

Andrea Dall'Asta, Raffaele Landolfo,
Fabio Micozzi, Walter Salvatore

Edifici monopiano in acciaio ad uso industriale

AI SENSI DELLE NTC 2018

DISEGNI DI PROGETTO SCARICABILI



Dario Flaccovio Editore

Indice

Premessa.....	»	17
1. Generalità ed aspetti tipologici.....	»	19
2. Applicazione ad un caso studio.....	»	31
2.1. Descrizione dell'edificio e della tipologia strutturale	»	31
3. Materiali, sistemi di unione e coefficienti parziali di sicurezza.....	»	35
3.1. Acciai per le strutture metalliche	»	35
3.2. Bulloni.....	»	37
3.3. Saldature	»	39
3.4. Resistenza di progetto delle membrature	»	39
3.5. Resistenza di progetto delle unioni	»	40
4. Valutazione delle azioni	»	41
4.1. Azioni permanenti	»	41
4.1.1. Peso proprio degli elementi strutturali G_1	»	41
4.1.2. Peso proprio dei pannelli di copertura G_2	»	41
4.1.3. Peso proprio dei pannelli di parete G_2	»	41
4.2. Azioni dovute al sisma E.....	»	42
4.2.1. Generalità.....	»	42
4.2.2. Pericolosità sismica di base	»	42
4.2.3. Specificità del sito.....	»	44
4.2.4. Spettri di risposta elastico e di progetto della componente orizzontale	»	45
4.2.5. Spettro di risposta elastico e di progetto della componente verticale	»	47
4.3. Azioni dovute al vento $Q_{k,vento}$	»	48

4.3.1.	Generalità	»	48
4.3.2.	Caratterizzazione del sito.....	»	48
4.3.3.	Azioni statiche equivalenti	»	52
4.4.	Azioni dovute alla neve $Q_{k,neve}$	»	59
4.4.1.	Generalità	»	59
4.4.2.	Caratterizzazione del sito.....	»	59
4.4.3.	Carico neve sulla copertura	»	61
4.5.	Azioni dovute al carroponete	»	62
4.6.	Azioni dovute ai sovraccarichi.....	»	62
4.7.	Azioni della temperatura	»	63
5.	Le strutture di copertura.....	»	65
5.1.	Generalità.....	»	65
5.2.	Condizioni di carico.....	»	65
5.3.	Combinazione di calcolo delle azioni	»	68
5.3.1.	Stato limite ultimo	»	68
5.3.2.	Stato limite di esercizio	»	69
5.4.	Arcarecci.....	»	69
5.5.	Trave reticolare	»	71
5.5.1.	Modello geometrico.....	»	71
5.5.2.	Analisi strutturale.....	»	73
5.5.3.	Verifiche dello SLU	»	73
5.5.4.	Verifiche dello SLE.....	»	76
6.	I pilastri correnti.....	»	77
6.1.	Generalità.....	»	77
6.2.	Schema statico e metodologia di analisi.....	»	77
6.3.	Azioni e condizioni di carico	»	78
6.4.	Stati limite ultimi.....	»	86
6.4.1.	Combinazioni di carico.....	»	86
6.4.2.	Verifiche di resistenza.....	»	88
6.4.3.	Stati limite di esercizio	»	92
7.	I controventi di falda e i controventi verticali	»	95
7.1.	Controventi verticali.....	»	95
7.1.1.	Schema statico.....	»	95
7.1.2.	Calcolo delle sollecitazioni.....	»	97

