \cdot 45}{9,4} = 44,76 < 72 \cdot \frac{1}{1,2} = 60$$

Quindi non deve essere esplicitata la verifica di resistenza all'instabilità per taglio.

La verifica nei confronti dell'instabilità laterale non viene fatta perché l'IPE 450 risulta essere totalmente vincolata rispetto a tale instabilità, perché in corrispondenza della parte compressa dovuto al momento, l'IPE 450 sostiene il solaio (20 +4) che la vincola totalmente all'instabilità flesso – torsionale.

## Verifica di un elemento inflesso 2

In particolare, l'asta analizzata è la 6014 appartenente al telaio 19 a quota 17,20 m.

### Dati della trave IPE 330

Altezza	$h$ 330 mm
Larghezza	$b$ 160 mm
Spessore delle ali	$t_f$ 11,5 mm
Spessore dell'anima	$t_w$ 7,5 mm
Raggio di raccordo	$r$ 18 mm
Area	$A$ 62,61 cm <sup>2</sup>
Momento di inerzia rispetto all'asse forte	$I_y$ 11770 cm <sup>4</sup>
Momento di inerzia rispetto all'asse debole	$I_z$ 788,1 cm <sup>4</sup>
Momento di inerzia torsionale	$I_t$ 28,15 cm <sup>4</sup>
Modulo di resistenza plastico rispetto all'asse forte	$W_{pl,y}$ 804,3 cm <sup>3</sup>

Oss:

il programma di verifica (CDM DOLMEN) genera un file testo dove al suo interno è contenuto per ogni asta le percentuali di sfruttamento rispetto alle tensioni limite, in particolare restituisce la  $\sigma$  normale di tensoflessione ( $S_x$ ), la  $\tau$  di taglio/torsione ( $\tau$ ), la  $\sigma$  ideale combinazione di  $\sigma$  e  $\tau$  ( $S_i$ ) e la  $\sigma$  di stabilità ( $S_s$ ).

Per l'asta 6014 il programma di verifica restituisce i seguenti valori:

$\tau[\%] = 34[\%]$ ;  $S_x[\%] = 99[\%]$ ;  $S_i[\%] = 99[\%]$ ;  $S_s[\%] = 79[\%]$ ;  $\max[\%] = 99[\%]$ ;

Procedura:

la verifica dell'elemento inflesso, condotta considerando sia gli stati limite di esercizio di deformabilità e controllo di vibrazioni, sia lo stato limite ultimo di resistenza della trave, viene eseguita attraverso le seguenti fasi:

- Classificazione del profilo

Verifica allo stato limite di esercizio: deformabilità

- Calcolo dell'abbassamento totale ( $\delta_{max}$ )
- Calcolo dell'abbassamento dovuto ai soli carichi variabili ( $\delta_2$ )

Verifica allo stato limite di esercizio: vibrazioni

- Valutazione della frequenza fondamentale ( $f_0$ )

Verifica allo stato limite ultimo di resistenza

- Calcolo delle sollecitazioni di progetto allo stato limite ultimo per taglio e flessione ( $V_{Ed}, M_{Ed}$ )
- Calcolo della capacità portante per azione di taglio
- Calcolo della capacità portante flessionale
- Calcolo della resistenza all'instabilità per taglio

L'anteporre la verifica a taglio a quella a flessione permette di valutare se la capacità portante deve essere ridotta per la presenza di azione tagliante. Per questa particolare applicazione, le NTC sono totalmente coincidenti con l'EC3.

### Sviluppo del calcolo

Classificazione del profilo, per l'acciaio S 235 si ha  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$

Azione di flessione

$$\text{Ala} \quad (c/t_f) = [b - 2 \cdot r - t_w] / (t_f \cdot 2) = [160 - (2 \cdot 18) - 7,5] / (11,5 \cdot 2) = 5,1 < 9 \cdot \varepsilon$$

Ala → Classe 1

$$\text{Anima} \quad (d/t_w) = [h - (2 \cdot t_f) - (2 \cdot r)] / t_w = [330 - (2 \cdot 11,5) - (2 \cdot 18)] / 7,5 = 36,1 \leq 72 \cdot \varepsilon$$

Anima → Classe 1

Il profilo IPE 330 in acciaio S235 ha sezione trasversale di classe 1 se sollecitato da azione flettente.

### Verifica allo stato limite di esercizio: deformabilità

I carichi allo stato limite di servizio provocano sollecitazioni elastiche sull'elemento e pertanto il massimo abbassamento può essere valutato mediante i metodi tradizionali della scienza delle costruzioni, basati sull'ipotesi di materiale con legame costitutivo elastico – lineare. Tuttavia, noi consideriamo il massimo abbassamento dato dal software di calcolo. Nelle verifiche di seguito riportate si è trascurato il termine deformativo associato all'azione tagliante in quanto  $L/h \approx 30$ .

Nel caso di travi con luce pari a 12 volte l'altezza della trave ( $L = 12 \cdot H$ ) l'importanza del contributo  $v$  (deformabilità legato al contributo tagliante) si riduce significativamente in quanto:

- Per i profilati della serie IPE il contributo  $v_T$  varia dal 6% al 7% di  $v_F$
- Per i profilati della serie HEA e HEB il contributo  $v_T$  varia dal 6% al 15% di  $v_F$
- Per i profilati della serie HEM il contributo  $v_T$  varia dal 6% al 15% di  $v_F$

Massimo abbassamento e confronto con i limiti:

$$\delta_{max} = 0,8 \text{ cm} = 8 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm} \left( = \frac{L}{250} \right)$$

Calcolo dell'abbassamento dovuto ai soli carichi variabili e confronto con i limiti:

$$\delta_2 = 0,3 \text{ cm} = 3 \text{ mm} \leq 33,33 \text{ mm} \left( = \frac{L}{300} \right)$$

