

## 2. La sicurezza delle strutture in acciaio

### 2.1 Considerazioni critiche sul metodo delle tensioni ammissibili

Con il metodo delle tensioni ammissibili si controlla che il materiale resista in campo elastico agli effetti dei carichi di “esercizio”.

- definire i carichi  $F$  e calcolare  $\sigma(F)$
- definire il valore limite per le tensioni  $f_{lim}$
- definire il coefficiente di sicurezza  $v$  (1.5)
- confrontare  $\sigma < f_{lim}/v = \sigma_{adm}$

E' un'estrapolazione applicarlo nella verifica della struttura a collasso.

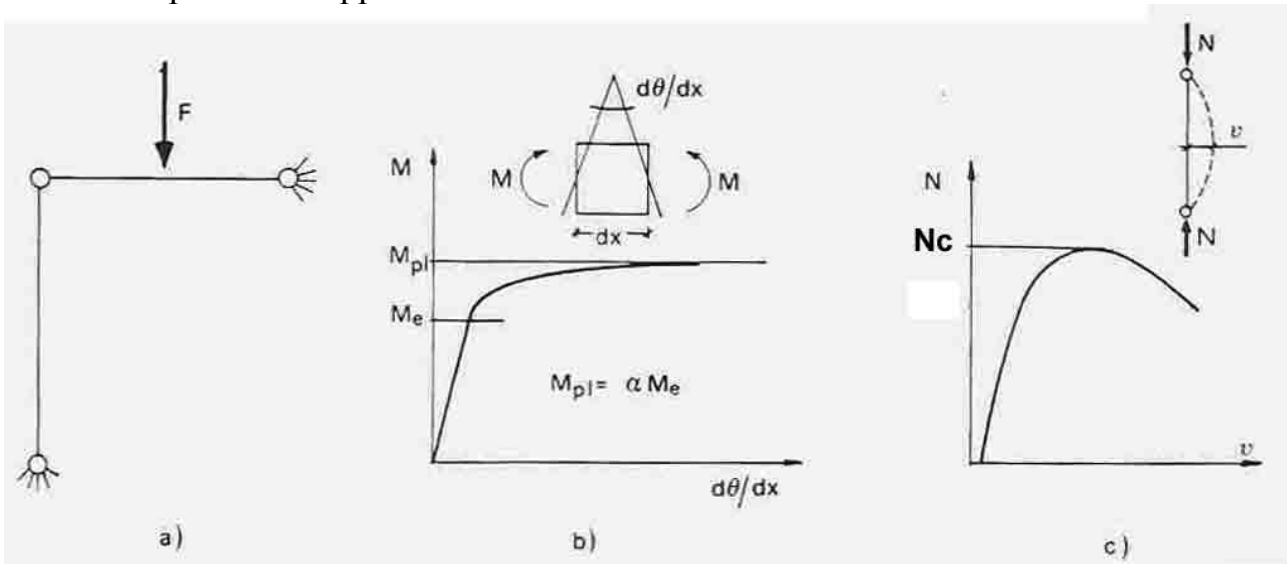


Fig. 2.1

#### CRITICHE

##### Affidabilità diversa degli elementi strutturali

Ad esempio la trave è più sicura perché viene verificata per il momento  $M_{el}/v$ , mentre collassa per  $M_{pl}$ . La colonna viene invece verificata per  $N_c/v$  e non ci sono ulteriori risorse di resistenza.

##### E' impossibile operare in modo corretto con carichi indipendenti

Ad esempio si consideri la colonna di un edificio che è in flessa dalla forza  $F$  dovuta al vento e compressa dal peso proprio  $N$  (Fig. 2.2).

Con il metodo delle tensioni ammissibili si verifica  $OA/OP > v$  (contemporaneo incremento di  $M$  e  $N$ ). Per incrementi di tipo diverso il margine di sicurezza è maggiore per l'acciaio. Per il c.a. si ha invece  $BC/BP < v$ .