7.1.3.	Stati limite ultimi	» 102
7.1.3.1.	Combinazioni delle condizioni di carico.....	» 102
7.1.3.2.	Verifiche delle colonne	» 103
7.1.3.3.	Verifica delle aste diagonali.....	» 105
7.1.3.4.	Verifica dell’asta orizzontale	» 107
7.1.4.	Stati limite di esercizio	» 108
7.1.4.1.	Combinazioni delle condizioni di carico.....	» 108
7.1.4.2.	Verifica degli spostamenti orizzontali.....	» 108
7.1.5.	Stato limite di danno.....	» 108
7.1.5.1.	Combinazioni delle condizioni di carico.....	» 108
7.1.5.2.	Verifica degli spostamenti sismici.....	» 109
7.2.	Controventi di falda.....	» 109
7.2.1.	Schema statico.....	» 109
7.2.2.	Condizioni di carico.....	» 110
7.2.3.	Stati limite ultimi	» 112
7.2.3.1.	Combinazioni delle condizioni di carico.....	» 112
7.2.3.2.	Verifica di stabilità del corrente compresso	» 112
7.2.3.3.	Verifica di stabilità del montante – arcareccio compresso..	» 113
7.2.3.4.	Verifica a trazione del diagonale.....	» 114
8.	Collegamenti	» 115
8.1.	Trave reticolare	» 115
8.1.1.	Nodi saldati	» 115
8.1.2.	Collegamento trave-trave (Nodo 16).....	» 120
8.1.2.1.	Giunti saldati.....	» 120
8.1.2.2.	Collegamento bullonato.....	» 122
8.2.	Collegamento trave-colonna (nodo 1).....	» 129
8.2.1.	Collegamenti saldati.....	» 130
8.2.2.	Collegamenti bullonati.....	» 131
8.3.	Collegamento controvento verticale/controvento di falda-colonna-arcareccio.	» 134
8.3.1.	Collegamento diagonale del controvento verticale – fazzoletto.....	» 135
8.3.2.	Collegamento controvento verticale – arcareccio/colonna.....	» 138
8.3.2.1.	Verifica del collegamento con l’anima della colonna.....	» 138
8.3.2.2.	Verifica del collegamento con l’arcareccio.....	» 139
8.3.3.	Collegamento diagonale del controvento di falda-piatto.....	» 141
8.3.4.	Collegamento controvento di falda-arcareccio/briglia superiore della capriata	» 142
8.3.4.1.	Collegamento fazzoletto-briglia superiore della capriata.	» 142

8.4.	Collegamento colonna-fondazione (colonne comprese fra i controventi verticali).....	»	143
8.4.1.	Resistenza della piastra e del calcestruzzo.....	»	144
8.4.1.1.	Resistenza a flessione della piastra di base.....	»	144
8.4.1.2.	Resistenza a trazione dell'anima della colonna.....	»	145
8.4.1.3.	Resistenza minima della parte tesa del collegamento.....	»	146
8.4.1.4.	Resistenza a compressione del calcestruzzo.....	»	146
8.4.1.5.	Resistenza a compressione dell'ala e dell'anima della colonna.....	»	148
8.4.1.6.	Resistenza minima della parte compressa del collegamento.....	»	148
8.4.2.	Determinazione del momento resistente del collegamento.....	»	148
8.4.3.	Verifica dell'ancoraggio dei tirafondi.....	»	151
8.4.4.	Verifica del tacco di riscontro a taglio.....	»	152
8.4.5.	Collegamento diagonale del controvento verticale-piatto.....	»	153
9.	Via di corsa del carroponte.....	»	157
9.1.	Schema statico e metodologia di analisi.....	»	157
9.2.	Azioni dovute al carroponte.....	»	159
9.2.1.	Tipologie di azioni.....	»	159
9.2.1.1.	Azioni verticali Q_r	»	159
9.2.1.2.	Azioni orizzontali longitudinali indotte dal moto del ponte H_L	»	160
9.2.1.3.	Azioni orizzontali trasversali indotte dal moto del ponte H_T	»	161
9.2.1.4.	Forze orizzontali causate dallo sghembo H_s	»	162
9.2.1.5.	Azioni dovute all'urto dei respingenti (cuscinetti) H_B	»	163
9.2.1.6.	Azioni trasversali indotte dal movimento del carrello H_{T3}	»	164
9.2.1.7.	Azioni indotte dal carico di prova Q_T	»	165
9.2.2.	Incrementi dinamici.....	»	165
9.2.3.	Gruppi di carico.....	»	167
9.2.4.	Carico da fatica Q_e	»	169
9.3.	Calcolo delle sollecitazioni.....	»	170
9.3.1.	Posizione dei carichi mobili.....	»	170
9.3.2.	Sollecitazioni agli stati limite ultimi ed allo stato limite per azioni eccezionali.....	»	172
9.3.3.	Risposta strutturale agli stati limite di servizio.....	»	174
9.4.	Verifiche agli stati limite ultimi e per azioni eccezionali.....	»	174
9.4.1.	Verifiche di resistenza e stabilità locale.....	»	174
9.4.2.	Verifica di stabilità flessio-torsionale.....	»	184

