

## Teoria e progetto delle costruzioni in acciaio

Testi consigliati:

- G. Ballio F. M. Mazzolani, Costruzioni in acciaio, Hoepli.
- M. Caironi, Teoria e tecnica delle costruzioni - Instabilità dei telai, Clup.
- M. Caironi, Teoria e tecnica delle costruzioni - Elementi di strutture in acciaio, Clup.
- N. Scibilia, Progetto di strutture in acciaio, Flaccovio.
- W. McGuire, Steel Structures, Prentice-Hall.
- P. Pozzati C. Ceccoli, Teoria e tecnica delle strutture, vol. 2°, UTET.
- Norme tecniche per le opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche. Decreto Ministeriale 9/1/96.
- Costruzioni in acciaio, istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione. Norme tecniche C.N.R. 10011.
- Istruzioni per la valutazione delle azioni sulle costruzioni. Norme tecniche C.N.R. 10012.
- Strutture in acciaio per apparecchi di sollevamento, istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo, la manutenzione. Norme tecniche C.N.R. 10021.

Norma italiana		Giugno 1994
INGEGNERIA STRUTTURALE	Eurocodice 3 Progettazione delle strutture di acciaio Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici	UNI ENV 1993-1-1
Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings		

UNI – v. Battistotti Sassi, 11  
20133 Milano  
tel 02/700241

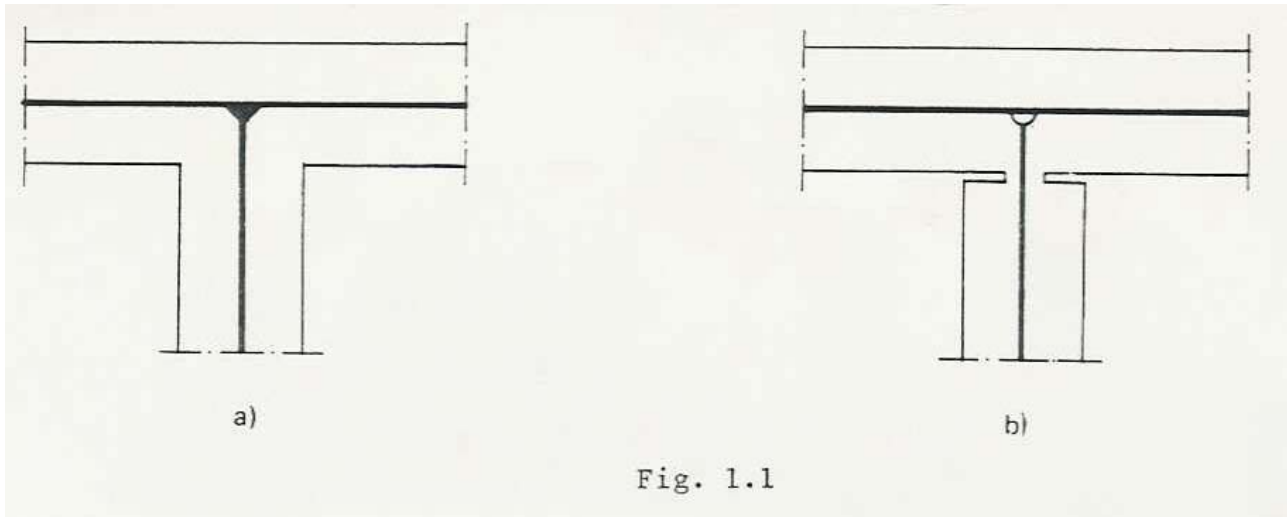
Lezioni con riferimento ai paragrafi del testo “Costruzioni in acciaio” di G. Ballio e F. M. Mazzolani

## 1. Sistemi strutturali

### 1.1.1 Cinematica strutturale

Strutture in c.a. non prefabbricate → fortemente iperstatiche

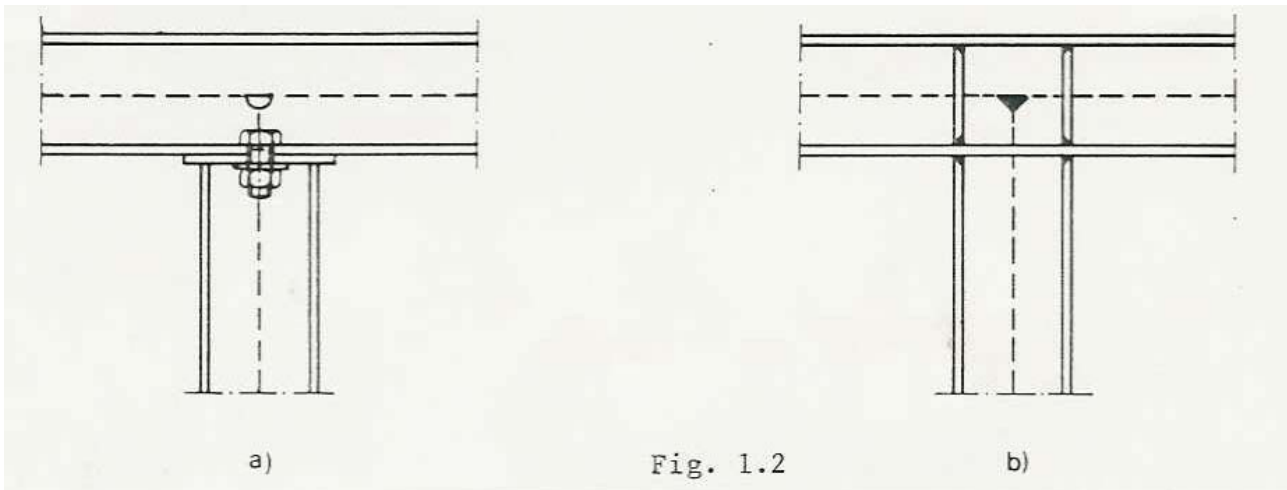
#### Nodi strutture in cemento armato



incastro facile

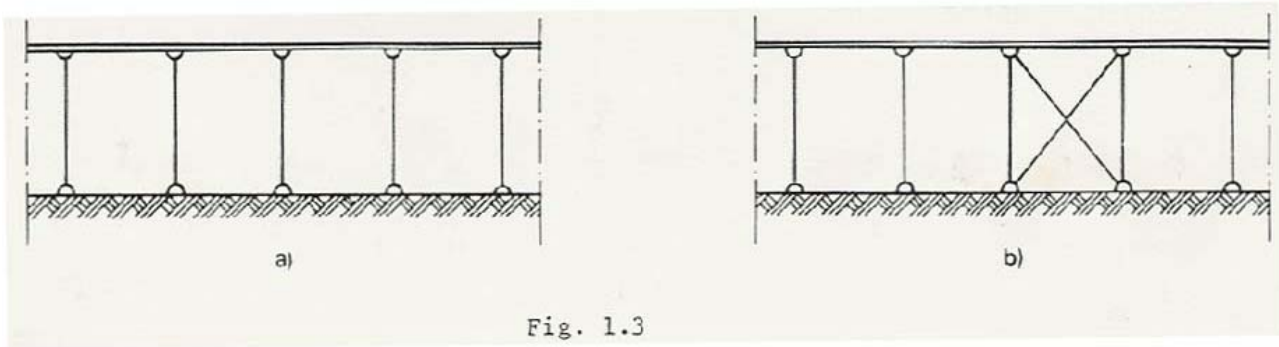
cerniera difficile

#### Nodi strutture in acciaio



cerniera facile

incastro difficile



facile ipostaticità

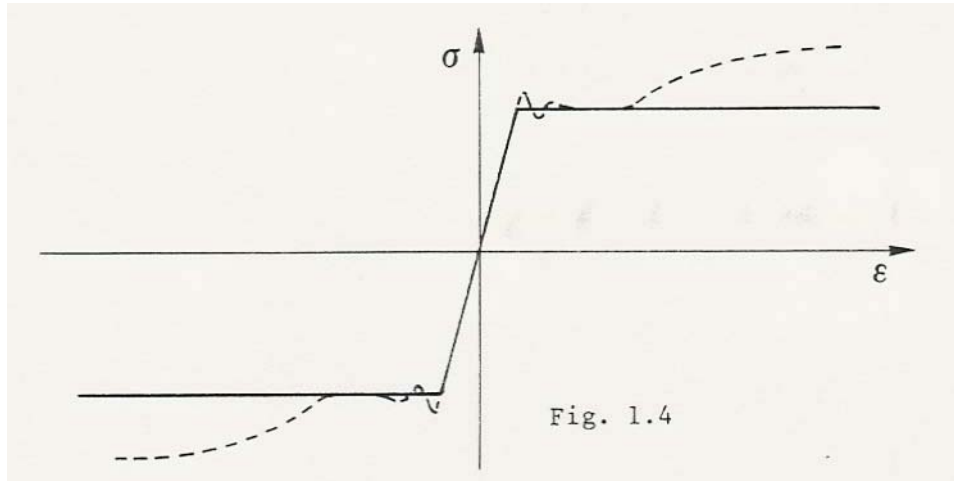
necessità controventi

Strutture in acciaio:

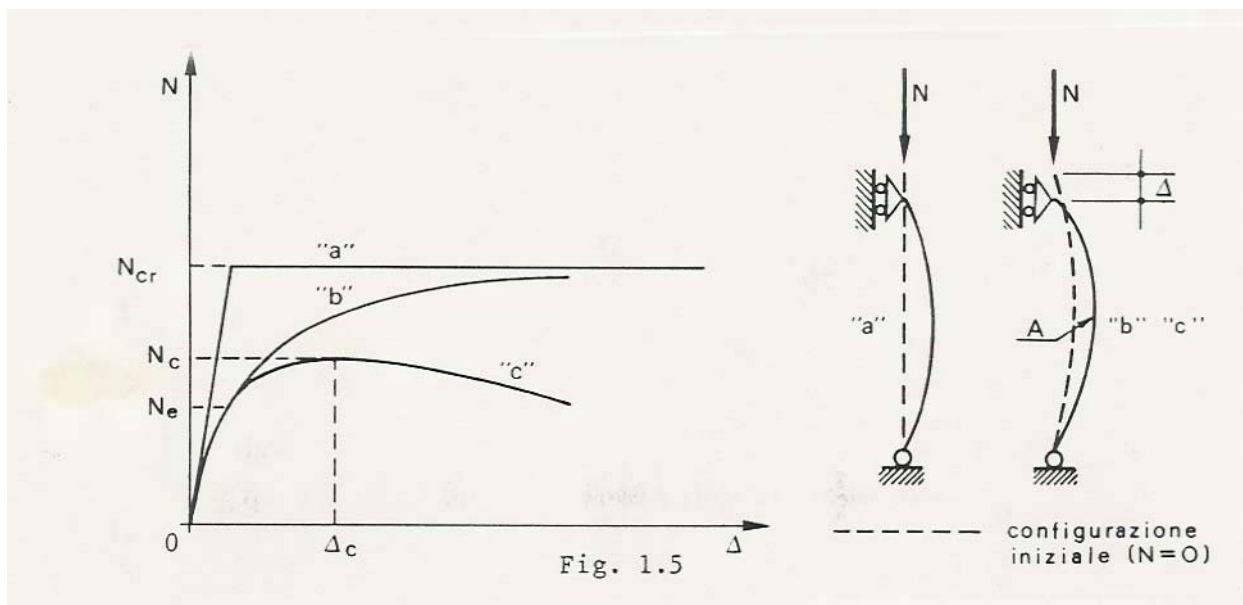
- grado di vincolo minore possibile per facilitare l'assemblaggio
- produzione di lamiere e profilati in acciaieria
- trasformazione in "elementi strutturali" in "Carpenteria metallica"
- Trasporto e montaggio

## 1.1.2 Stabilità degli elementi strutturali

Il materiale acciaio ha una legge costitutiva praticamente simmetrica a trazione e compressione



Un elemento strutturale in acciaio può però avere un comportamento non simmetrico a causa dei fenomeni di stabilità dell'equilibrio



a) asta inizialmente perfettamente rettilinea con  $N$  perfettamente centrato: l'asta si accorcia ma rimane rettilinea per  $N < N_{cr}$  (carico critico euleriano)

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EA}{\lambda^2} \quad \lambda = \frac{L_c}{i} = \frac{\text{lunghezza di libera inflessione}}{\text{raggio giratorio}}$$

- b) asta reale ("industriale") non perfettamente rettilinea ma idealmente indefinitamente elastica:  $N_{cr}$  è il valore asintotico del carico che l'asta può sopportare
- c) asta e materiale reali: l'asta collassa per  $N_c < N_{cr}$

L'asta soggetta ad azione assiale è quindi un elemento strutturale con legame costitutivo  $N = N(\Delta)$  non simmetrico

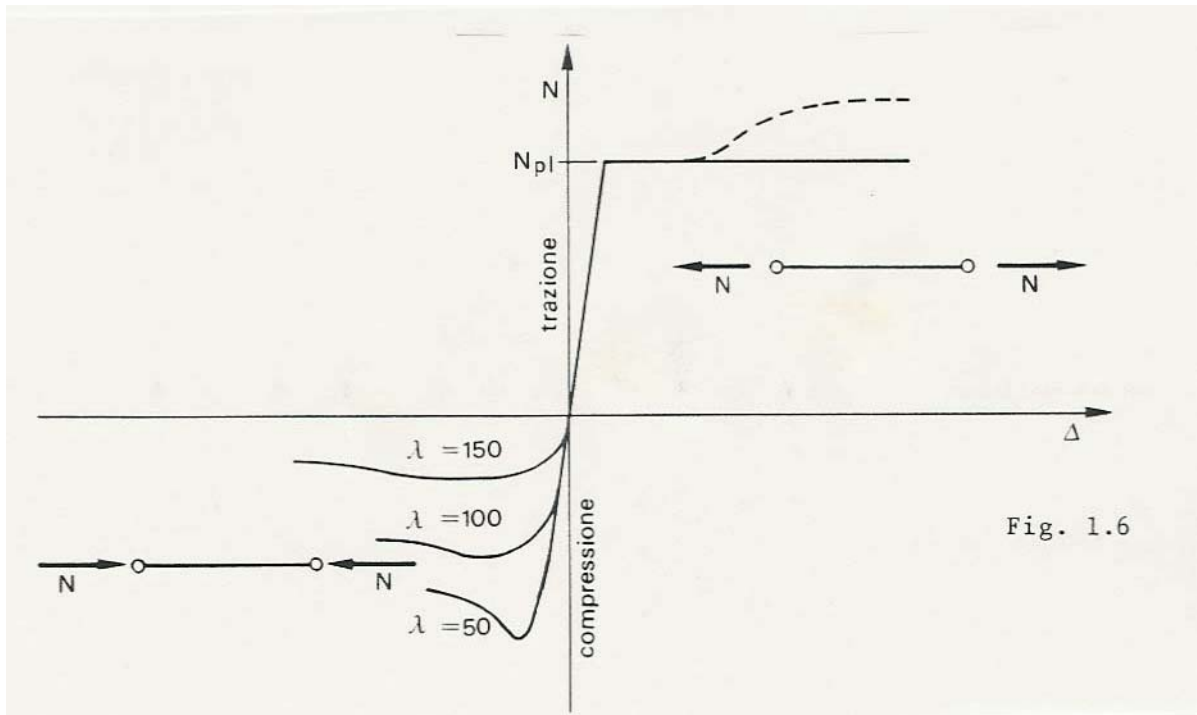


Fig. 1.6

### 1.1.3 Comportamento nello spazio delle strutture

Per controllare ipostaticità o labilità delle strutture e per valutare correttamente i fenomeni di instabilità si deve analizzare la struttura nello spazio tridimensionale.