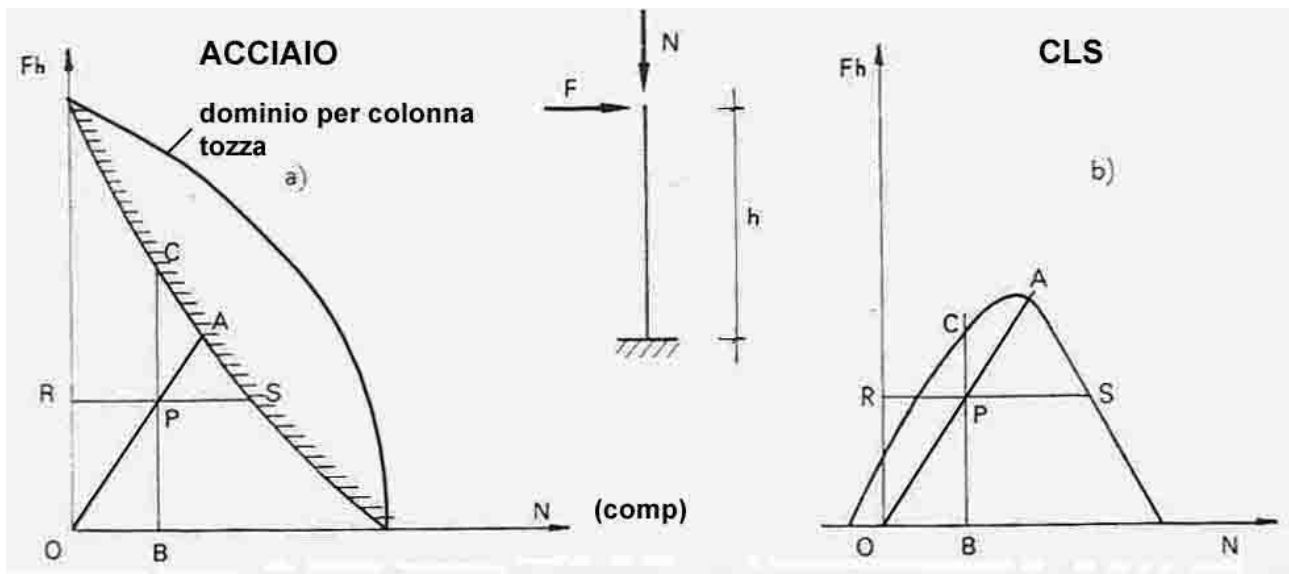


Fig. 2.2

## ESEMPIO TIPICO COPERTURE

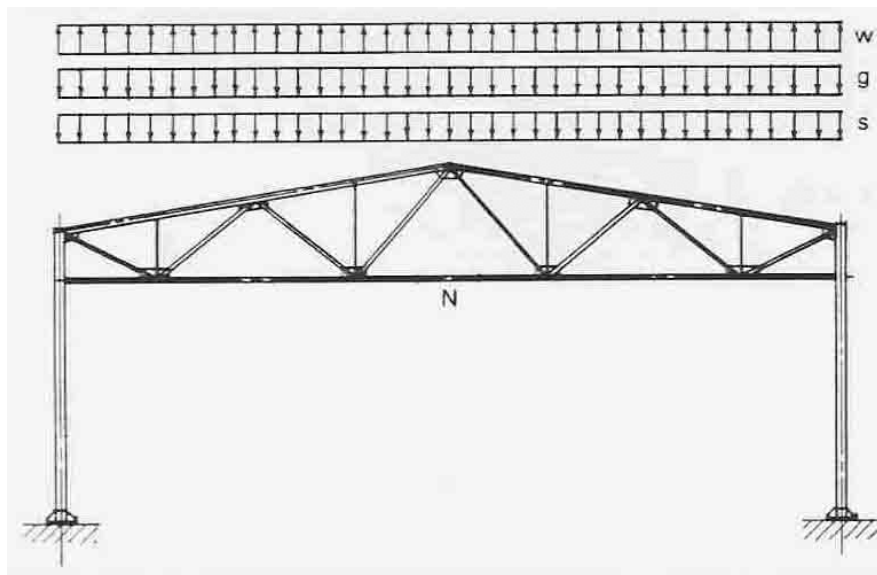


Fig. 2.3

Si consideri la verifica della briglia inferiore della capriata di figura 2.3. Le azioni assiali dovute al peso proprio ( $g$ ), alla neve ( $s$ ) e al vento ( $w$ ) siano:

$$N_g = 100 \text{ kN} \quad N_s = 200 \text{ kN} \quad N_w = -120 \text{ kN} \quad (+ \text{trazioni})$$

Le resistenze limite della briglia a trazione e compressione siano:

$$R_t = 450 \text{ kN} \quad R_c = -50 \text{ kN} \quad (\text{elevata snellezza fuori piano})$$

Con i valori ammissibili ( $v=1.5$ ):

$$R_{t,adm} = 300 \text{ kN} \quad R_{c,adm} = -33 \text{ kN}$$

La verifica con il metodo delle tensioni ammissibili è soddisfatta:

$$\text{max trazione} \quad 100 + 200 = 300 = R_{t,adm} \quad \text{O.K.}$$

$$\text{max compressione} \quad |100 - 120| = |-33| < |R_{c,adm}| \quad \text{O.K.}$$

Il coefficiente di sicurezza non è però rispettato se i carichi non crescono monotonamente. Infatti:

$$N_g + 1.5 N_w = -80 \text{ contro una resistenza limite } -50 \quad \text{NO}$$

## 2.2 Affidabilità strutturale

E' misurata dalla probabilità che in ogni sezione la sollecitazione  $S(F)$ , funzione dei carichi  $F$ , sia interna al dominio della resistenza  $R(f)$ , funzione della resistenza  $f$  del materiale.

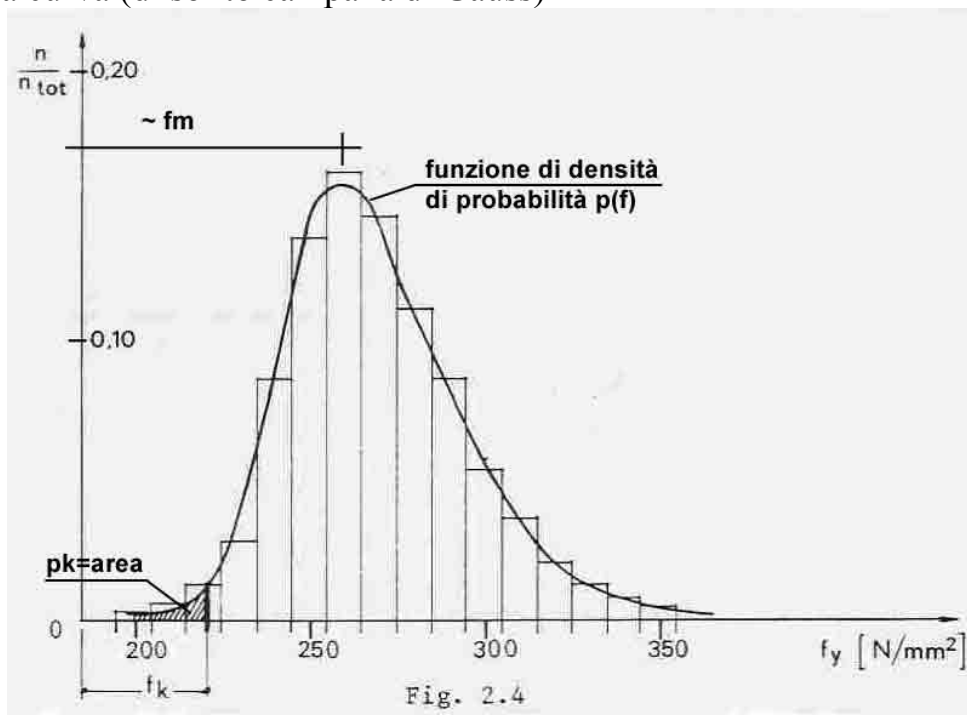
Difficoltà  $\rightarrow$  l'affidabilità dipende anche dalla tipologia strutturale.