9.5. Verifiche agli stati limite di servizio	»	184
9.5.1. Limitazione delle deformazioni.....	»	184
9.5.2. Limitazione della deformazione dell'anima in esercizio.....	»	187
9.5.3. Controllo delle vibrazioni.....	»	187
9.6. Verifiche a fatica.....	»	187
Appendice.....	»	191
Edifici monopiano:i vantaggi tecnico-economici dell'acciaio		
<i>A cura di Fondazione Promozione Acciaio</i>	»	193

Premessa

La pubblicazione dell'aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" (D.M. del 17 gennaio 2018) costituisce un ulteriore avanzamento della normativa, dopo quello già segnato dalle Norme Tecniche del 2008 e, prima ancora, dall'Ordinanza del Presidente del Consiglio del 2003. La nuova norma si pone in continuità con le precedenti, precisando e aggiornando diversi aspetti relativi alle azioni e ai metodi di verifica.

Per le costruzioni in acciaio, in particolare, le NTC18 risultano pienamente congruenti con le regole progettuali e di verifica incluse negli Eurocodici. Tale evenienza può sicuramente consentire un pieno sfruttamento delle proprietà meccaniche dell'acciaio nelle diverse soluzioni costruttive.

D'altro canto, l'introduzione di nuove regole induce nuovi problemi alla pratica progettuale corrente che deve ridefinire gli approcci e le procedure allo scopo di individuare le soluzioni ottimali in relazione alle prestazioni ed al livello di sicurezza richiesti.

A tal proposito, la Commissione Sismica per le Costruzioni in Acciaio, istituita e sostenuta da Fondazione Promozione Acciaio, si propone di realizzare alcune applicazioni delle nuove norme per la progettazione di costruzioni in acciaio. La presente monografia tratta una delle tipologie strutturali forse più diffuse, quella degli edifici monopiano ad uso industriale in acciaio, che per la loro leggerezza possono dimostrarsi convenienti anche in zone di medio-alta sismicità.

In particolare, la monografia illustra, oltre ai principi generali, un progetto completo di un edificio monopiano ad uso industriale dotato di carroponte sito in una zona a medio-alta sismicità. Il fine è quello d'illustrare l'intero iter progettuale previsto dalle attuali norme e dagli Eurocodici rilevanti, le prestazioni richieste per i diversi livelli di verifica e di combinazioni delle azioni, le problematiche relative alla ricerca di una soluzione progettuale idonea ed efficiente.

Il desiderio di fornire indicazioni sull'intero percorso progettuale, trattando non solo le fasi di modellazione, analisi e verifica, ma anche quelle di concezione, scelta delle soluzioni costruttive e valutazione economica, è testimoniato dalle valutazioni relative

al computo metrico di cui all'appendice e dalle tavole progettuali fornite insieme al volume su supporto informatico.

Gli autori ringraziano per la realizzazione della monografia: Valerio Barberi, Giuliano Barsacchi (autore delle tavole progettuali), Aurelio Braconi, Oreste Mammana, Luca Nardini e Davide Quattrini.

Andrea Dall'Asta



Raffaele Landolfo



Fabio Micozzi



Walter Salvatore



1. Generalità ed aspetti tipologici

La progettazione di edifici monopiano ad uso industriale deve, come spesso accade, sintetizzare esigenze diverse ed a volte contrastanti, coniugando le necessità architettoniche, tese a ricercare soluzioni sempre più efficaci sotto l'aspetto funzionale evitando soluzioni formali scontate, con le necessità costruttive ed imprenditoriali, volte a ridurre i costi e i tempi di costruzione.

Rispetto a scelte tecnologiche diverse, la soluzione con struttura metallica permette al progettista una maggior libertà espressiva ed una facile integrazione tra elementi costruttivi in materiali diversi, come ad esempio legno e vetro, fornendo in definitiva utili strumenti per ottenere soluzioni formali che superino le consuete soluzioni stereotipate e permettano una caratterizzazione dell'edificio in relazione al contesto ed alle attività produttive che ospita (Figura 1.1-a).