Le verifiche risultano soddisfatte

#### Verifica allo stato limite di esercizio: vibrazioni

L'EC3 impone il controllo sullo stato limite di vibrazione. Nella precedente versione (ENV 1993 – 1 – 1) erano prescritti i seguenti valori limite di frequenza fondamentale ( $f_0$ ):

- Per solai praticati regolarmente da persone (per esempio, nel caso di abitazioni ed uffici)  $f_0 > 3$  Hz. Tale condizione risulta essere garantita da valori di abbassamento istantaneo dovuto ai carichi permanenti ed a quelli accidentali per la combinazione di carico frequente minori di 28 mm.
- Per i solai quali vengono praticate attività ritmiche (per esempio nel caso palestre, discoteche e balere)  $f_0 > 5$  Hz. Tale condizione è soddisfatta quando l'abbassamento istantaneo dovuto ai carichi permanenti ed a quelli accidentali per la combinazione di carico frequente risulta minore di 10 mm.

Quindi la verifica viene effettuata massimizzando l'abbassamento in modo da sottostimare la frequenza fondamentale:

$$f_0 = \frac{18}{\sqrt{\delta_{max}}} = \frac{18}{\sqrt{8}} = 6,36 \text{ Hz}$$

La frequenza fondamentale è superiore al valore di 3 Hz, valori limite indicativi.

#### Verifica allo stato limite ultimo di resistenza:

Azioni:  $V_{Ed} = 94,75$  kN;  $M_{Ed} = 155,44$  kN·m

#### Verifica di resistenza a taglio:

calcolo della resistenza a taglio plastica di progetto

$$V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = [A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f] \cdot \frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} =$$

$$V_{pl,Rd} = [62,61 \cdot 10^2 - 2 \cdot 160 \cdot 11,5 + (7,5 + 2 \cdot 18) \cdot 11,5] \cdot \frac{235/\sqrt{3}}{1,05} = 398,13 \text{ kN}$$

Confronto:  $94,75$  kN ( $V_{Ed}$ )  $\leq$   $398,13$  kN ( $V_{pl,Rd}$ )

Verifica soddisfatta ( *indice di sfruttamento*  $\cong 24\%$  )

Verifica di resistenza a flessione:

la forza di taglio non eccede il 50% della resistenza a taglio plastica di progetto e pertanto l'interazione tra taglio e momento flettente può essere trascurata ossia  $M_{pl,Rd}$  non deve essere ridotta per tenere in conto la presenza di un significativo valore di  $V_{Ed}$ .

Calcolo del momento resistente:

$$M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 804,3 \cdot 10^3 \cdot \frac{235}{1,05} = 180,05 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Confronto:  $155 \text{ kN} \cdot \text{m} (M_{Ed}) \leq 180,05 \text{ kN} \cdot \text{m} (M_{Rd})$

Verifica soddisfatta (*indice di sfruttamento*  $\cong 86\%$ )

$N_{Ed} = -4,75 \text{ kN}$  (compressione)

Abbiamo una differenza di sfruttamento di circa il 10% rispetto ai valori dati dal software di calcolo.

Verifica di resistenza all'instabilità per taglio quando l'anima è particolarmente snella o se è soddisfatta la seguente disuguaglianza

- Nel caso di anima non irrigidita:

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta}$$

In cui  $h_w$  e  $t_w$  rappresentano l'altezza e lo spessore dell'anima,  $\varepsilon$  è definito come  $\sqrt{235/f_y}$  e  $\eta$  è un coefficiente funzione dell'acciaio strutturale,  $\eta = 1,2$  nel nostro caso.

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{330 - 2 \cdot 11,5}{7,5} = 40,93 < 72 \cdot \frac{1}{1,2} = 60$$

Quindi non deve essere esplicitata la verifica di resistenza all'instabilità per taglio.

La verifica nei confronti dell'instabilità laterale non viene fatta perché l'IPE 330 risulta essere totalmente vincolata rispetto a tale instabilità, perché in corrispondenza della parte compressa dovuto al momento, l'IPE 330 sostiene il solaio (20 +4) che la vincola totalmente all'instabilità flessione – torsionale.

### Verifica di un elemento inflesso 3

In particolare, l'asta analizzata è la 6892 appartenente al telaio 13 a quota 21,00 m.

#### Dati della trave IPE 400

Altezza	$h$ 400 mm
Larghezza	$b$ 180 mm
Spessore delle ali	$t_f$ 13,5 mm
Spessore dell'anima	$t_w$ 8,6 mm
Raggio di raccordo	$r$ 21 mm
Area	$A$ 84,46 cm <sup>2</sup>
Momento di inerzia rispetto all'asse forte	$I_y$ 23130 cm <sup>4</sup>
Momento di inerzia rispetto all'asse debole	$I_z$ 1318 cm <sup>4</sup>
Momento di inerzia torsionale	$I_t$ 51,1 cm <sup>4</sup>
Modulo di resistenza plastico rispetto all'asse forte	$W_{pl,y}$ 1307,15 cm <sup>3</sup>

Oss:

il programma di verifica (CDM DOLMEN) genera un file testo dove al suo interno è contenuto per ogni asta le percentuali di sfruttamento rispetto alle tensioni limite, in particolare restituisce la  $\sigma$  normale di tensoflessione ( $S_x$ ), la  $\tau$  di taglio/torsione ( $\tau$ ), la  $\sigma$  ideale combinazione di  $\sigma$  e  $\tau$  ( $S_i$ ) e la  $\sigma$  di stabilità ( $S_s$ ).