### 2.2.1 Variabilità della resistenza

Distribuzione della resistenza a snervamento di 19857 elementi di acciaio dichiarato con snervamento minimo garantito di  $220 \text{ N/mm}^2$ . Istogramma del numero di campioni con  $f_y$  compreso nell'intervallo  $\Delta=10 \text{ N/mm}^2$ . L'istogramma può essere approssimato dalla funzione  $p(f)$ .

Caratteristiche di questa funzione sono:

- la forma
- il valore medio  $f_m$
- la deviazione standard  $s$
- il coefficiente di variazione  $\delta = s/f_m$
- il valore caratteristico  $f_k = f_m (1 - k \delta)$  definito come il valore che ha una probabilità  $p_k$  (ad esempio il 5%) di essere minorato.  $K$  dipende dalla forma della curva (di solito campana di Gauss)



### 2.2.2 Variabilità dei carichi

Carichi permanenti (pesi propri strutturali e portati).

Carichi variabili:

- di costruzione, montaggio, collaudo
- di utilizzo
- da fenomeni naturali (neve, vento, sisma) o da urti e incidenti

Per i carichi permanenti si possono elaborare statistiche (Fig. 2.5) analogamente a quanto esposto per la resistenza.

Si definirà un valore caratteristico  $F_k = F_m (1 + k \delta)$  che ha una probabilità  $p_k$  di essere superato.

Si usa indicare il frattile: ad esempio  $F_{k,95}$  ha la probabilità del 95% di essere minorato, cioè ha la probabilità del 5% di essere superato.

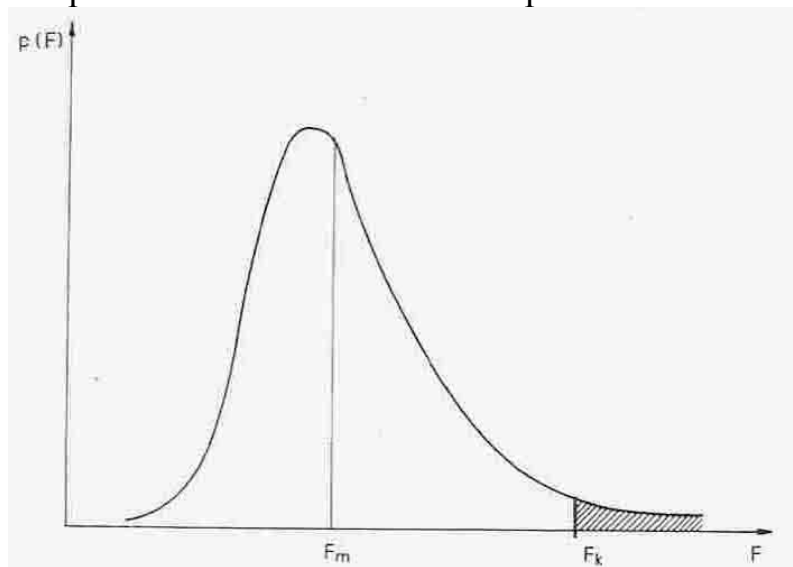


Fig. 2.5

I carichi dovuti alla costruzione, montaggio, collaudo possono in genere essere considerati di tipo deterministico.

Per i carichi variabili si può fare una statistica nel tempo e ricavare  $p_k$  (Fig. 2.6).

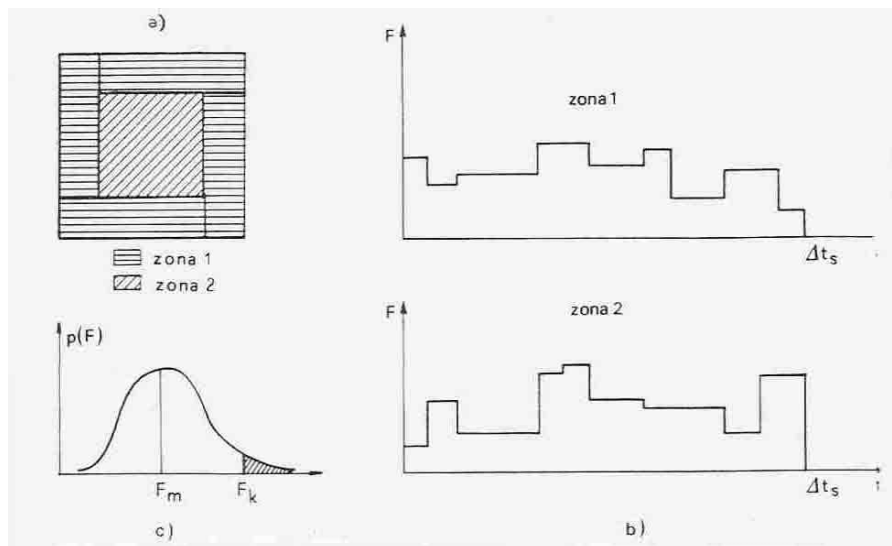


Fig. 2.6

Per i carichi provocati da fenomeni naturali o da utilizzazione incontrollata è impossibile definire un “**carico di targa**” che costituisca una limitazione al valore massimo. Essi possono essere definiti solo attraverso un’analisi statistica nel tempo, cioè i loro valori devono essere correlati al **periodo di ritorno  $\Delta t$** .