Le soluzioni in acciaio sono inoltre caratterizzate da un'elevata flessibilità, essendo possibile prevedere e realizzare ampliamenti o trasformazioni dell'edificio in modo semplice e rapido o anche integrare all'interno dello stesso progetto diverse funzioni. Dal punto di vista economico, esse possono consentire risparmi anche consistenti nella realizzazione delle opere di fondazione, per i minori carichi gravanti e per i minori volumi di scavo e di rinterro, permettendo di arrivare a riduzioni di costo sino al 75% rispetto a quelli relativi a fondazioni realizzate per opere tradizionali.

Le possibilità di prefabbricazione tipiche delle costruzioni in acciaio consentono di ridurre i tempi di costruzione e di montaggio in opera, favorendo un miglior controllo della produzione e quindi una maggiore affidabilità rispetto ad opere realizzate prevalentemente in cantiere [1] (Figura 1.1-b). In questo contesto, le vigenti normative tecniche recependo integralmente la UNI EN 1090-2 [2] riconoscono il ruolo chiave del processo costruttivo che, a valle della progettazione esecutiva e di officina, prevede le fasi di produzione e trasformazione dei prodotti siderurgici (profilati e lamiere), trasporto e montaggio in cantiere, nonché la fase di esercizio e fine vita. L'affidabilità di un'opera in carpenteria metallica, infatti, non dipende solo dalla sua corretta progettazione strutturale ma anche dalla accuratezza utilizzata in fase di esecuzione. La UNI EN 1090-2 [2] definisce quattro classi d'esecuzione (EXCi, con $i=1,2,3$ e 4) a cui corrispondono altrettanti livelli di qualità crescenti. La classe d'ese-

cuzione sebbene riguardi aspetti costruttivi, è definita dal progettista di concerto con il committente in funzione della classe di conseguenza (CCi con $i=1, 2$ o 3), e della categoria di servizio (CSi con $i=1$ o 2).

Infine, non di minore importanza è la questione ambientale e le questioni connesse all'economia circolare: l'acciaio è un materiale riciclabile al 100% per un numero di volte indefinito. Oggi è il materiale più riciclato al mondo (*fonte: BIR – Bureau of International Recycling – World Steel Recycling*) ed il riciclo dei profili di acciaio si attesta su valori superiori al 90%. Nonostante i problemi relativi all'inquinamento ambientale associati al processo produttivo, l'utilizzo dei forni ad arco elettrico (attualmente in larga diffusione) garantisce una grande riduzione degli effetti negativi sull'ambiente rispetto ai vecchi forni (soprattutto in termini di riduzione delle polveri e di emissione di CO_2), rendendo questo materiale da costruzione sempre più sostenibile.

Il processo di “decostruzione”, tipico delle strutture in acciaio, è l'ultimo tassello che segna una differenza importante rispetto ad altre tipologie strutturali dove il fine vita consiste nella semplice demolizione e i diversi materiali diventano materiali di minor pregio o direttamente materiali da discarica.



Figura 1.1. a) Stabilimento SITMA a Spilamberto (MO) 2005: progetto architettonico: Roberto Corradi; progetto strutturale: Francesco Stampo; impresa e carpenteria metallica: Cometal spa; foto: Paolo Candelari; b) Centro di Raccolta Buonumore a Taglio di Po (RO) 2005: progetto architettonico: Ubaldo De Bei; progetto strutturale: Astron, ing. Simone Carraio; impresa: Zaninello Costruzioni srl; carpenteria metallica: Edil&Acciaio srl; foto: Edil&Acciaio srl.

Tutti gli aspetti elencati trovano una prima sintesi progettuale nella scelta tipologica dello schema strutturale, che varia adattandosi alle molteplici funzioni possibili, spaziando così dalle semplici tettoie per uso agricolo, di modeste dimensioni, ai grandi complessi industriali per lavorazioni di considerevole mole. La destinazione d'uso determina gli interessi delle colonne in senso trasversale e longitudinale al capannone; la distanza tra il piano di lavoro e l'intradosso della copertura (altezza libera sotto catena); il numero delle navate affiancate; la conformazione geometrica della copertura e delle pareti in relazione al sistema di illuminazione ed aerazione richiesto; la defi-

nizione dei carichi permanenti di parete e di copertura in rapporto alle esigenze di impermeabilizzazione e di isolamento termico; la definizione dei carichi trasmessi dagli eventuali impianti di sollevamento e trasporto (gru a ponte, a portale zoppo, a bandiera). Inoltre, può essere opportuno impostare il progetto anche in funzione delle possibili modifiche o espansioni future e quindi delle prevedibili variazioni delle condizioni di esercizio: una maggiorazione dell'investimento iniziale per ridurre i potenziali costi futuri può spesso risultare economicamente conveniente [3].