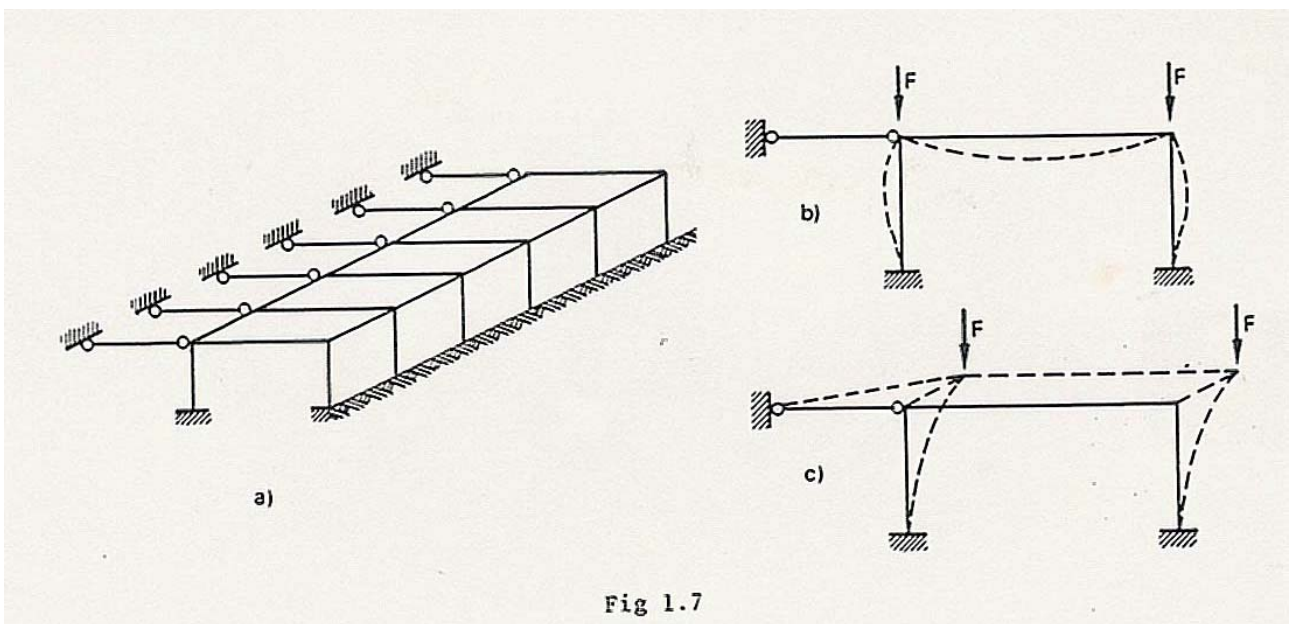
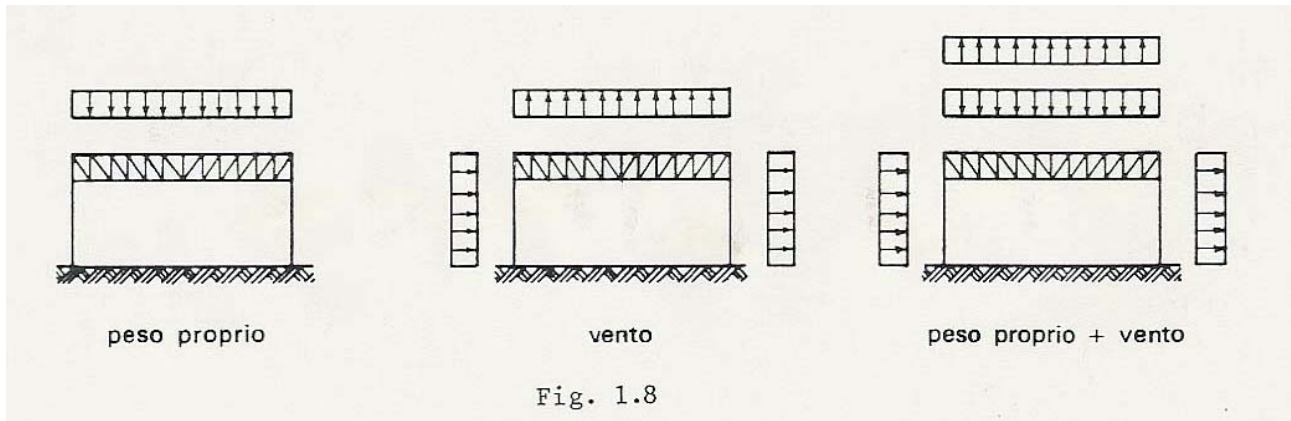


Fig 1.7

### 1.1.4 Effetti del peso proprio

Strutture in acciaio → effetti del peso proprio spesso trascurabili rispetto a quelli degli alti carichi. Attenzione a neve e vento (soprattutto in depressione)



Rapporti peso specifico/resistenza

$$\frac{\gamma_s}{f_s} = 20 \div 30\% \frac{\gamma_c}{f_c} \quad s = \text{steel} \quad c = \text{concrete}$$

Esempio: copertura

$$\text{Acciaio} \rightarrow \frac{q \text{ variabile (neve)}}{q \text{ permanente}} = \frac{1.4}{0.3} \quad kN / m^2$$

Attenzione al carico da neve (crolli 1985)

Pressione del vento verso l'alto (depressione)  $0.3-0.5 \text{ kN/m}^2 > q_{\text{perm}}$

$$\text{c.a.} \rightarrow \frac{q \text{ variabile (neve)}}{q \text{ permanente}} = \frac{1.4}{3.0} \quad kN / m^2$$

### 1.1.5 Deformabilità degli elementi strutturali

La deformazione in esercizio  $\varepsilon = \sigma_{\text{adm}}/E$  è 3-4 volte maggiore rispetto a quella per le strutture in c.a.

La deformazione prevalente è dovuta ai carichi variabili.

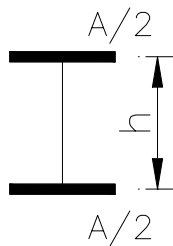
Quindi assumono notevole importanza le verifiche di deformabilità in esercizio.

Rapporto freccia/luce per trave appoggiata con carico uniformemente distribuito:

$$\text{freccia} \quad v = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI} \quad \sigma_{\text{max}} = \frac{Mh}{2I} = \frac{qL^2 h}{16I} \quad v = \frac{5}{24} \frac{qL^2 h}{16I} \frac{1}{h} \frac{L^2}{E} = \frac{5}{24} \frac{\sigma_{\text{max}}}{E} \frac{L}{h}$$
$$\frac{\text{freccia}}{\text{luce}} = \frac{v}{L} = \frac{5}{24} \frac{\sigma_{\text{max}}}{E} \frac{L}{h}$$

A parità di  $\sigma_{\text{max}}$  (e quindi di  $W$ ) la freccia è inversamente proporzionale all'altezza  $h$  della sezione.

Per una putrella ideale, cioè per una sezione a doppio T con area dell'anima trascurabile, si ha:



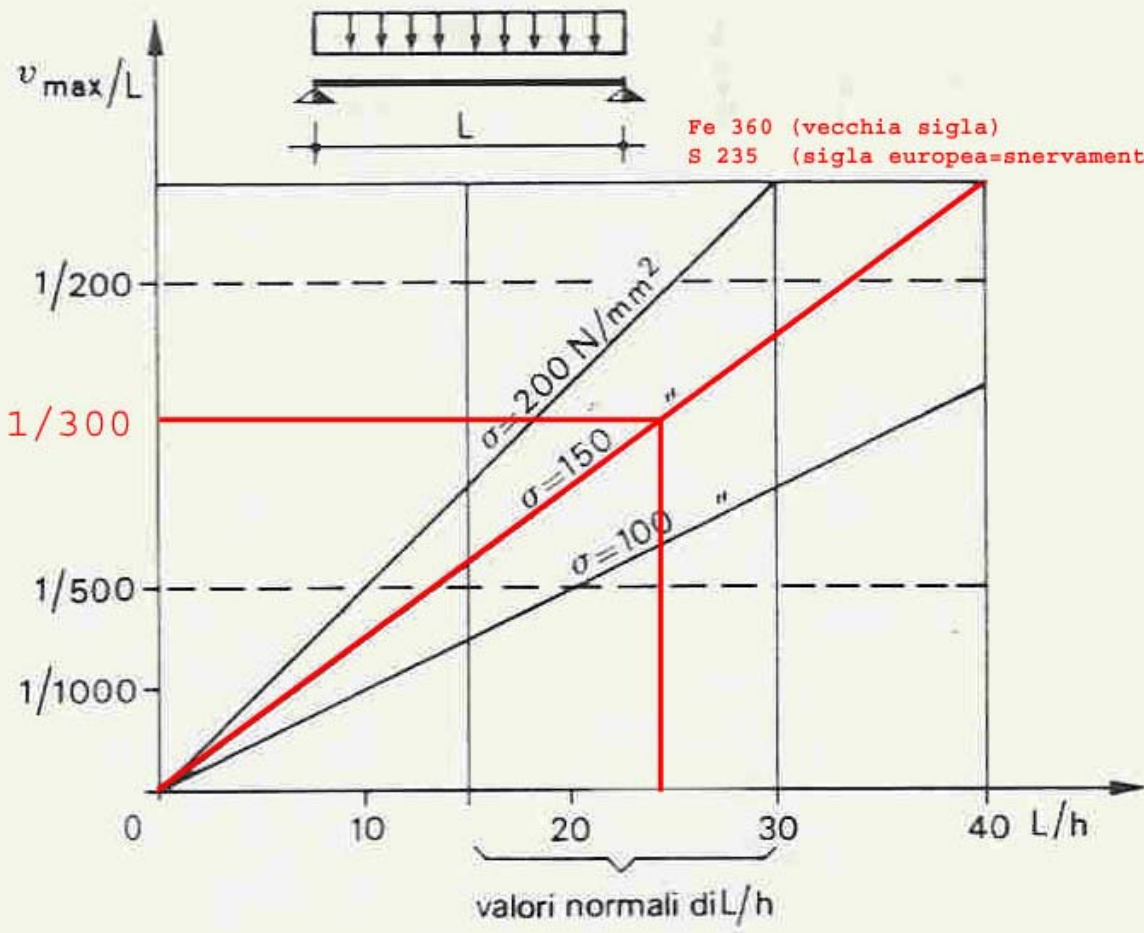
$$I = 2 \frac{A}{2} \left( \frac{h}{2} \right)^2 = A \frac{h^2}{4}$$

$$W = \frac{I}{h/2} = A \frac{h}{2}$$

$$A = 2 \frac{W}{h}$$

Se si **dimezza** l'altezza **h** della sezione:

- per **mantenere** invariato il modulo di resistenza a flessione **W** (cioè la  $\sigma_{\text{max}}$ ) si deve **raddoppiare** l'area **A** di acciaio
- per **mantenere** invariato il momento d'inerzia **I** e quindi la **freccia si deve quadruplicare** l'area **A** di acciaio

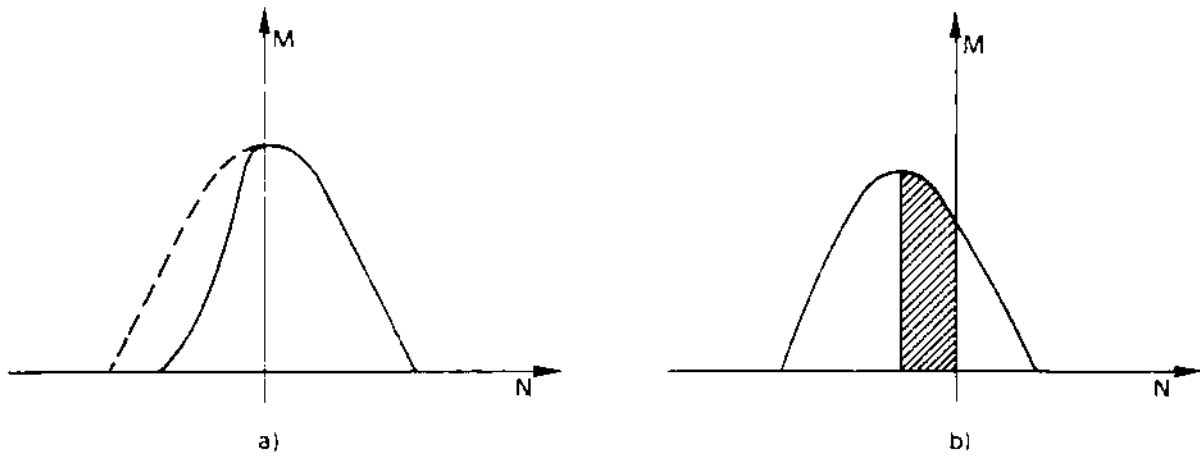


Fe 360 (vecchia sigla)  
 S 235 (sigla europea=snervamento MPa)

Fig. 1.9



### 1.1.6 Interazione fra momento flettente e azione assiale

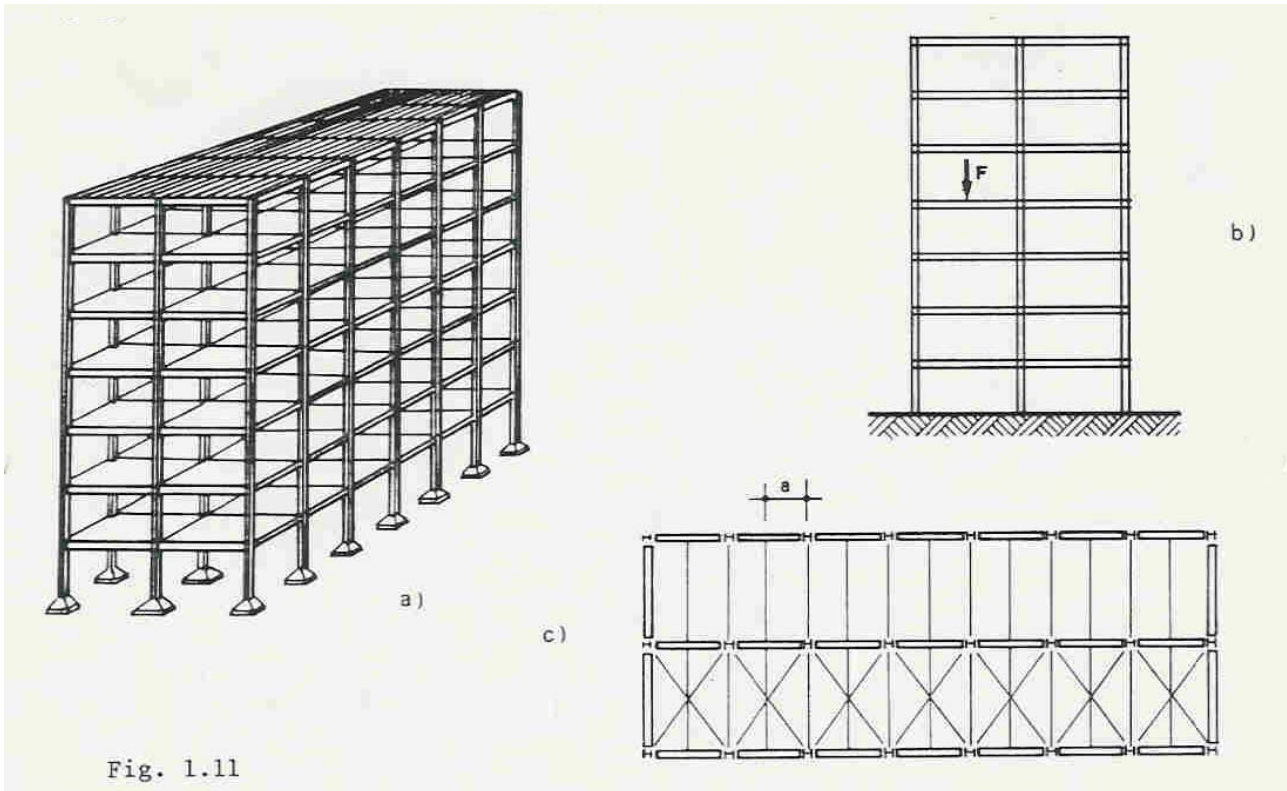


acciaio: N compressione sempre sfavorevole

c.a. N moderato favorevole  
(diminuisce trazione nelle barre)

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W}$$

## 1.2. Edifici multipiano



Serie di impalcati poggianti su colonne.

### 1.2.1 Effetti di azioni verticali

Il generico carico  $F$  raggiunge le fondazioni attraverso i vari elementi strutturali:

- elementi coprenti
- travi secondarie
- travi principali
- colonne

Gli elementi **orizzontali** sono prevalentemente **inflessi**.

Gli elementi **verticali** sono prevalentemente **compressi**.

## Elementi coprenti di solaio

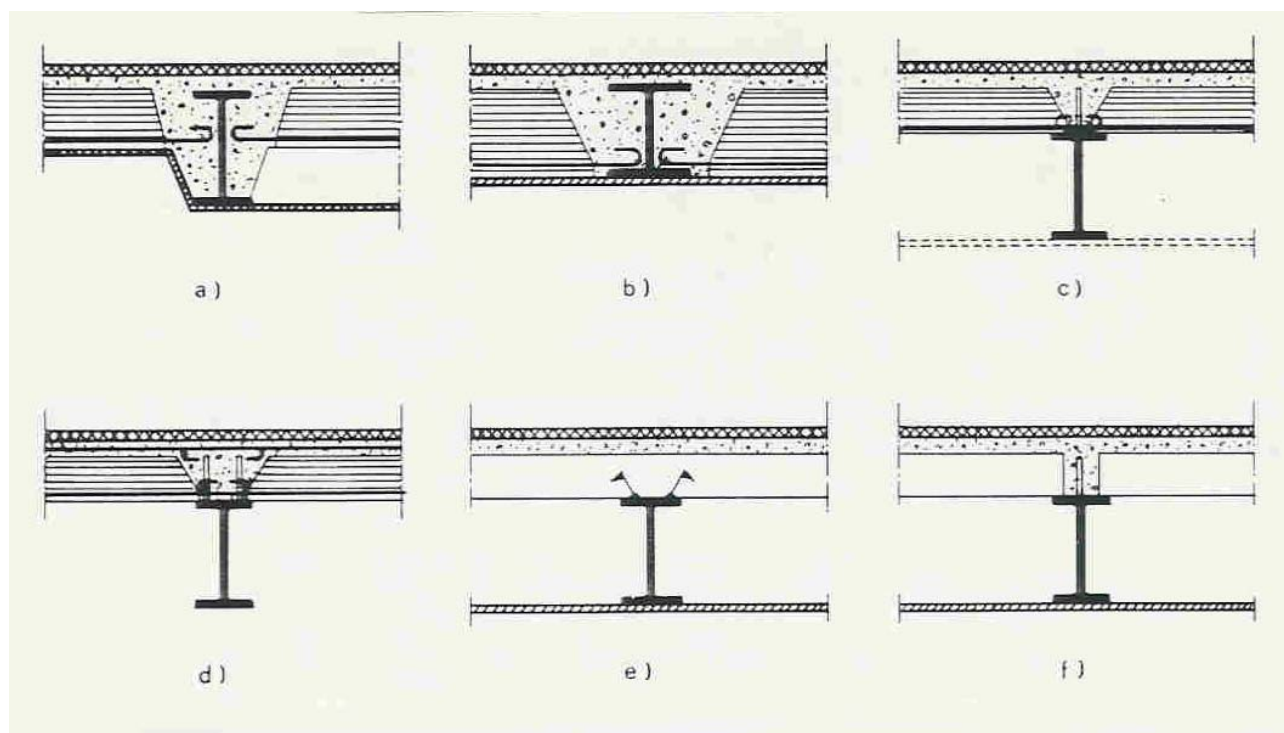


fig. 1.12

Pannelli di c.a. gettati in opera (a,b) o prefabbricati (c,d)