Massimi	Periodo ritorno $\Delta t$	
	$F_{k,95}$	$F_{k,98}$
giornalieri	20 giorni	50 giorni
annuali	20 anni	50 anni
decennali	200 anni	500 anni
cinquantennali	1000 anni	2500 anni

Fig. 2-7

Nella figura 2.7 i valori caratteristici  $F_{k,95}$  hanno la probabilità del 5% di essere superati ogni 100 giorni, anni, ecc., cioè corrispondono ad un periodo di ritorno di 20 giorni, 20 anni, ecc.

### 2.2.3 Stati limite

Stati che corrispondono alla messa fuori servizio della struttura.

- **stati limite ultimi** → raggiungimento massima capacità portante
- **stati limite di servizio** → idoneità della struttura all'utilizzo

Stati limite ultimi:

- **perdita di equilibrio** della struttura come corpo rigido (Fig. 2.8a)
- trasformazione in **meccanismo** per formazione di cerniere plastiche (Fig. 2.8b)
- rottura per eccesso di deformazione per **mancanza di duttilità** (Fig. 2.8c)
- **instabilità** di un elemento (Fig. 2.8d)
- **fatica** sotto i carichi di esercizio

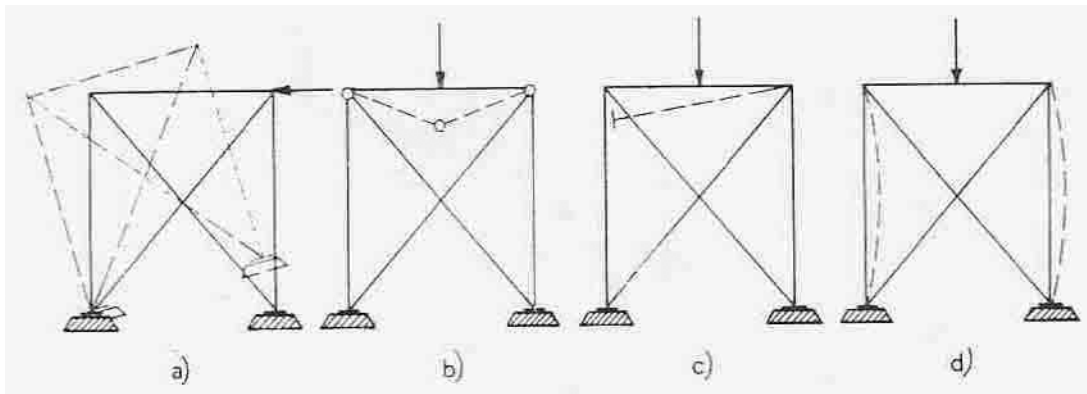


Fig. 2.8

Stati limite di servizio:

- **deformazioni**
- **fenomeni localizzati**: plasticizzazione, imbozzamenti, scorrimenti delle giunzioni bullonate, cricche, che comportano limitazioni nell'utilizzazione
- **vibrazioni**

### 2.2.4 Verifica di sicurezza

Determinare la probabilità che gli effetti dei carichi non superino la resistenza.  
In figura 2.9 sono rappresentate per la mensola le funzioni di densità di probabilità del momento esterno  $M(F)=FL$  e della resistenza della sezione  $R(f_y)=W_{pl} f_y$  ( $W_{pl}$  = modulo resistente plastico).

La probabilità che  $M > R$  deve essere inferiore ad un valore prefissato  $p_u$ .

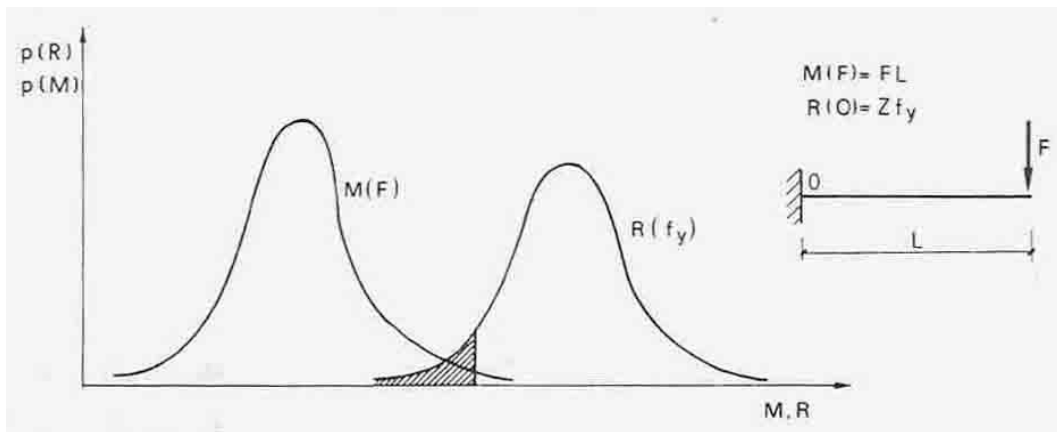


Fig. 2.9

Il valore di  $p_u$  dipende dalla gravità delle conseguenze.

Definire  $p_u$  ottimizzando il rapporto costi/benefici richiederebbe una valutazione economica della vita umana. Meglio definirlo considerando le risorse economiche globali disponibili per salvare vite umane dai vari pericoli (crolli, malattie, incidenti, ecc.).