Una simile varietà di parametri impedisce pertanto, o rende comunque problematica, un'elencazione di tutti gli schemi strutturali possibili. In questa sede si esaminano solo alcune delle principali tipologie adottate per edifici ad una sola navata, composti da una successione di telai trasversali in cui si distinguono la trave principale di copertura e le colonne.

Si possono individuare tre schemi statici fondamentali: a) colonne incastrate alla base e trave reticolare incernierata in sommità (Figura 1.2); b) portale incastrato alla base (Figura 1.3-a); c) portale incernierato alla base (Figura 1.3-b).

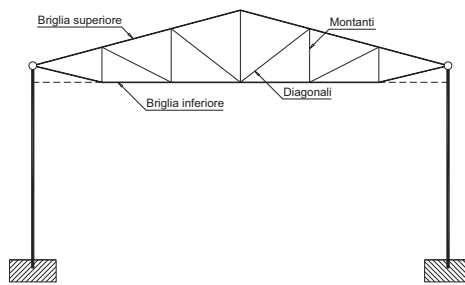


Figura 1.2. Colonne incastrate alla base con capriata reticolare.

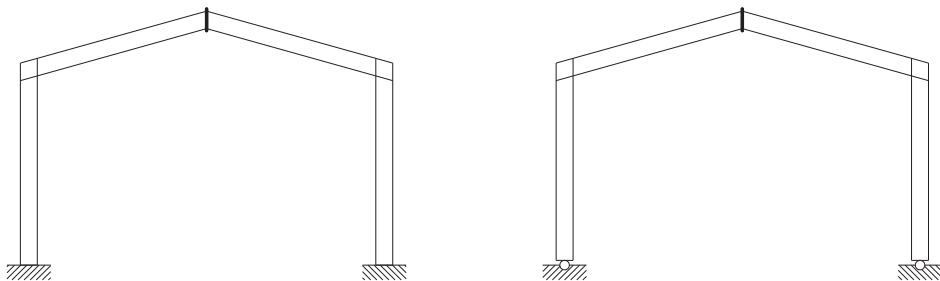


Figura 1.3. Portale incastrato (a) o incernierato (b) alla base.

La scelta tipologica del sistema primario trasversale è legata alla luce da coprire nonché a motivazioni di carattere estetico e funzionale (requisiti architettonici). Per coperture di piccola luce (fino a 25 m) è possibile realizzare portali incernierati in testa realizzati con travi a parete piena, alveolari o capriate. Per luci fino a 40 m è pos-

sibile utilizzare portali a nodi rigidi (incernierati o incastrati alla base, realizzati con travi standard laminate a caldo o profili per composizione saldata, sagomati in modo da seguire l'andamento del regime flessionale locale (portali a profilo rastremato) [4]. La soluzione a portale incastrato alla base può risultare vantaggiosa nel caso di capannoni di grande altezza o con gru di grande portata, al fine di limitare le sollecitazioni e gli spostamenti orizzontali delle colonne, oppure, nel caso di capannoni di grande luce, al fine di limitare le sollecitazioni e le deformazioni della trave principale di copertura [5]. Tale soluzione può inoltre trarre vantaggio da un dimensionamento basato sull'analisi plastica che permette di sfruttare la duttilità dei componenti nel caso di trave e pilastri a parete piena. Per l'analisi strutturale si può in questo caso far riferimento alle normative [6] [7]. Nel caso in cui si temano cedimenti fondali, può essere adottata con successo la soluzione a portale incernierato alla base, che però rispetto alla soluzione incastrata risulta essere maggiormente pesante e più deformabile.

L'utilizzo di travi reticolari piane o spaziali, opportunamente stabilizzate nei confronti dello svergolamento con ritegni torsionali e/o sistemi di controventamento di falda, consente di realizzare campate superiori ai 100 m [4].