Per l'asta 6892 il programma di verifica restituisce i seguenti valori:

$\tau[\%] = 50[\%]$ ;  $S_x[\%] = 124[\%]$ ;  $S_i[\%] = 125[\%]$ ;  $S_s[\%] = 0[\%]$ ;  $\max[\%] = 125[\%]$ ;

Procedura:

la verifica dell'elemento inflesso, condotta considerando sia gli stati limite di esercizio di deformabilità e controllo di vibrazioni, sia lo stato limite ultimo di resistenza della trave, viene eseguita attraverso le seguenti fasi:

- Classificazione del profilo

Verifica allo stato limite di esercizio: deformabilità

- Calcolo dell'abbassamento totale ( $\delta_{max}$ )
- Calcolo dell'abbassamento dovuto ai soli carichi variabili ( $\delta_2$ )

Verifica allo stato limite di esercizio: vibrazioni

- Valutazione della frequenza fondamentale ( $f_0$ )

Verifica allo stato limite ultimo di resistenza

- Calcolo delle sollecitazioni di progetto allo stato limite ultimo per taglio e flessione ( $V_{Ed}, M_{Ed}$ )
- Calcolo della capacità portante per azione di taglio
- Calcolo della capacità portante flessionale
- Calcolo della resistenza all'instabilità per taglio

L'anteporre la verifica a taglio a quella a flessione permette di valutare se la capacità portante deve essere ridotta per la presenza di azione tagliante. Per questa particolare applicazione, le NTC sono totalmente coincidenti con l'EC3.

### Sviluppo del calcolo

Classificazione del profilo, per l'acciaio S 235 si ha  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$

Azione di flessione

$$\text{Ala} \quad (c/t_f) = [b - 2 \cdot r - t_w] / (t_f \cdot 2) = [180 - (2 \cdot 21) - 8,6] / (13,5 \cdot 2) = 4,79 < 9 \cdot \varepsilon$$

Ala → Classe 1

$$\text{Anima} \quad (d/t_w) = [h - (2 \cdot t_f) - (2 \cdot r)] / t_w = [400 - (2 \cdot 13,5) - (2 \cdot 21)] / 8,6 = 38,48 \leq 72 \cdot \varepsilon$$

Anima → Classe 1

Il profilo IPE 400 in acciaio S235 ha sezione trasversale di classe 1 se sollecitato da azione flettente

### Verifica allo stato limite di esercizio: deformabilità

I carichi allo stato limite di servizio provocano sollecitazioni elastiche sull'elemento e pertanto il massimo abbassamento può essere valutato mediante i metodi tradizionali della scienza delle costruzioni, basati sull'ipotesi di materiale con legame costitutivo elastico – lineare. Tuttavia, noi consideriamo il massimo abbassamento dato dal software di calcolo. Nelle verifiche di seguito riportate si è trascurato il termine deformativo associato all'azione tagliante in quanto  $L/h \approx 25$ .

Nel caso di travi con luce pari a 12 volte l'altezza della trave ( $L = 12 \cdot H$ ) l'importanza del contributo  $v$  (deformabilità legato al contributo tagliante) si riduce significativamente in quanto:

- Per i profilati della serie IPE il contributo  $v_T$  varia dal 6% al 7% di  $v_F$
- Per i profilati della serie HEA e HEB il contributo  $v_T$  varia dal 6% al 15% di  $v_F$
- Per i profilati della serie HEM il contributo  $v_T$  varia dal 6% al 15% di  $v_F$

Massimo abbassamento e confronto con i limiti:

$$\delta_{max} = 1,6 \text{ cm} = 16 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm} \left( = \frac{L}{250} \right)$$

Calcolo dell'abbassamento dovuto ai soli carichi variabili e confronto con i limiti:

$$\delta_2 = 0,6 \text{ cm} = 6 \text{ mm} \leq 33,33 \text{ mm} \left( = \frac{L}{300} \right)$$

Le verifiche risultano soddisfatte

#### Verifica allo stato limite di esercizio: vibrazioni

L'EC3 impone il controllo sullo stato limite di vibrazione. Nella precedente versione (ENV 1993 – 1 – 1) erano prescritti i seguenti valori limite di frequenza fondamentale ( $f_0$ ):

- Per solai praticati regolarmente da persone (per esempio, nel caso di abitazioni ed uffici)  $f_0 > 3$  Hz. Tale condizione risulta essere garantita da valori di abbassamento istantaneo dovuto ai carichi permanenti ed a quelli accidentali per la combinazione di carico frequente minori di 28 mm.
- Per i solai quali vengono praticate attività ritmiche (per esempio nel caso palestre, discoteche e balere)  $f_0 > 5$  Hz. Tale condizione è soddisfatta quando l'abbassamento istantaneo dovuto ai carichi permanenti ed a quelli accidentali per la combinazione di carico frequente risulta minore di 10 mm.

Quindi la verifica viene effettuata massimizzando l'abbassamento in modo da sottostimare la frequenza fondamentale:

$$f_0 = \frac{18}{\sqrt{\delta_{max}}} = \frac{18}{\sqrt{16}} = 4,5 \text{ Hz}$$

La frequenza fondamentale è superiore al valore di 3 Hz, valori limite indicativi.