Si cerca di definire  $p_u$  sulla base dell'esperienza passata (costruzioni realizzate e affidabili).

## 2.3 Il Metodo Semiprobabilistico

### 2.3.1 Deduzione del metodo

Affermare che sia  $p < p_u$  equivale ad imporre che gli effetti  $S$  (sollecitazioni) del valore caratteristico  $F_k$  del carico, amplificato di un opportuno coefficiente  $\gamma_F$ , siano minori della resistenza  $R$  calcolata sulla base del valore caratteristico della tensione limite  $f_k$ , ridotta del coefficiente del materiale  $\gamma_m$ .

$$S(\gamma_F F_k) < R(f_k / \gamma_m)$$

Si definisce:

- combinazione di progetto  $F_d$  la combinazione dei valori caratteristici dei carichi moltiplicati per i coefficienti parziali  $\gamma_F$
- resistenza di progetto  $f_d$  il valore caratteristico della resistenza diviso per  $\gamma_m$

La formula di verifica diviene:

$$S(F_d) < R(f_d)$$

$$F_d = \gamma_G G_k + \gamma_Q (Q_{k1} + \sum \psi_i Q_{ki})$$

$G$  = carichi permanenti

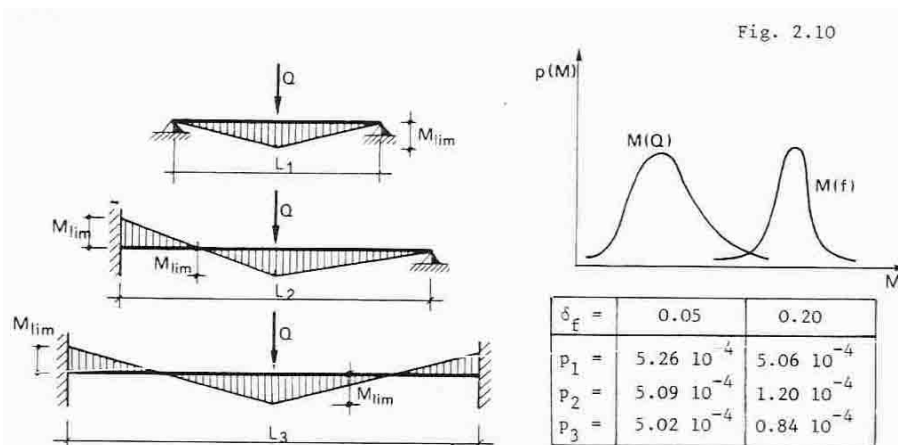
$Q$  = carichi variabili

$Q_{k1}$  = carico di base o fondamentale della combinazione

Si dovrebbero esaminare tutte le combinazioni che si ottengono assumendo ciascun carico variabile come fondamentale.

I coefficienti  $\gamma_F$  dovrebbero dipendere dalla tipologia strutturale per avere una sicurezza uniforme.

Nell'esempio di Fig. 2.10 le tre travi possono portare lo stesso valore del carico di progetto  $Q_d = 4 M_{lim}/L_1$  essendo  $L_2=1.5 L_1$  e  $L_3=2 L_1$ . Tuttavia la probabilità di collasso diminuisce aumentando il numero di sezioni critiche (cerniere plastiche), cioè aumentando l'iperstaticità





I coefficienti  $\gamma_F$  dovrebbero dipendere dai rapporti mutui tra i diversi tipi di carico. A parità di carico variabile, se si usano gli stessi valori per  $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$  (ad esempio  $\gamma_G=1.35$  e  $\gamma_Q=1.5$ ) una trave in c.a. è molto più sicura di una in acciaio perché l'effetto del carico permanente è maggiore.

**Il metodo semiprobabilistico agli stati limite non è un metodo valido a garantire una sicurezza uniforme alle strutture.** Rappresenta una **razionalizzazione del metodo delle tensioni ammissibili** perché consente di **ponderare i coefficienti di sicurezza** fornendo risultati in molti casi più coerenti.

### **2.3.2 Impiego del metodo**

- Stati limite di servizio → calcolo elastico
- Stati limite ultimi → calcolo a collasso

Nel calcolo a collasso si devono far crescere le varie combinazioni dei carichi di progetto fino al collasso. Il moltiplicatore dei carichi deve essere  $> 1$ .

Il metodo è impiegabile dal progettista solo in casi semplici (trave continua).

Si percorre una via più semplice basata sull'analisi elastica della struttura:

- si adotta un **modello di calcolo "ragionevole"**, eventualmente ispirato ai criteri del calcolo a rottura, accettando la formazione di cerniere plastiche nelle sezioni in cui sono esclusi fenomeni di instabilità locale
- su tale modello si esegue **un'analisi globale elastica** per il calcolo delle sollecitazioni. Si ha in tal modo una soluzione sicuramente equilibrata e quindi a favore di sicurezza
- si controlla che la **distribuzione delle azioni interne** sia **conforme** ai criteri di resistenza.

# EUROCODICE 3

## 2.2. Definizioni e classificazioni

### 2.2.1. Stati limite e situazioni di progetto

#### 2.2.1.1. Stati limite

(1) Gli stati limite sono stati **oltre i quali la struttura non soddisfa più i requisiti delle prestazioni di progetto.**

- Stati limite ultimi
- Stati limite di servizio

#### 2.2.1.2. Situazioni di progetto

- situazioni persistenti
- situazioni transitorie
- situazioni accidentali

### 2.2.2. Azioni (F)

Classificazione nel tempo

- azioni **permanenti** (G)
- azioni **variabili** (Q)
- azioni **accidentali** (A): esplosioni, urti ecc.