Lo schema statico più diffuso sino ad oggi è certamente quello con colonna incastrata alla base e trave reticolare incernierata alle estremità. Tale soluzione si distingue per la sua semplicità di calcolo, di fabbricazione in officina e di realizzazione in cantiere e per la sua versatilità di utilizzo.

Particolarmente importante è la verifica della stabilità dei correnti compressi in direzione ortogonale al piano del telaio; in particolare del corrente superiore della trave reticolare per l'azione dei carichi permanenti e del sovraccarico neve, ed eventualmente del corrente inferiore per l'azione del vento in depressione sulla copertura. Ove occorra, è possibile migliorare le condizioni di stabilità mediante crociere o sbadacchi facenti capo alla controventatura di falda.

La tipologia, il passo e la luce dei telai trasversali condizionano, insieme alle esigenze di illuminazione e di aerazione ed alla tipologia del manto, la scelta dell'orditura della copertura, costituita dagli arcarecci, dalle travi principali e dai controventi di falda.

Per le travi di copertura, disposte solitamente ad un interasse non superiore a 6-7 m (tipicamente 5 m), si possono distinguere: travi reticolari, coperture a shed o travi a parete piena. La scelta progettuale dipende dalla funzione architettonica che la copertura deve svolgere, dalla necessità di ampie vetrate per lucernari o aerazione, dal passo degli arcarecci come anche dalla luce da coprire.

La *copertura a capriate* è costituita (Figura 1.2), nel caso più semplice, da una serie di capriate disposte trasversalmente, appoggiate sulla sommità delle colonne. All'estradosso della trave reticolare trovano appoggio i correnti longitudinali (arcarecci) o direttamente una copertura in lamiera grecata per la disposizione di materiale coibente e di impermeabilizzazione. Quando le esigenze funzionali richiedono un notevole interasse longitudinale delle colonne, occorre ricorrere a travi laterali porta-

capriata che consentono un'ottimale spaziatura delle capriate di copertura pur incrementando il passo dei telai principali.

Nel caso di travi reticolari, si cerca di concentrare tutti i carichi nei nodi della briglia superiore, in modo da ottenere aste semplicemente tese e aste semplicemente compresse. Qualora questo non fosse possibile occorre valutare se convenga ricorrere ad uno schema con passo ridotto o progettare una capriata le cui briglie superiori siano soggette anche a sollecitazioni di flessione e taglio [7].

Tra le travi reticolari maggiormente in uso indichiamo: (a) tipo Mohnié a diagonali tese (Figura 1.4); (b) tipo Warren a diagonali tese e compresse (Figura 1.5); (c) Polonceau (Figura 1.6-a); (d) Inglese (Figura 1.6-b).

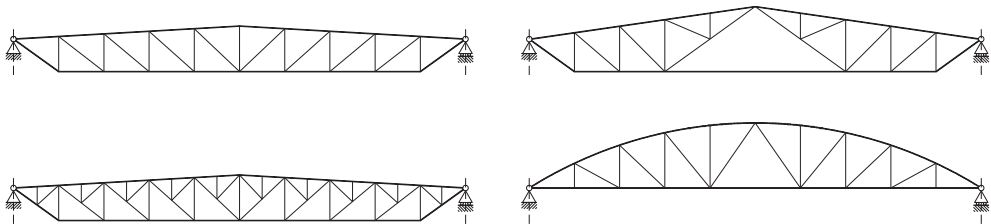


Figura 1.4. Capriate tipo Mohnié a diagonali tese.

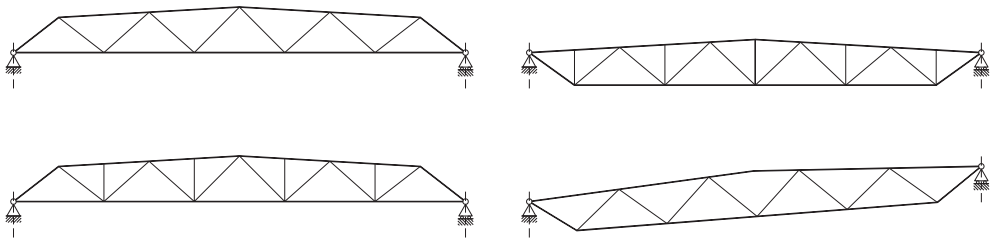


Figura 1.5. Capriate tipo Warren a diagonali tese e compresse.