#### Verifica allo stato limite ultimo di resistenza:

Azioni:  $V_{Ed} = 195,62 \text{ kN}$ ;  $M_{Ed} = 320 \text{ kN}\cdot\text{m}$

#### Verifica di resistenza a taglio:

calcolo della resistenza a taglio plastica di progetto

$$V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = [A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f] \cdot \frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} =$$

$$V_{pl,Rd} = [84,46 \cdot 10^2 - 2 \cdot 180 \cdot 13,5 + (8,6 + 2 \cdot 21) \cdot 13,5] \cdot \frac{235/\sqrt{3}}{1,05} = 551,63 \text{ kN}$$

Confronto:  $195 \text{ kN} (V_{Ed}) \leq 551,63 \text{ kN} (V_{pl,Rd})$

Verifica soddisfatta ( *indice di sfruttamento*  $\cong 35\%$  )

Verifica di resistenza a flessione:

la forza di taglio non eccede il 50% della resistenza a taglio plastica di progetto e pertanto l'interazione tra taglio e momento flettente può essere trascurata ossia  $M_{pl,Rd}$  non deve essere ridotta per tenere in conto la presenza di un significativo valore di  $V_{Ed}$ .

calcolo del momento resistente:

$$M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 1307,15 \cdot 10^3 \cdot \frac{235}{1,05} = 292,55 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Confronto:  $320 \text{ kN} \cdot \text{m} (M_{Ed}) > 292,55 \text{ kN} \cdot \text{m} (M_{Rd})$

Verifica non soddisfatta (*indice di sfruttamento*  $\cong 110\%$ )

$N_{Ed} = 5,39 \text{ kN}$  (trazione)

Abbiamo una differenza di sfruttamento di circa il 15% rispetto ai valori dati dal software di calcolo.

Verifica di resistenza all'instabilità per taglio quando l'anima è particolarmente snella o se è soddisfatta la seguente disuguaglianza

- Nel caso di anima non irrigidita:

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta}$$

In cui  $h_w$  e  $t_w$  rappresentano l'altezza e lo spessore dell'anima,  $\varepsilon$  è definito come  $\sqrt{235/f_y}$  e  $\eta$  è un coefficiente funzione dell'acciaio strutturale,  $\eta = 1,2$  nel nostro caso.

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{400 - 2 \cdot 13,5}{8,6} = 43,37 < 72 \cdot \frac{1}{1,2} = 60$$

Quindi non deve essere esplicitata la verifica di resistenza all'instabilità per taglio.

La verifica nei confronti dell'instabilità laterale non viene fatta perché l'IPE 400 risulta essere totalmente vincolata rispetto a tale instabilità, perché in corrispondenza della parte compressa dovuto al momento, l'IPE 400 sostiene il solaio (20+4) che la vincola totalmente all'instabilità flessione – torsionale.

## Verifica di un elemento inflesso 4

In particolare, l'asta analizzata è la 7703 appartenente al telaio 13 a quota 24,80 m.

### Dati della trave IPE 400

Altezza	$h$ 400 mm
Larghezza	$b$ 180 mm
Spessore delle ali	$t_f$ 13,5 mm
Spessore dell'anima	$t_w$ 8,6 mm
Raggio di raccordo	$r$ 21 mm
Area	$A$ 84,46 cm <sup>2</sup>
Momento di inerzia rispetto all'asse forte	$I_y$ 23130 cm <sup>4</sup>
Momento di inerzia rispetto all'asse debole	$I_z$ 1318 cm <sup>4</sup>
Momento di inerzia torsionale	$I_t$ 51,1 cm <sup>4</sup>
Modulo di resistenza plastico rispetto all'asse forte	$W_{pl,y}$ 1307,15 cm <sup>3</sup>

Oss:

il programma di verifica (CDM DOLMEN) genera un file testo dove al suo interno è contenuto per ogni asta le percentuali di sfruttamento rispetto alle tensioni limite, in particolare restituisce la  $\sigma$  normale di tensoflessione ( $S_x$ ), la  $\tau$  di taglio/torsione ( $\tau$ ), la  $\sigma$  ideale combinazione di  $\sigma$  e  $\tau$  ( $S_i$ ) e la  $\sigma$  di stabilità ( $S_s$ ).

Per l'asta 6892 il programma di verifica restituisce i seguenti valori:

$\tau[\%] = 33[\%]$ ;  $S_x[\%] = 123[\%]$ ;  $S_i[\%] = 123[\%]$ ;  $S_s[\%] = 99[\%]$ ;  $\max[\%] = 123[\%]$ ;

Procedura:

la verifica dell'elemento inflesso, condotta considerando sia gli stati limite di esercizio di deformabilità e controllo di vibrazioni, sia lo stato limite ultimo di resistenza della trave, viene eseguita attraverso le seguenti fasi:

- Classificazione del profilo

Verifica allo stato limite di esercizio: deformabilità

- Calcolo dell'abbassamento totale ( $\delta_{max}$ )
- Calcolo dell'abbassamento dovuto ai soli carichi variabili ( $\delta_2$ )

Verifica allo stato limite di esercizio: vibrazioni

- Valutazione della frequenza fondamentale ( $f_0$ )

Verifica allo stato limite ultimo di resistenza

- Calcolo delle sollecitazioni di progetto allo stato limite ultimo per taglio e flessione ( $V_{Ed}, M_{Ed}$ )
- Calcolo della capacità portante per azione di taglio
- Calcolo della capacità portante flessionale
- Calcolo della resistenza all'instabilità per taglio

L'anteporre la verifica a taglio a quella a flessione permette di valutare se la capacità portante deve essere ridotta per la presenza di azione tagliante. Per questa particolare applicazione, le NTC sono totalmente coincidenti con l'EC3.