Classificazione nello spazio

- fisse
- libere

#### 2.2.2.3. Valori rappresentativi delle azioni variabili

- (1) valore rappresentativo **principale**  $Q_K$
- (2) valore di **combinazione**  $\psi_0 Q_K$
- (3) valore **frequente**  $\psi_1 Q_K$
- (4) valore quasi **permanente**  $\psi_2 Q_K$

#### 2.2.2.4. Valore di progetto delle azioni

$$F_d = \gamma_F F_K$$
$$G_{d,sup} = \gamma_{G,sup} G_K$$

#### 2.2.2.5. Valori di progetto degli effetti (E) delle azioni

$$E_d = E(F_d, \dots)$$

### 2.2.3. Proprietà dei materiali

#### 2.2.3.1. Valori caratteristici $X_K$

#### 2.2.3.2. Valori di progetto

$$X_d = X_K / \gamma_M \quad (\gamma_M = \text{coefficiente parziale di sicurezza del materiale})$$

Resistenza di progetto

$$R_d = R(X_K, \dots) / \gamma_M$$

## 2.3.2. Stati limite ultimi

### 2.3.2.1. Condizioni di verifica

- (1) Equilibrio statico  $E_{d,dst} < E_{d,stb}$   
(2) Resistenza  $S_d < R_d$

### 2.3.2.2. Combinazioni di azioni

$$\begin{aligned} & \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} Q_{k,2} + \gamma_{Q,3} \psi_{0,3} Q_{k,3} + \dots \\ & \gamma_G G_k + \gamma_{Q,2} Q_{k,2} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \gamma_{Q,3} \psi_{0,3} Q_{k,3} + \dots \\ & \dots \end{aligned}$$

Si deve cioè esaminare una combinazione per ciascuna azione variabile che a turno diviene il “valore rappresentativo principale”  $Q_k$ , mentre le altre assumono il “valore di combinazione”  $\psi_0 Q_k$  ( $\psi_0$  vale normalmente 0.7).

### 2.3.3. Coefficienti parziali di sicurezza per gli stati limite ultimi

	Azioni permanenti $\gamma_G$	Azioni variabili $\gamma_Q$	
		Una con il suo valore caratteristico	Le altre con i loro valori di combinazione
Effetto favorevole $\gamma_{F,inf}$	1.0	0	0
Effetto sfavorevole $\gamma_{F,sup}$	1.35	1.5	1.5

Per le strutture di **edifici** si possono esaminare solo le due seguenti combinazioni di carico:

- considerando **solo l'azione variabile più sfavorevole**:

$$\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$$

- considerando **tutte le azioni variabili sfavorevoli**:

$$\gamma_G G_k + 0.9 \sum \gamma_{Q,i} Q_{k,i}$$

### ESEMPIO

Capriata di copertura

Azioni: permanente  $G = 0.4 \text{ kN/m}^2$   
neve  $Q_s = 1.4$   
vento  $Q_w = -0.3$  (depressione)

Combinazioni (**azione variabile più sfavorevole**):

$$F_1 = 1.35 G + 1.5 Q_s + 0 Q_w = 2.64 \text{ kN/m}^2$$

$$F_2 = 1.00 G + 0 Q_s + 1.5 Q_w = -0.05 \text{ kN/m}^2$$

La combinazione  $F_2$  è pericolosa perché provoca compressione nella briglia inferiore.

Le combinazioni di carico più sfavorevoli differiscono a seconda dell'elemento strutturale e della sezione considerata. E' quindi necessario calcolare separatamente gli effetti E di ciascun carico (permanente, neve, vento da sinistra, vento da destra ecc.) nelle varie sezioni da verificare. Si seguirà quindi il seguente procedimento per combinare gli effetti delle azioni in ciascuna sezione:

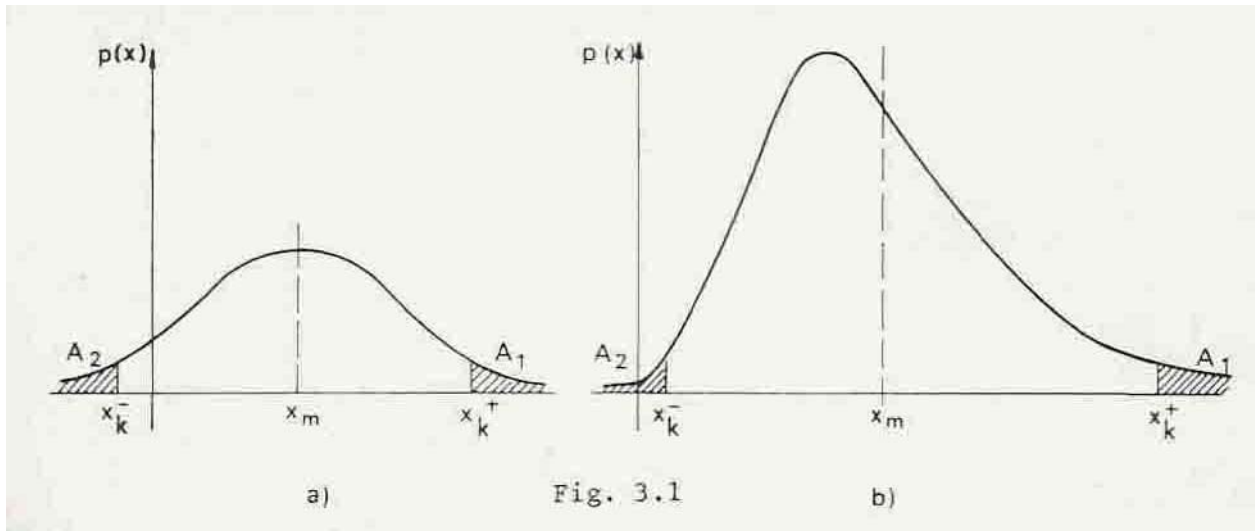
<b>G sfavorevole</b>	<b>G favorevole</b>
$E_G = E(\gamma_{G,\text{sup}} G_K)$	$E_G = E(\gamma_{G,\text{inf}} G_K)$
Si individua l'azione $Q_1$ che dà l'effetto massimo concorde con $E_G$ (se c'è)	Si individua l'azione $Q_1$ che dà l'effetto massimo discorde con $E_G$ (se c'è)
$E = E_G + E(\gamma_{Q,1} Q_{K,1})$	$E = E_G + E(\gamma_{Q,1} Q_{K,1})$
Si ciclano le altre azioni $Q_i$ con effetti concordi	Si ciclano le altre azioni $Q_i$ con effetti discordi
$E = E + E(\gamma_{Q,i} \psi_0 G_{K,1})$	$E = E + E(\gamma_{Q,i} \psi_0 G_{K,1})$