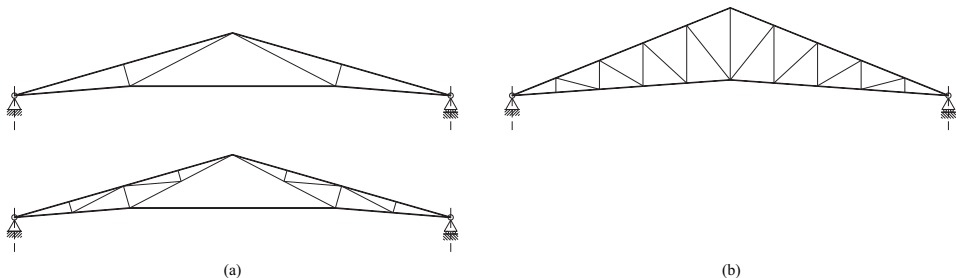


Figura 1.6. Capriate (a) Polonceau, (b) tipo Inglese.

Le coperture a shed (Figura 1.7), formate da ampie vetrate orientate nella medesima direzione, richiedono un maggior numero di elementi strutturali. Mentre una copertura

a falde può esser facilmente realizzata con una serie di travi reticolari sulle quali siano appoggiati gli arcarecci, una copertura a shed necessita di trave porta-shed, di puntoni di falda, di arcarecci ed infine di correnti porta-vetrate. Le travi principali (porta shed) sono disposte trasversalmente o direttamente appoggiate alle colonne. La falda cieca della copertura è supportata da travi secondarie (shed) e collegate alla briglia superiore di una trave principale e a quella inferiore della trave adiacente. Gli arcarecci corrono sulle travi secondarie parallelamente alle travi principali.

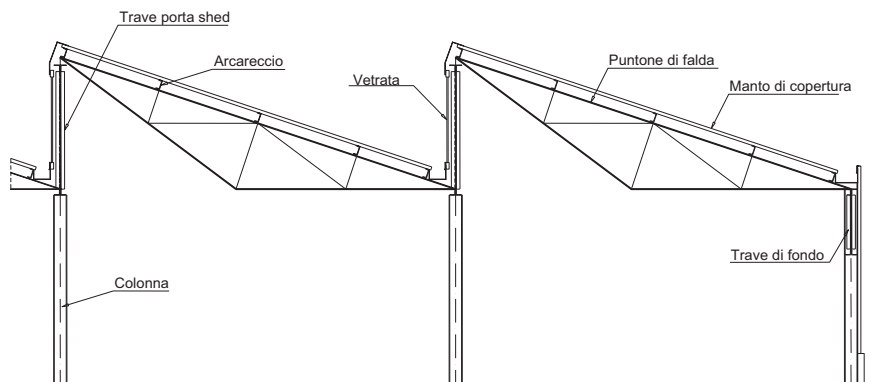


Figura 1.7. Trave a shed.

La *travi a parete piena* sono realizzate con travi laminato o, se risultano di una certa importanza, composte saldate (Figura 1.8). Risultano essere adatte per ambienti polverosi o chimicamente aggressivi, oppure quando si vuole conferire agli elementi di copertura una particolare funzione architettonica.

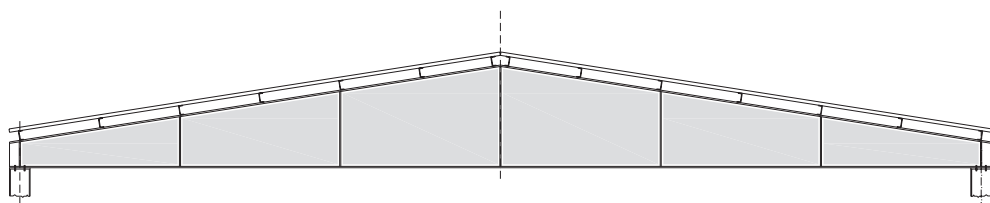


Figura 1.8. Trave di copertura formata da una trave composta ad anima piena.