### Sviluppo del calcolo

Classificazione del profilo, per l'acciaio S 235 si ha  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$

Azione di flessione

$$\text{Ala} \quad (c/t_f) = [b - 2 \cdot r - t_w] / (t_f \cdot 2) = [180 - (2 \cdot 21) - 8,6] / (13,5 \cdot 2) = 4,79 < 9 \cdot \varepsilon$$

Ala → Classe 1

$$\text{Anima} \quad (d/t_w) = [h - (2 \cdot t_f) - (2 \cdot r)] / t_w = [400 - (2 \cdot 13,5) - (2 \cdot 21)] / 8,6 = 38,48 \leq 72 \cdot \varepsilon$$

Anima → Classe 1

Il profilo IPE 400 in acciaio S235 ha sezione trasversale di classe 1 se sollecitato da azione flettente

### Verifica allo stato limite di esercizio: deformabilità

I carichi allo stato limite di servizio provocano sollecitazioni elastiche sull'elemento e pertanto il massimo abbassamento può essere valutato mediante i metodi tradizionali della scienza delle costruzioni, basati sull'ipotesi di materiale con legame costitutivo elastico – lineare. Tuttavia, noi consideriamo il massimo abbassamento dato dal software di calcolo. Nelle verifiche di seguito riportate si è trascurato il termine deformativo associato all'azione tagliante in quanto  $L/h \approx 25$ .

Nel caso di travi con luce pari a 12 volte l'altezza della trave ( $L = 12 \cdot H$ ) l'importanza del contributo  $v$  (deformabilità legato al contributo tagliante) si riduce significativamente in quanto:

- Per i profilati della serie IPE il contributo  $v_T$  varia dal 6% al 7% di  $v_F$
- Per i profilati della serie HEA e HEB il contributo  $v_T$  varia dal 6% al 15% di  $v_F$
- Per i profilati della serie HEM il contributo  $v_T$  varia dal 6% al 15% di  $v_F$

Massimo abbassamento e confronto con i limiti:

$$\delta_{max} = 1,7 \text{ cm} = 17 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm} \left( = \frac{L}{250} \right)$$

Calcolo dell'abbassamento dovuto ai soli carichi variabili e confronto con i limiti:

$$\delta_2 = 0,6 \text{ cm} = 6 \text{ mm} \leq 33,33 \text{ mm} \left( = \frac{L}{300} \right)$$

Le verifiche risultano soddisfatte

#### Verifica allo stato limite di esercizio: vibrazioni

L'EC3 impone il controllo sullo stato limite di vibrazione. Nella precedente versione (ENV 1993 – 1 – 1) erano prescritti i seguenti valori limite di frequenza fondamentale ( $f_0$ ):

- Per solai praticati regolarmente da persone (per esempio, nel caso di abitazioni ed uffici)  $f_0 > 3$  Hz. Tale condizione risulta essere garantita da valori di abbassamento istantaneo dovuto ai carichi permanenti ed a quelli accidentali per la combinazione di carico frequente minori di 28 mm.
- Per i solai quali vengono praticate attività ritmiche (per esempio nel caso palestre, discoteche e balere)  $f_0 > 5$  Hz. Tale condizione è soddisfatta quando l'abbassamento istantaneo dovuto ai carichi permanenti ed a quelli accidentali per la combinazione di carico frequente risulta minore di 10 mm.

Quindi la verifica viene effettuata massimizzando l'abbassamento in modo da sottostimare la frequenza fondamentale:

$$f_0 = \frac{18}{\sqrt{\delta_{max}}} = \frac{18}{\sqrt{17}} = 4,36 \text{ Hz}$$

La frequenza fondamentale è superiore al valore di 3 Hz, valori limite indicativi.

#### Verifica allo stato limite ultimo di resistenza:

Azioni:  $V_{Ed} = 195,44$  kN;  $M_{Ed} = 315$  kN·m

#### Verifica di resistenza a taglio:

calcolo della resistenza a taglio plastica di progetto

$$V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = [A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f] \cdot \frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} =$$

$$V_{pl,Rd} = [84,46 \cdot 10^2 - 2 \cdot 180 \cdot 13,5 + (8,6 + 2 \cdot 21) \cdot 13,5] \cdot \frac{235/\sqrt{3}}{1,05} = 551,63 \text{ kN}$$

Confronto:  $195,44$  kN ( $V_{Ed}$ )  $\leq$   $551,63$  kN ( $V_{pl,Rd}$ )

Verifica soddisfatta ( *indice di sfruttamento*  $\cong 35\%$  )

Verifica di resistenza a flessione:

la forza di taglio non eccede il 50% della resistenza a taglio plastica di progetto e pertanto l'interazione tra taglio e momento flettente può essere trascurata ossia  $M_{pl,Rd}$  non deve essere ridotta per tenere in conto la presenza di un significativo valore di  $V_{Ed}$ .

calcolo del momento resistente:

$$M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 1307,15 \cdot 10^3 \cdot \frac{235}{1,05} = 292,55 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Confronto:  $315 \text{ kN} \cdot \text{m} (M_{Ed}) > 292,55 \text{ kN} \cdot \text{m} (M_{Rd})$

Verifica non soddisfatta (*indice di sfruttamento*  $\cong 108\%$ )

$N_{Ed} = -16,26 \text{ kN}$  (compressione)

Abbiamo una differenza di sfruttamento di circa il 15% rispetto ai valori dati dal software di calcolo.

Verifica di resistenza all'instabilità per taglio quando l'anima è particolarmente snella o se è soddisfatta la seguente disuguaglianza

- Nel caso di anima non irrigidita:

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta}$$

In cui  $h_w$  e  $t_w$  rappresentano l'altezza e lo spessore dell'anima,  $\varepsilon$  è definito come  $\sqrt{235/f_y}$  e  $\eta$  è un coefficiente funzione dell'acciaio strutturale,  $\eta = 1,2$  nel nostro caso.

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{400 - 2 \cdot 13,5}{8,6} = 43,37 < 72 \cdot \frac{1}{1,2} = 60$$

Quindi non deve essere esplicitata la verifica di resistenza all'instabilità per taglio.