Il procedimento è applicabile solo se gli effetti sono sovrapponibili (calcolo lineare). E' comunque una guida.

## 3. I carichi

### 3.1 Generalità

I valori caratteristici dei carichi sono definiti dalle varie normative.



Distribuzione normale (Gaussiana)

Distribuzione estrema

La distribuzione normale è compiutamente descritta da due parametri:

- il valore medio ( $m$ )
- lo scarto quadratico medio o deviazione standard ( $s$ )

$A_1 =$  probabilità di avere valori  $> X_K^+$

I valori caratteristici sono definiti in base ai frattili superiore e inferiore. Per i carichi si considera in genere il frattile 5%. Il frattile superiore fornisce un carico che è superato soltanto nel 5% dei casi; quello inferiore è minorato soltanto dal 5% dei casi. Si ha:

$$X_K = X_m \pm k s = X_m(1 \pm k\delta) \text{ con } \delta = s/X_m$$

Per il frattile 5%  $k=1.64$ .

### 3.2 Carichi permanenti

Acciaio laminato  $\gamma_s = 77 \text{ kN/m}^3$

Calcestruzzo armato  $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

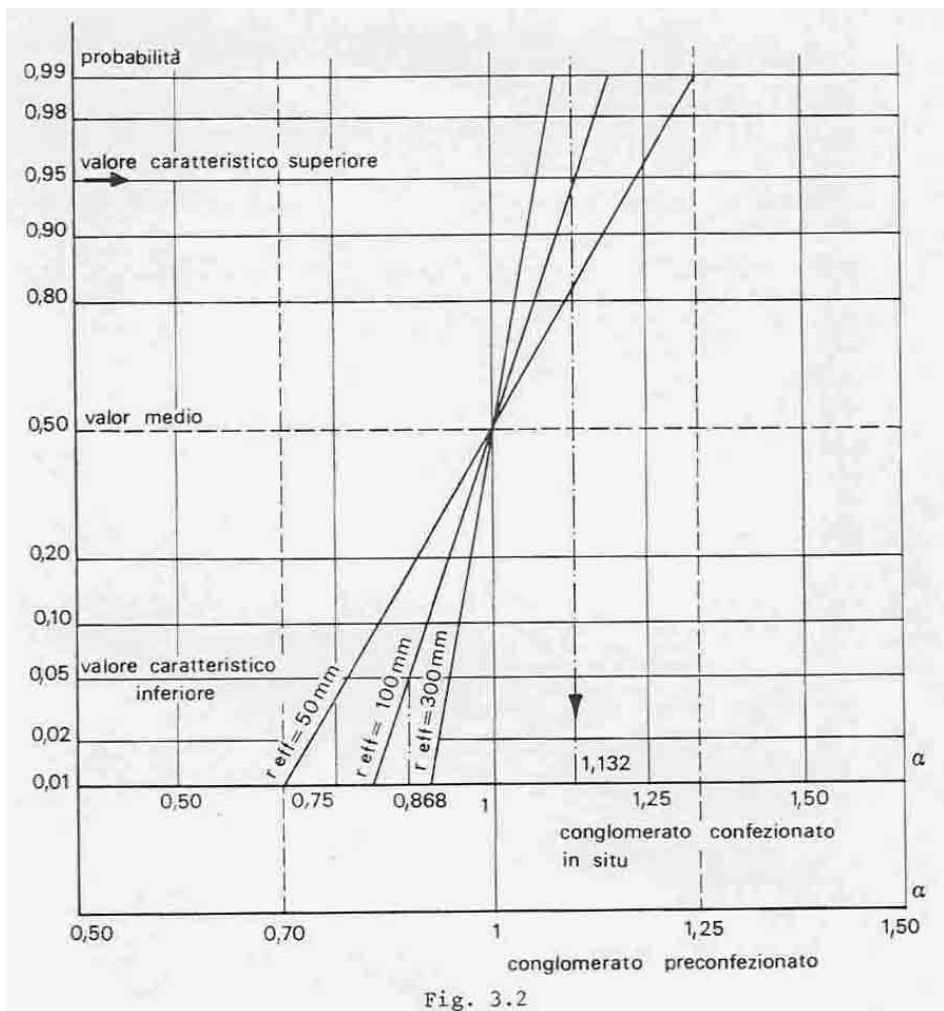


Fig. 3.2

### 3.3 Carichi d'utilizzazione

Le norme forniscono i carichi di progetto secondo il tipo di utilizzo dei locali. E' responsabilità del progettista stabilire la distribuzione più gravosa. Per il calcolo dei pilastri si possono operare riduzioni.