Le colonne sono, con le travi reticolari, l'elemento fondamentale della costruzione. Il loro schema è generalmente funzione della tipologia della copertura, dei carichi agenti oltre che della tipologia dei controventi. Lo schema più ricorrente è quella di mensola con una iperstatica alla sommità, trasmessa dalla capriata [4].

Per gli edifici industriali privi di carroponete o altre apparecchiature che trasmettono carichi alle strutture sottostanti, vengono impiegate colonne a sezione costante, realizzate generalmente con profili a doppio T ad ali larghe. Si scelgono soluzioni ana-

loghe, a parte l'aggiunta di mensole per l'attacco delle vie di corsa, per costruzioni dotate di carroponte per la movimentazione dei carichi di modesta entità. Qualora si abbiano fabbricati di notevole dimensione e carroponi di notevole portata, le colonne assumono una particolare conformazione detta a fusto e stelo (Figura 1.9). La parte inferiore, dalla fondazione alla quota del carroponte, richiede caratteristiche di resistenza e rigidità maggiori e può essere realizzata mediante fusto con sezione composta saldata o composta con profili trafilati a caldo. La parte superiore di sostegno della copertura, ossia lo stelo, viene generalmente realizzata con un unico profilo.

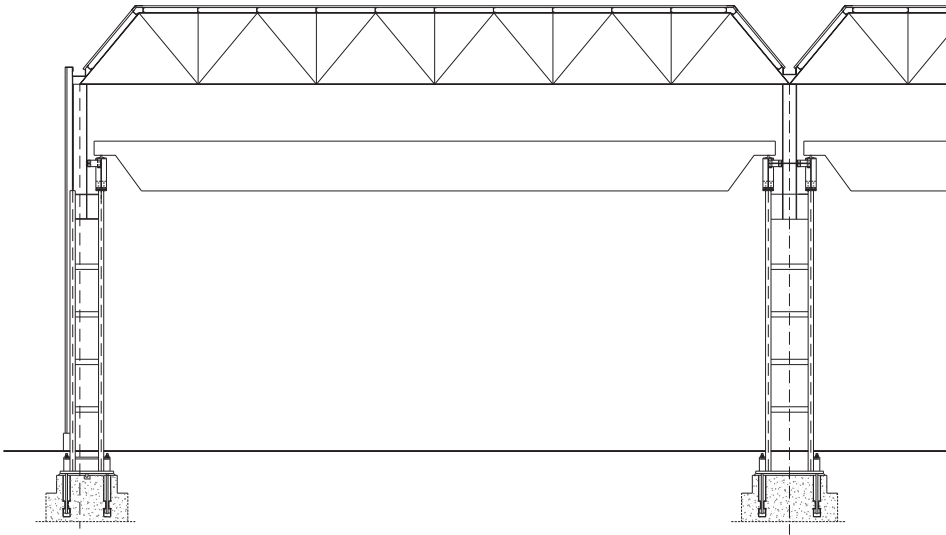


Figura 1.9. Colonne a sezione variabile con stelo e fusto.

Se le colonne sono di notevoli dimensioni e sopportano carichi di limitata entità, possono essere realizzate con uno schema reticolare (Figura 1.10).

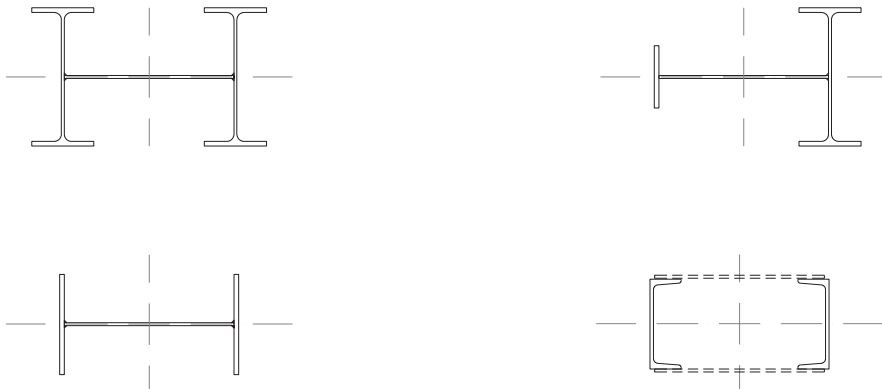


Figura 1.10. Possibili sezioni per il "fusto" delle colonne.