La verifica nei confronti dell'instabilità laterale non viene fatta perché l'IPE 400 risulta essere totalmente vincolata rispetto a tale instabilità, perché in corrispondenza della parte compressa dovuto al momento, l'IPE 4000 sostiene il solaio (20+4) che la vincola totalmente all'instabilità flessione – torsionale.

## Verifica di un elemento inflesso 5

In particolare, l'asta analizzata è la 7704 appartenente al telaio 13 a quota 28,60 m.

### Dati della trave IPE 400

Altezza	$h$ 400 mm
Larghezza	$b$ 180 mm
Spessore delle ali	$t_f$ 13,5 mm
Spessore dell'anima	$t_w$ 8,6 mm
Raggio di raccordo	$r$ 21 mm
Area	$A$ 84,46 cm <sup>2</sup>
Momento di inerzia rispetto all'asse forte	$I_y$ 23130 cm <sup>4</sup>
Momento di inerzia rispetto all'asse debole	$I_z$ 1318 cm <sup>4</sup>
Momento di inerzia torsionale	$I_t$ 51,1 cm <sup>4</sup>
Modulo di resistenza plastico rispetto all'asse forte	$W_{pl,y}$ 1307,15 cm <sup>3</sup>

Oss:

il programma di verifica (CDM DOLMEN) genera un file testo dove al suo interno è contenuto per ogni asta le percentuali di sfruttamento rispetto alle tensioni limite, in particolare restituisce la  $\sigma$  normale di tensoflessione ( $S_x$ ), la  $\tau$  di taglio/torsione ( $\tau$ ), la  $\sigma$  ideale combinazione di  $\sigma$  e  $\tau$  ( $S_i$ ) e la  $\sigma$  di stabilità ( $S_s$ ).

Per l'asta 6892 il programma di verifica restituisce i seguenti valori:

$\tau[\%] = 37[\%]$ ;  $S_x[\%] = 86[\%]$ ;  $S_i[\%] = 86[\%]$ ;  $S_s[\%] = 0[\%]$ ;  $\max[\%] = 86[\%]$ ;

Procedura:

la verifica dell'elemento inflesso, condotta considerando sia gli stati limite di esercizio di deformabilità e controllo di vibrazioni, sia lo stato limite ultimo di resistenza della trave, viene eseguita attraverso le seguenti fasi:

- Classificazione del profilo

Verifica allo stato limite di esercizio: deformabilità

- Calcolo dell'abbassamento totale ( $\delta_{max}$ )
- Calcolo dell'abbassamento dovuto ai soli carichi variabili ( $\delta_2$ )

Verifica allo stato limite di esercizio: vibrazioni

- Valutazione della frequenza fondamentale ( $f_0$ )

Verifica allo stato limite ultimo di resistenza

- Calcolo delle sollecitazioni di progetto allo stato limite ultimo per taglio e flessione ( $V_{Ed}, M_{Ed}$ )
- Calcolo della capacità portante per azione di taglio
- Calcolo della capacità portante flessionale
- Calcolo della resistenza all'instabilità per taglio

L'anteporre la verifica a taglio a quella a flessione permette di valutare se la capacità portante deve essere ridotta per la presenza di azione tagliante. Per questa particolare applicazione, le NTC sono totalmente coincidenti con l'EC3.

### Sviluppo del calcolo

Classificazione del profilo, per l'acciaio S 235 si ha  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$

Azione di flessione

$$\text{Ala} \quad (c/t_f) = [b - 2 \cdot r - t_w] / (t_f \cdot 2) = [180 - (2 \cdot 21) - 8,6] / (13,5 \cdot 2) = 4,79 < 9 \cdot \varepsilon$$

Ala → Classe 1

$$\text{Anima} \quad (d/t_w) = [h - (2 \cdot t_f) - (2 \cdot r)] / t_w = [400 - (2 \cdot 13,5) - (2 \cdot 21)] / 8,6 = 38,48 \leq 72 \cdot \varepsilon$$

Anima → Classe 1

Il profilo IPE 400 in acciaio S235 ha sezione trasversale di classe 1 se sollecitato da azione flettente

### Verifica allo stato limite di esercizio: deformabilità

I carichi allo stato limite di servizio provocano sollecitazioni elastiche sull'elemento e pertanto il massimo abbassamento può essere valutato mediante i metodi tradizionali della scienza delle costruzioni, basati sull'ipotesi di materiale con legame costitutivo elastico – lineare. Tuttavia, noi consideriamo il massimo abbassamento dato dal software di calcolo. Nelle verifiche di seguito riportate si è trascurato il termine deformativo associato all'azione tagliante in quanto  $L/h \approx 25$ .

Nel caso di travi con luce pari a 12 volte l'altezza della trave ( $L = 12 \cdot H$ ) l'importanza del contributo  $v$  (deformabilità legato al contributo tagliante) si riduce significativamente in quanto:

- Per i profilati della serie IPE il contributo  $v_T$  varia dal 6% al 7% di  $v_F$
- Per i profilati della serie HEA e HEB il contributo  $v_T$  varia dal 6% al 15% di  $v_F$
- Per i profilati della serie HEM il contributo  $v_T$  varia dal 6% al 15% di  $v_F$

Massimo abbassamento e confronto con i limiti:

$$\delta_{max} = 1,8 \text{ cm} = 18 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm} \left( = \frac{L}{250} \right)$$

Calcolo dell'abbassamento dovuto ai soli carichi variabili e confronto con i limiti:

$$\delta_2 = 0,1 \text{ cm} = 1 \text{ mm} \leq 33,33 \text{ mm} \left( = \frac{L}{300} \right)$$

Le verifiche risultano soddisfatte

#### Verifica allo stato limite di esercizio: vibrazioni

L'EC3 impone il controllo sullo stato limite di vibrazione. Nella precedente versione (ENV 1993 – 1 – 1) erano prescritti i seguenti valori limite di frequenza fondamentale ( $f_0$ ):

- Per solai praticati regolarmente da persone (per esempio, nel caso di abitazioni ed uffici)  $f_0 > 3$  Hz. Tale condizione risulta essere garantita da valori di abbassamento istantaneo dovuto ai carichi permanenti ed a quelli accidentali per la combinazione di carico frequente minori di 28 mm.
- Per i solai quali vengono praticate attività ritmiche (per esempio nel caso palestre, discoteche e balere)  $f_0 > 5$  Hz. Tale condizione è soddisfatta quando l'abbassamento istantaneo dovuto ai carichi permanenti ed a quelli accidentali per la combinazione di carico frequente risulta minore di 10 mm.