Lamiere grecate riempite di materiale inerte (e) o di cls collaborante (f)

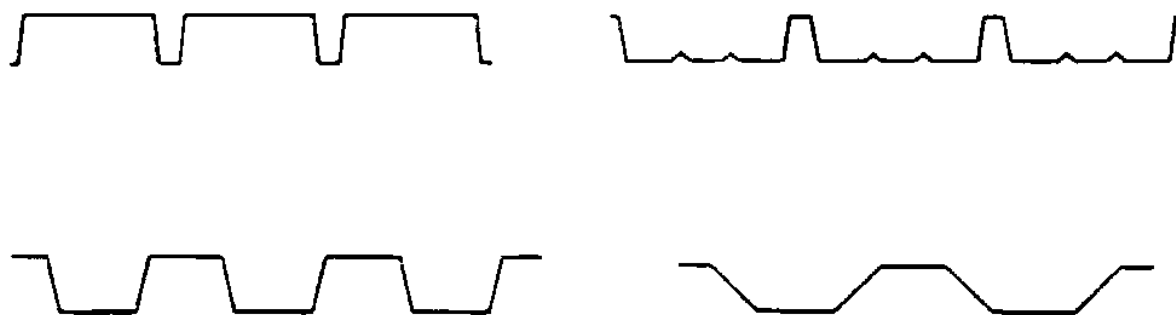


Fig. 1.13

Esempi di sagome di lamiera Grecata

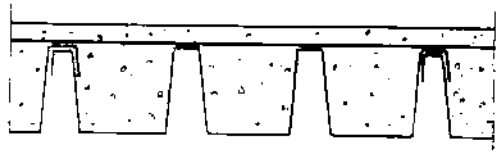
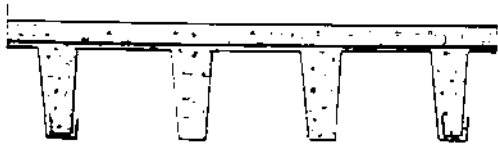
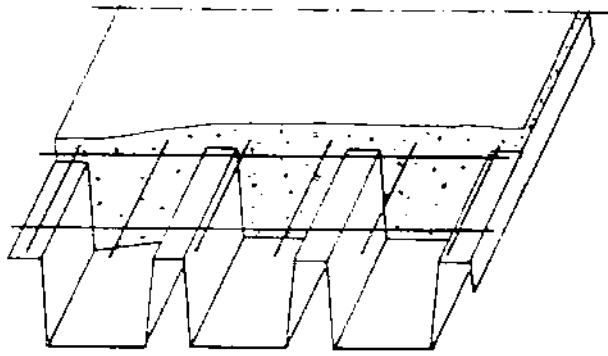


Fig. 1.14

Lamiera grecata collaborante

### 1.2.2 Effetti di azioni orizzontali

Il generico carico orizzontale  $F$  raggiunge le fondazioni attraverso i vari elementi strutturali:

- elementi coprenti di facciata (inflexi)  $\rightarrow$  forze  $H$  sugli impalcati
- sistema di controvento (colonne+diagonali) o telaio (colonne+travi)

Gli elementi orizzontali (impalcati) sono impegnati assialmente ed inflessi nel loro piano.

Gli elementi verticali sono prevalentemente inflessi (telai) o tesi-compresi (controvento reticolari).

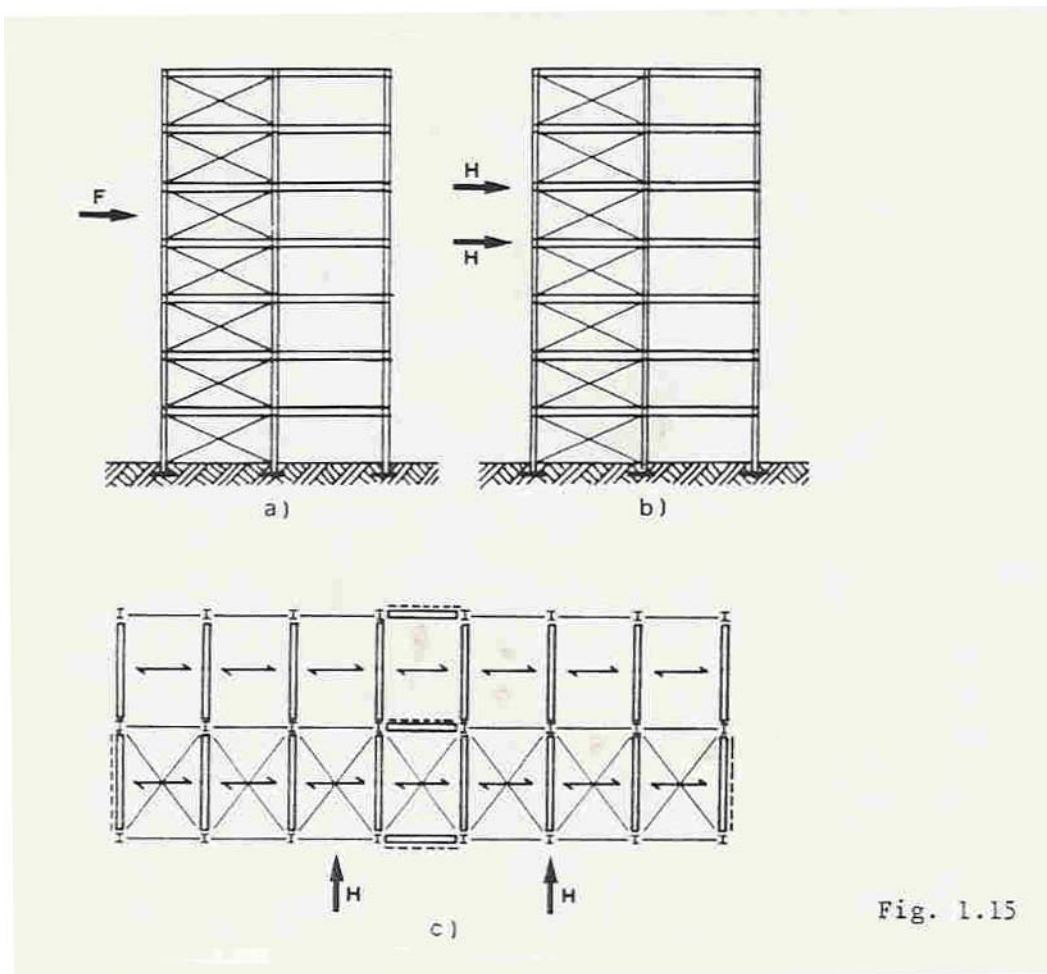
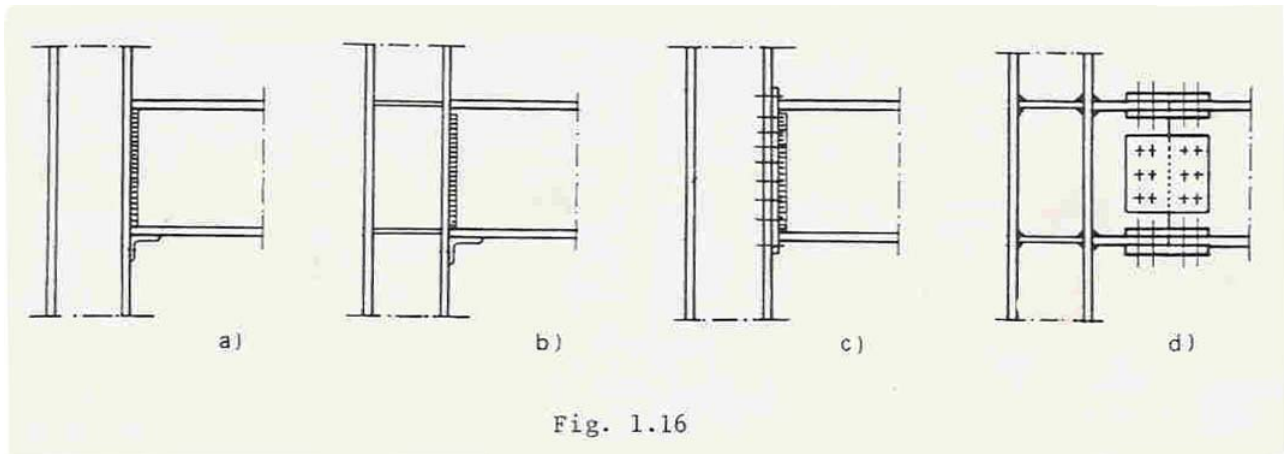


Fig. 1.15

### 1.2.3 Tipologie strutturali



- a) saldatura in opera, colonna non irrigidita (M piccolo)
- b) saldatura in opera, colonna irrigidita (M grande)
- c) giunto flangiato, colonna non irrigidita (M piccolo)
- d) “moncherino” e coprigiunto, colonna irrigidita (M grande)

Svantaggi strutture intelaiate:

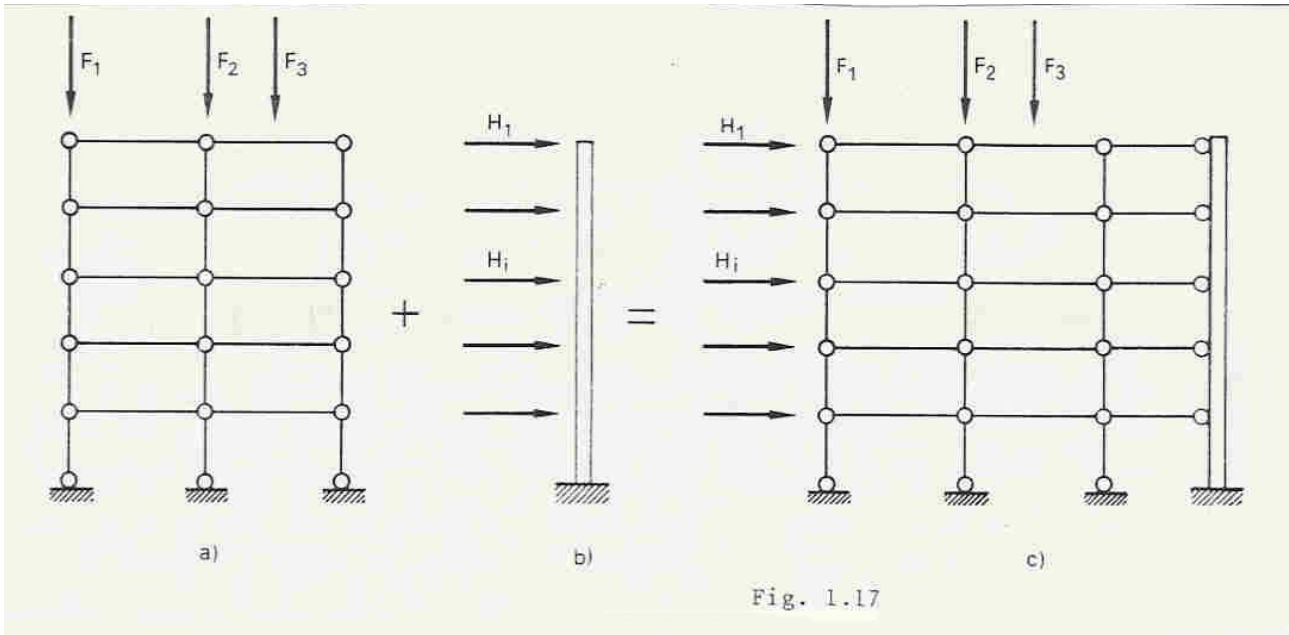
- giunti complessi e costosi
- deformabilità orizzontale elevata
- interazione sfavorevole M-N nelle colonne

Vantaggi schema “pendolare”:

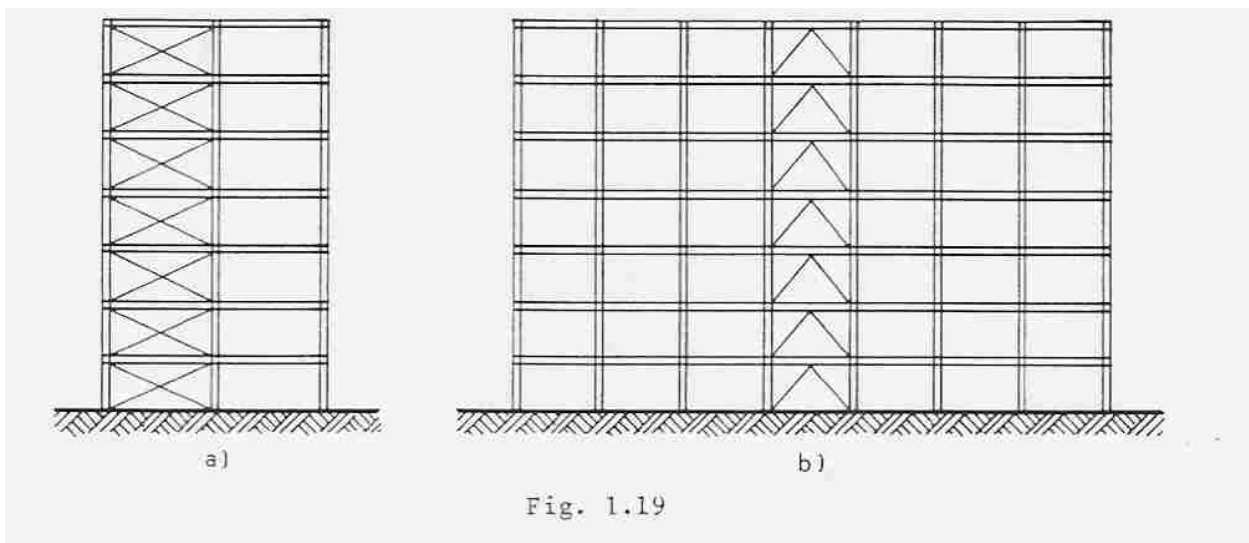
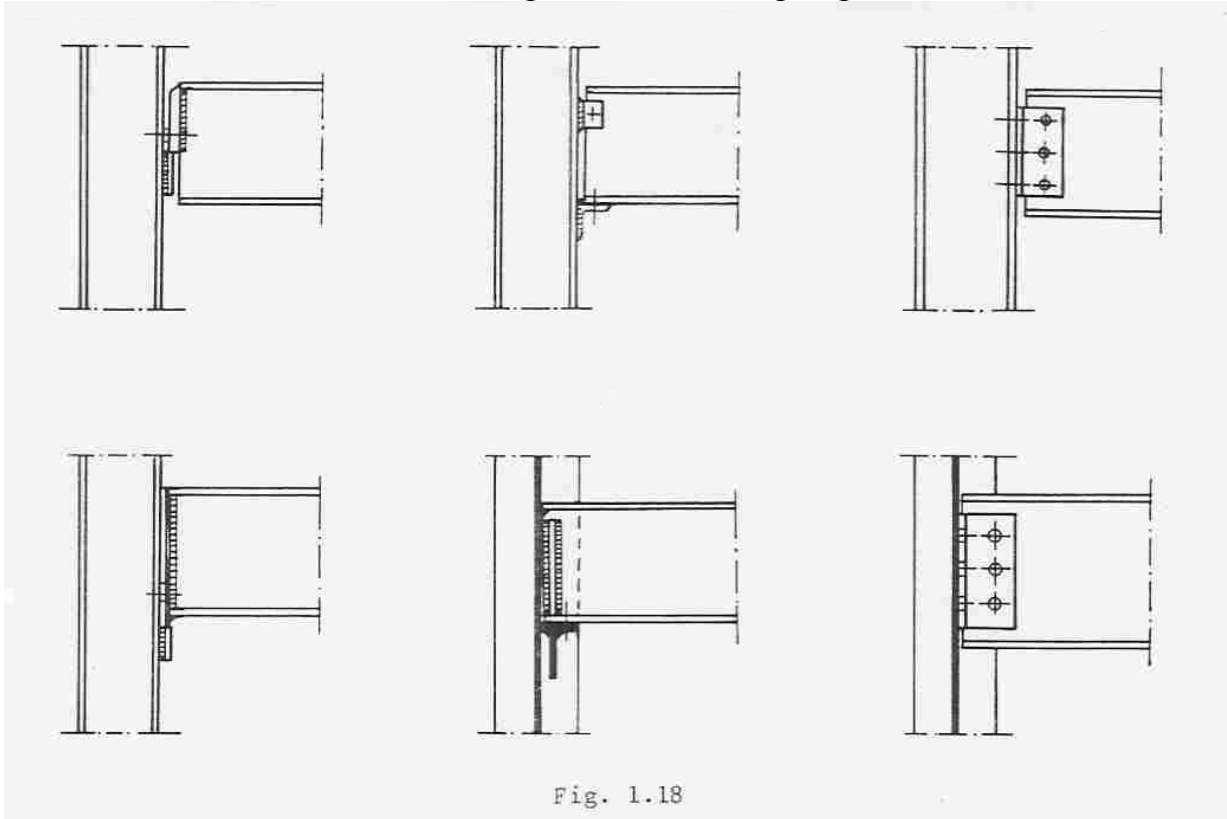
- ripartizione dei compiti
- giunti semplici
- minore deformabilità
- no interazione M-N

Svantaggi

- ingombro diagonali
- aggravio sistema fondazionale dei controventi (N piccolo – M grande)



## Nodi trave-colonna per strutture di tipo “pendolare”



a) croci di Sant'Andrea

b) controventi a K

Per individuare tutte le membrature necessarie per l'equilibrio, si deve **considerare la struttura nello spazio**.