Quindi la verifica viene effettuata massimizzando l'abbassamento in modo da sottostimare la frequenza fondamentale:

$$f_0 = \frac{18}{\sqrt{\delta_{max}}} = \frac{18}{\sqrt{18}} = 4,24 \text{ Hz}$$

La frequenza fondamentale è superiore al valore di 3 Hz, valori limite indicativi.

#### Verifica allo stato limite ultimo di resistenza:

Azioni:  $V_{Ed} = 141,77$  kN;  $M_{Ed} = 218,95$  kN·m

#### Verifica di resistenza a taglio:

calcolo della resistenza a taglio plastica di progetto

$$V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = [A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f] \cdot \frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} =$$

$$V_{pl,Rd} = [84,46 \cdot 10^2 - 2 \cdot 180 \cdot 13,5 + (8,6 + 2 \cdot 21) \cdot 13,5] \cdot \frac{235/\sqrt{3}}{1,05} = 551,63 \text{ kN}$$

Confronto:  $141,77$  kN ( $V_{Ed}$ )  $\leq$   $551,63$  kN ( $V_{pl,Rd}$ )

Verifica soddisfatta ( *indice di sfruttamento*  $\cong 25\%$  )

Verifica di resistenza a flessione:

la forza di taglio non eccede il 50% della resistenza a taglio plastica di progetto e pertanto l'interazione tra taglio e momento flettente può essere trascurata ossia  $M_{pl,Rd}$  non deve essere ridotta per tenere in conto la presenza di un significativo valore di  $V_{Ed}$ .

calcolo del momento resistente:

$$M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 1307,15 \cdot 10^3 \cdot \frac{235}{1,05} = 292,55 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Confronto:  $218,95 \text{ kN} \cdot \text{m} (M_{Ed}) < 292,55 \text{ kN} \cdot \text{m} (M_{Rd})$

Verifica soddisfatta ( *indice di sfruttamento*  $\cong 74\%$  )

$N_{Ed} = 22,01 \text{ kN}$  (trazione)

Abbiamo una differenza di sfruttamento di circa il 10% rispetto ai valori dati dal software di calcolo.

Verifica di resistenza all'instabilità per taglio quando l'anima è particolarmente snella o se è soddisfatta la seguente disuguaglianza

- Nel caso di anima non irrigidita:

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta}$$

In cui  $h_w$  e  $t_w$  rappresentano l'altezza e lo spessore dell'anima,  $\varepsilon$  è definito come  $\sqrt{235/f_y}$  e  $\eta$  è un coefficiente funzione dell'acciaio strutturale,  $\eta = 1,2$  nel nostro caso.

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{400 - 2 \cdot 13,5}{8,6} = 43,37 < 72 \cdot \frac{1}{1,2} = 60$$

Quindi non deve essere esplicitata la verifica di resistenza all'instabilità per taglio.

La verifica nei confronti dell'instabilità laterale non viene fatta perché l'IPE 400 risulta essere totalmente vincolata rispetto a tale instabilità, perché in corrispondenza della parte compressa dovuto al momento, l'IPE 400 sostiene il solaio (20+4) che la vincola totalmente all'instabilità flessione – torsionale.

## Conclusioni e sviluppi futuri

Questo elaborato si è svolto inizialmente in una ricerca robusta e prolungata, presso le biblioteche del Politecnico di Torino, causa il ridotto e limitato accesso dovuto al brutto periodo pandemico che stiamo vivendo legato al SARS-CoV-2. La ricerca era finalizzata alla identificazione dei sistemi costruttivi e schemi strutturali delle costruzioni metalliche. Da tale ricerca si osserva che lo schema strutturale di un edificio multipiano in acciaio è delegato ad assolvere due funzioni, esso deve infatti soddisfare i requisiti di servizio e di resistenza nei confronti delle azioni di natura verticale ed orizzontale. Le strategie che si possono adottare per soddisfare tali requisiti sono essenzialmente due: la prima strategia prevedere la realizzazione di un sistema strutturale (telaio a nodi rigidi) capace di rispondere sia nei confronti delle azioni verticali che di quelle orizzontali; la seconda strategia invece prevede di separare le azioni verticali da quelle orizzontali e pertanto conduce alla identificazione di due sistemi strutturali separati (struttura pendolare con controventi) con compiti anche essi distinti. L'argomento principale del mio lavoro si è sviluppato nella modellazione di uno dei primi edifici storici interamente in acciaio (Università degli Studi di Torino Palazzo Nuovo) presenti nel territorio del Comune di Torino. Esso è stato oggetto di critiche sin dalla sua costruzione dovuto al suo impatto costruttivo rispetto al tessuto edilizio storico circostante.

Tale modellazione è stata realizzata grazie all'ausilio del software di calcolo strutturale CDM DOLMEN e grazie alla Direzione Edilizia e Sostenibilità dell'Università degli Studi di Torino che mi hanno dato accesso al materiale di archivio degli anni 60. Dopo una lunga e attenta consultazione di tale materiale sono arrivato alla conclusione che le tavole significative ai fini della mia modellazione erano di un centinaio. Tali tavole sono state scansionate dall'ufficio Direzione Edilizia e Sostenibilità e messe a mia disposizione per una migliore lettura e facilitato lavoro. Dai disegni costruttivi degli anni 60 realizzati dagli Arch. Gino Levi-Montalcini, Felice Bardelli, Sergio Hutter e Domenico Morelli mi è stato possibile modellare l'Università degli Studi di Torino Palazzo Nuovo, in particolare i due corpi alti che si affacciano in via Sant'Ottavio. Nel suo complesso tale Università è costituita da undici corpi tutti separati da giunti. Una volta terminata di modellare la parte strutturale, schema strutturale - telaio a nodi rigidi, dove gli elementi utilizzati sono stati elementi asta, solaio e gusci, lo step successivo è stato quello di introdurre i carichi: peso proprio, permanente portato e accidentali, questi sono stati inseriti facendo fede alle attuali normative NTC 2018, quindi è importante sottolineare che tale struttura è stata considerata come se fosse di Nuova Costruzione.

Terminata la parte della modellazione è stata eseguita l'analisi dove l'obiettivo è stato quello di generare una relazione sintetica di calcolo contenente al suo interno le percentuali di sfruttamento rispetto ai valori limiti.

Il software di calcolo strutturale nel caso di calcolo agli stati limite, l'esito della verifica viene stabilito secondo quanto indicato nelle NTC 2018 formula [4.2.4] e la verifica di stabilità delle membrature è svolta secondo le NTC 2018 – 4.2.4.1.3.

Da tale relazione si deduce che la quasi totalità degli elementi asta costituenti l'intero modello lavorano a uno sfruttamento minore dei valori limiti o al più a tale valore. Inoltre, alcuni degli elementi caratterizzanti sono stati estrapolati dal contesto strutturale e analizzati secondo procedura di verifica suggerite dalle attuali normative NTC 2018/EC3 e i risultati ottenuti sono stati confrontati con quelli dati dal software di calcolo. Da tali confronti ho riscontrato piena coerenza. Tuttavia, in alcuni casi, in particolare nelle verifiche a presso-flessione nei riguardi della stabilità i valori di sfruttamento delle aste rispetto ai valori limite risultano essere più piccoli di quelli dati dal software di calcolo. I valori più piccoli sono una diretta conseguenza nel considerare la lunghezza di libera inflessione in maniera accurata (circa l' 80% della lunghezza della colonna presa in esame) prendendo in considerazione il contributo delle rigidità degli elementi che vanno a convergere alle estremità della colonna presa in esame, invece, nel software di calcolo ho lasciato la condizione di default ovvero che fa lavorare la colonna sulla sua lunghezza che comunque è a favore di sicurezza poiché nei telai a nodi fissi la lunghezza di libera inflessione varia tra  $0,5 \cdot L$  ed  $L$  dove  $L$  è la lunghezza della colonna.

Aspetti critici legati alla copertura:

Le travi della copertura sono costituite da IPE 180 e IPE 330. L' IPE 330 poggia sull' IPE 180. Non sono stati modellati come se fossero uniti tramite saldatura oppure bullonatura; quindi, le due travi sono indipendenti fra di loro. Il solaio della copertura, da disegni costruttivi, viene portato dalle travi IPE 180. I valori di sfruttamento delle aste IPE 180 rispetto ai loro valori limite risultano essere esagerati, addirittura otto volte il loro valore limite; quindi, a tal proposito bisognerebbe capire tramite indagini in situ se queste due travi sono collegate, vedere se ci sono collegamenti mediante saldatura o bullonatura facendo lavorare le travi come se fossero un'unica trave "IPE 180 + IPE 330".

È importante sottolineare che tale modellazione è avvenuta facendo riferimento solo ed esclusivamente ai disegni costruttivi degli anni 60. Infatti, successivamente si dovrebbe fare un rilievo geometrico per verificare la coerenza tra il modello realizzato con la struttura esistente allo stato attuale.

## Ringraziamenti

A conclusione di questo elaborato, desidero menzionare tutte le persone, senza le quali questo lavoro di tesi non esisterebbe nemmeno.

Ringrazio il mio relatore Professor Tondolo, per le risorse e il tempo che ha messo a mia disposizione, nonché per i consigli che mi ha dato per la stesura del lavoro di tesi.

Ringrazio la Responsabile Ing. Marcella Avalle di CDM DOLMEN per avermi dato la possibilità di utilizzare il loro software di calcolo strutturale.

Ringrazio il Direttore Ing. Sandro Petruzzi della Direzione Edilizia e Sostenibilità dell'Università degli studi di Torino e l'Ing. Davide Zeppego per avermi fornito le scansioni di tutte le tavole, un centinaio, di Palazzo Nuovo.

Ringrazio di cuore la mia famiglia. Grazie per avermi sempre sostenuto e per avermi permesso di portare a termine gli studi universitari.

Un ringraziamento particolare va al mio Professore Genovese, perché ha sempre creduto in me e ha visto quello che nessuno prima aveva visto. Sono onorato della Sua Amicizia.

Grazie ai miei amici per essere stati sempre presenti. Grazie per tutti i momenti belli che abbiamo passato in questa lunga e impegnativa avventura.

## Bibliografia

Tecniche di montaggio / Dal Pont E. – Nascè V.

Architettura acciaio. Edifici civili, F. Hart W. Henn H. Sontag

Costruzioni metalliche GEN/FEB 2020

NTC 2018 / EC3

Progetto e verifica delle strutture in acciaio. Secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 e l'Eurocodice 3 – seconda edizione / Claudio Bernuzzi