- ogni impalcato è una struttura piana (orizzontale) vincolata ai controventi verticali
- i controventi verticali devono garantire almeno tre gradi di vincolo per l'impalcato
- l'impalcato deve essere organizzato per resistere ai carichi orizzontali ad esso applicati



L'impalcato è una trave orizzontale

I controventi devono assicurare 3 gradi di vincolo nel piano orizzontale

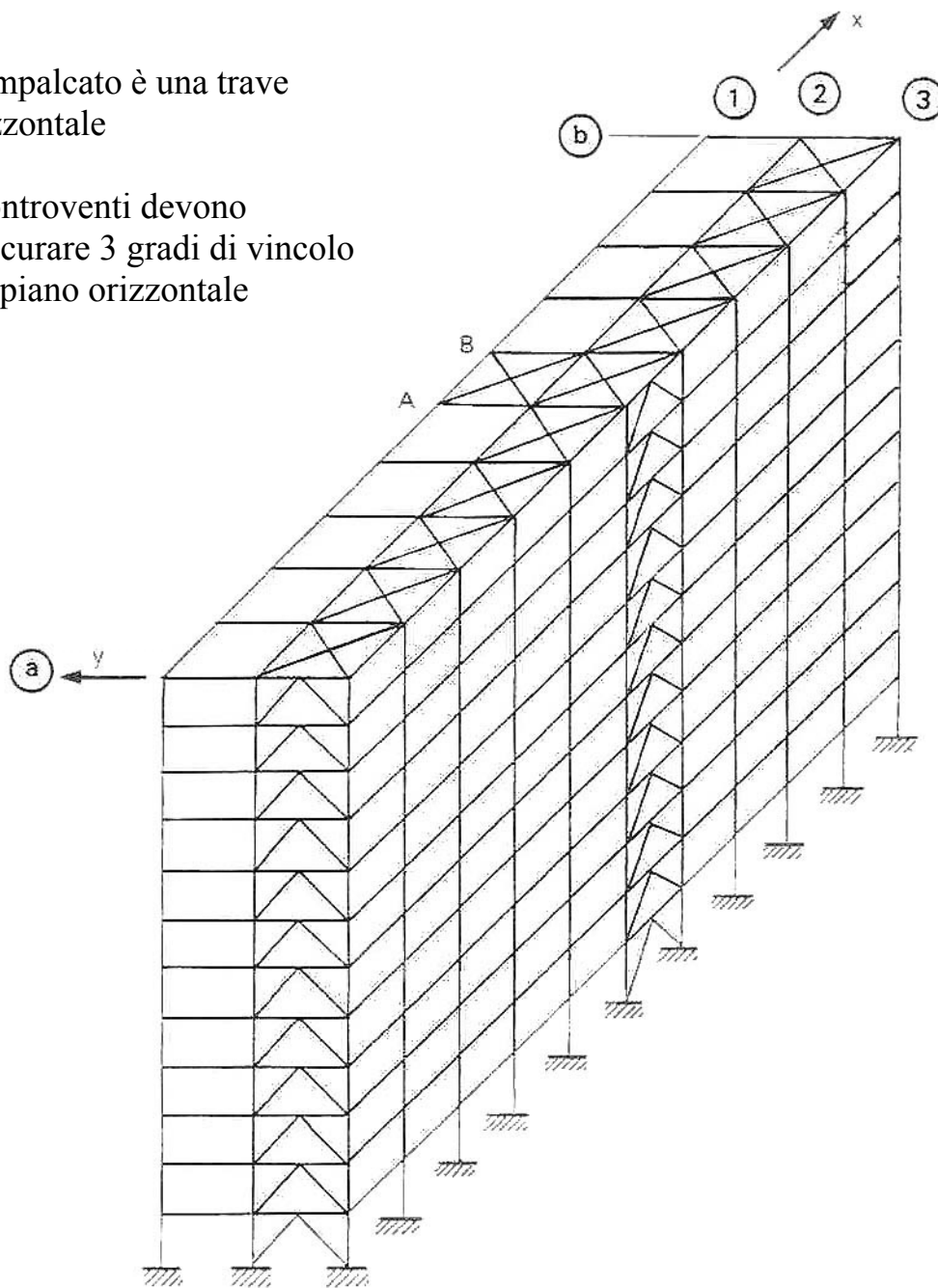


Fig. 1-20 Assonometria

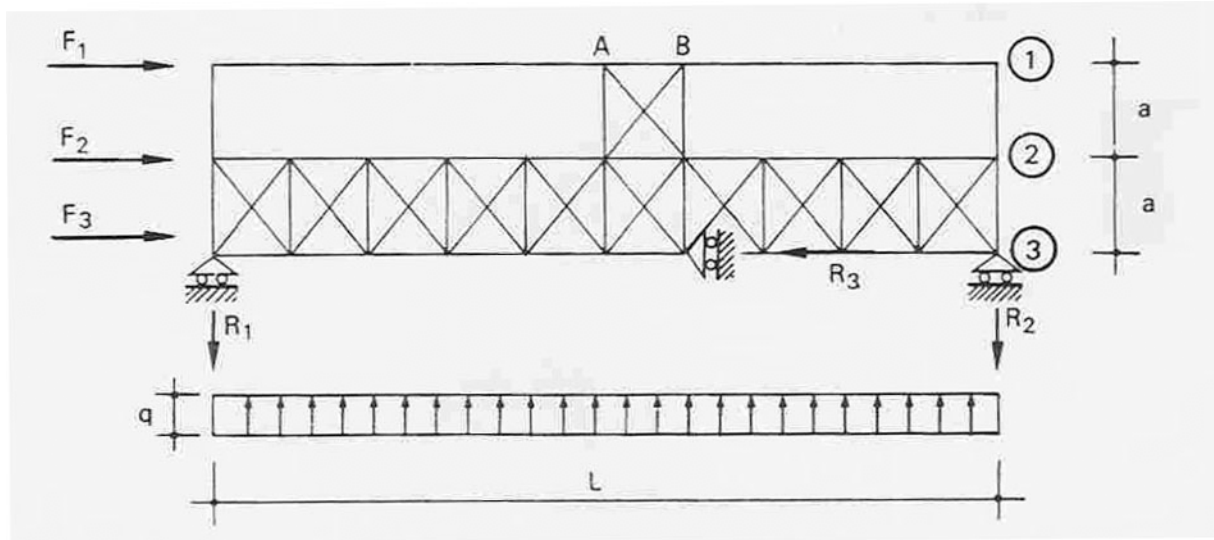


Fig. 1-20 Pianta impalcato: trave reticolare o soletta c.a.

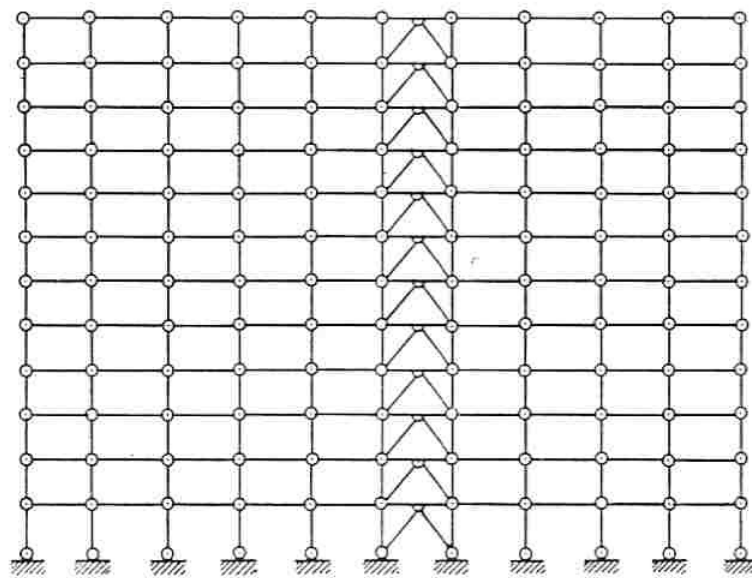
La trave reticolare è comunque necessaria per il montaggio

Per effetto di  $q$ :

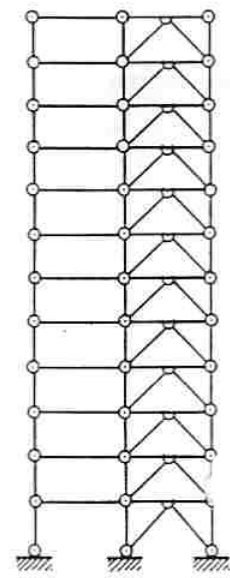
$$R_1 = R_2 = q L/2 \quad R_3 = 0$$

Per effetto delle  $F$ :

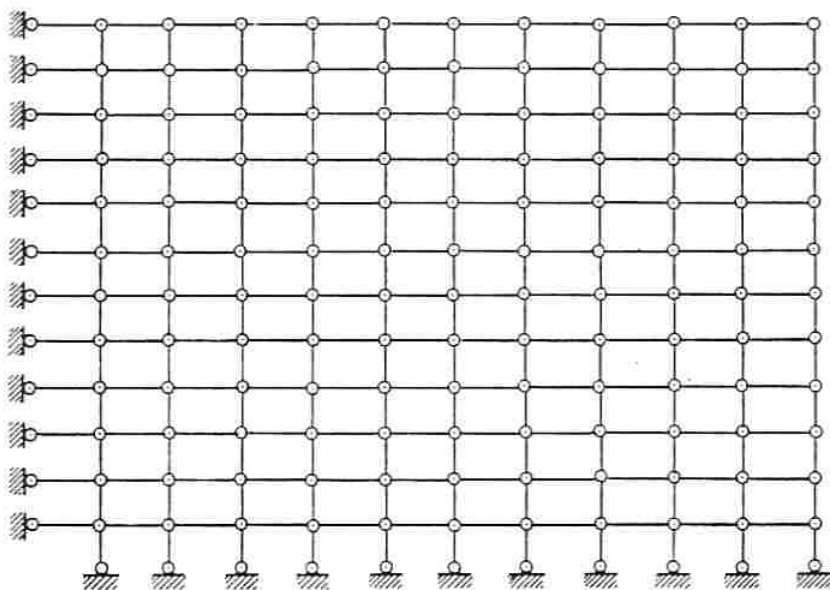
$$R_1 = - R_2 = (F_1 \cdot 2a + F_2 a)/L \quad R_3 = F_1 + F_2 + F_3$$



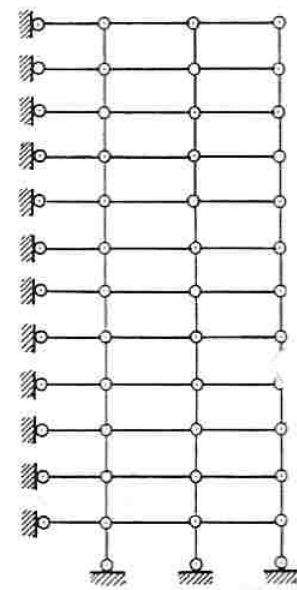
filo ③



filo ① e ②



filo ① e ②

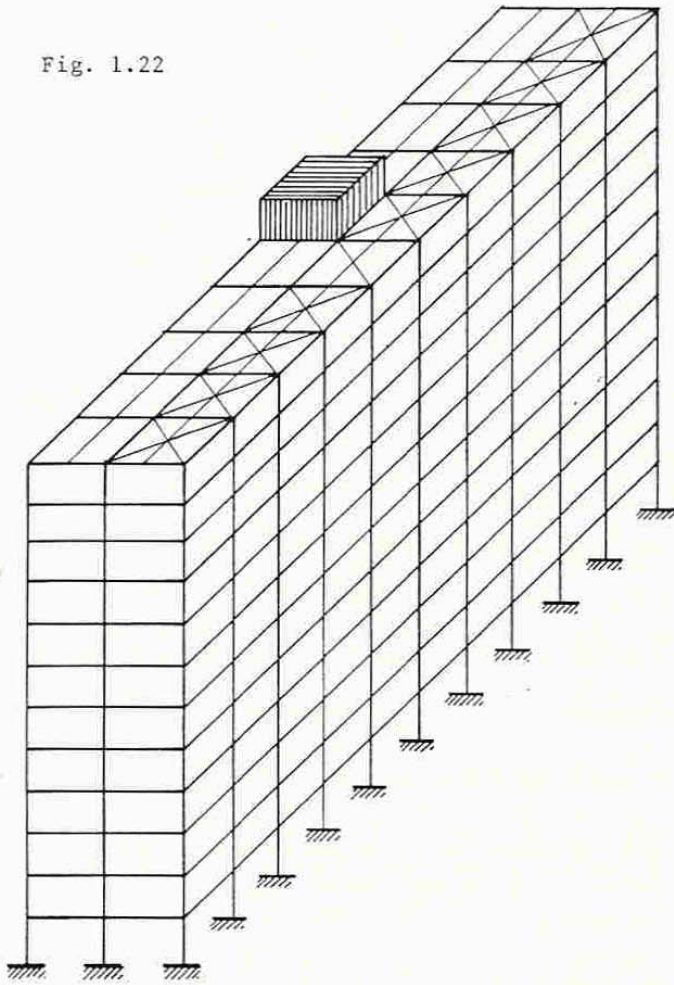


filo trasversali intermedi

Fig. 1.21

La facciata lungo il filo "3" è direttamente controventata.  
 Le testate lungo i fili "a" e "b" sono direttamente controventate.  
 Le sezioni intermedie hanno i nodi bloccati perché sono collegate ai controventi verticali tramite i controventi di piano.

Fig. 1.22



Nucleo controventante in c.a.

- a) 4 pareti efficienti
- b) 3 pareti efficienti

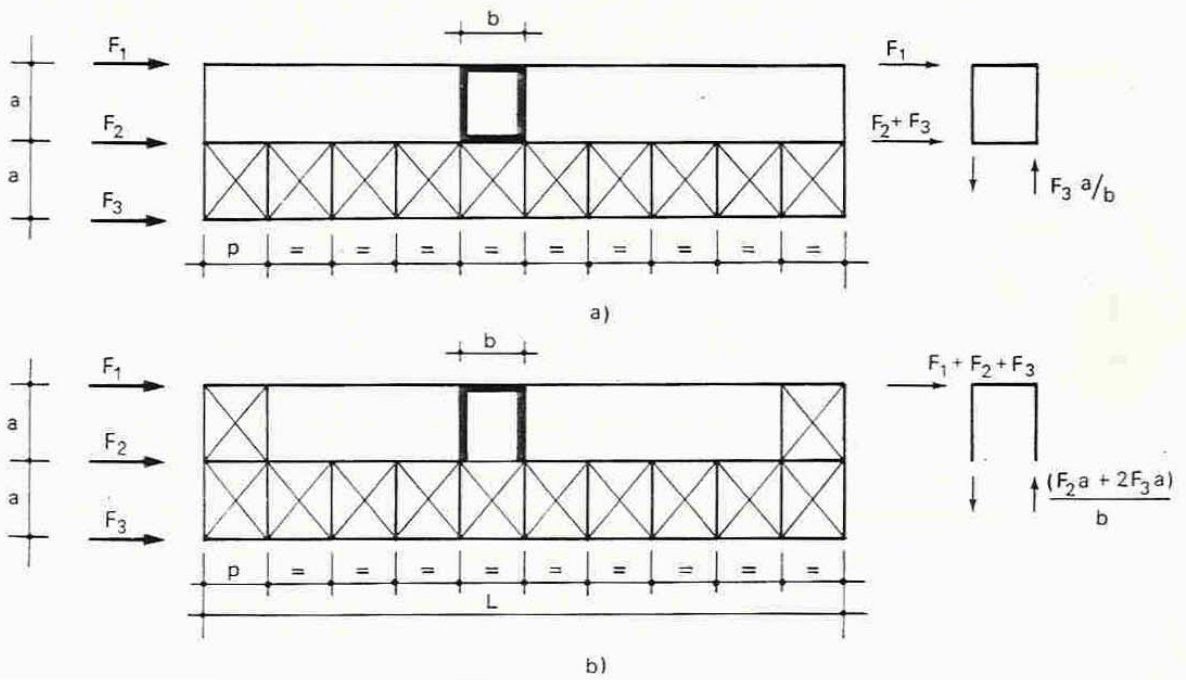


Fig. 1.23