Sovraccarichi per appartamenti (kN/m <sup>2</sup> )	1 anno		50 anni	
	q <sub>m</sub>	q <sub>k</sub>	q <sub>m</sub>	q <sub>k</sub>
Soggiorno	0.30	0.49	0.45	0.64
Stanza da letto	0.25	0.44	0.40	0.59
Cucina e corridoi	0.10	0.29	0.25	0.44

Fig. 3.6

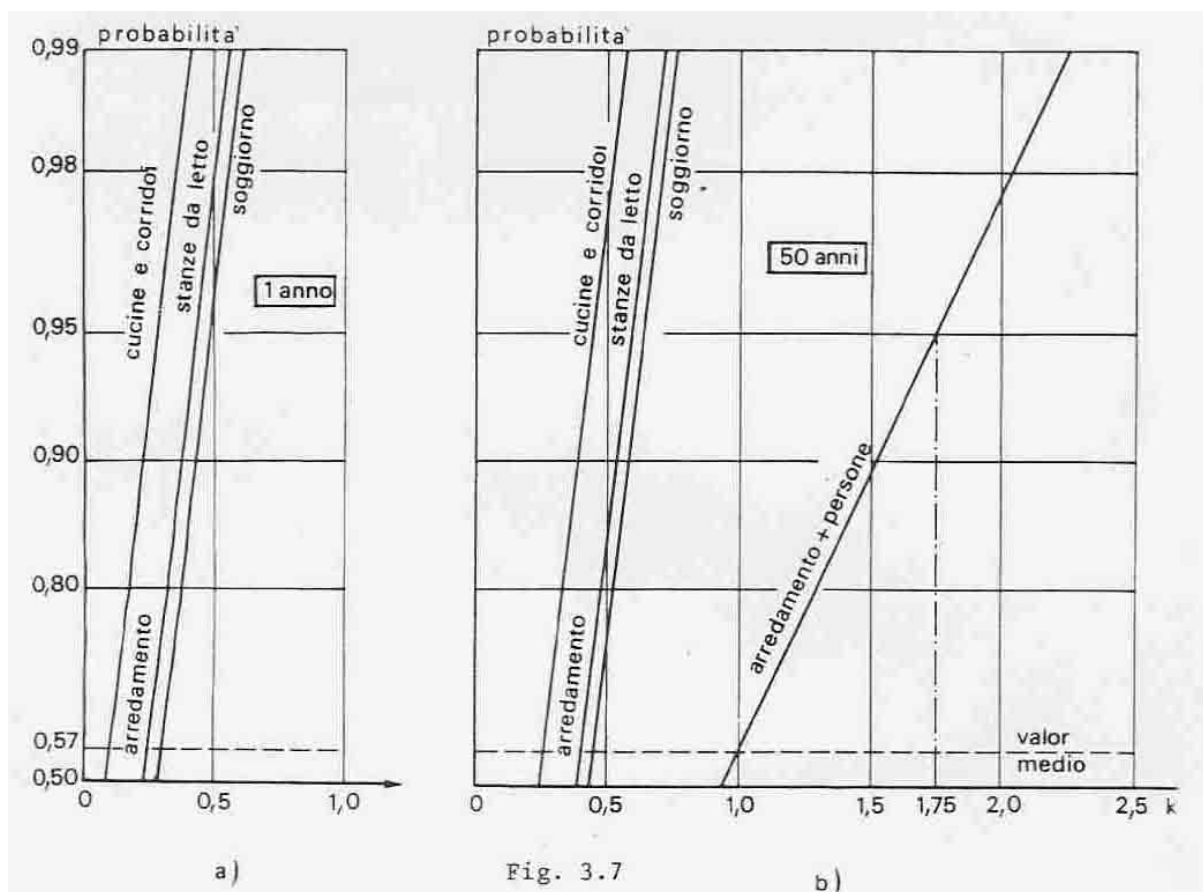


Fig. 3.7

### 3.3.2 Apparecchi di sollevamento

#### 3.3.2 Apparecchi di sollevamento

- peso dei carichi sollevati;
- peso proprio della gru;
- forze esercitate dal vento;
- forze d'inerzia ed urti;
- variazioni termiche.

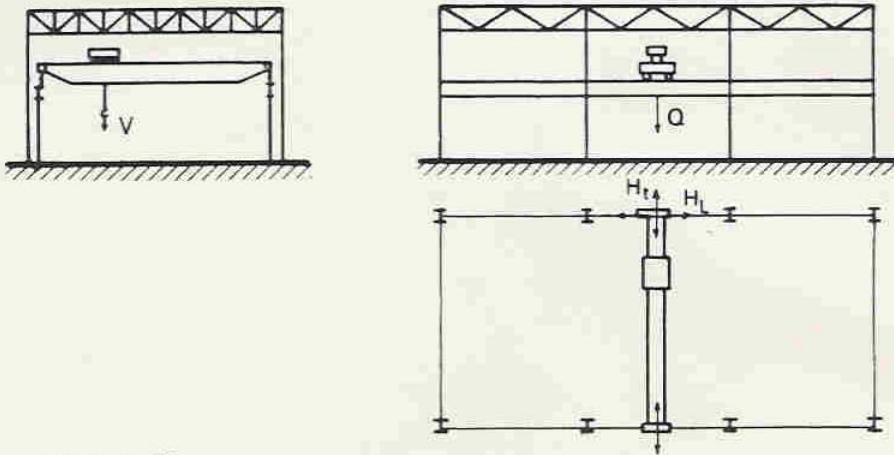


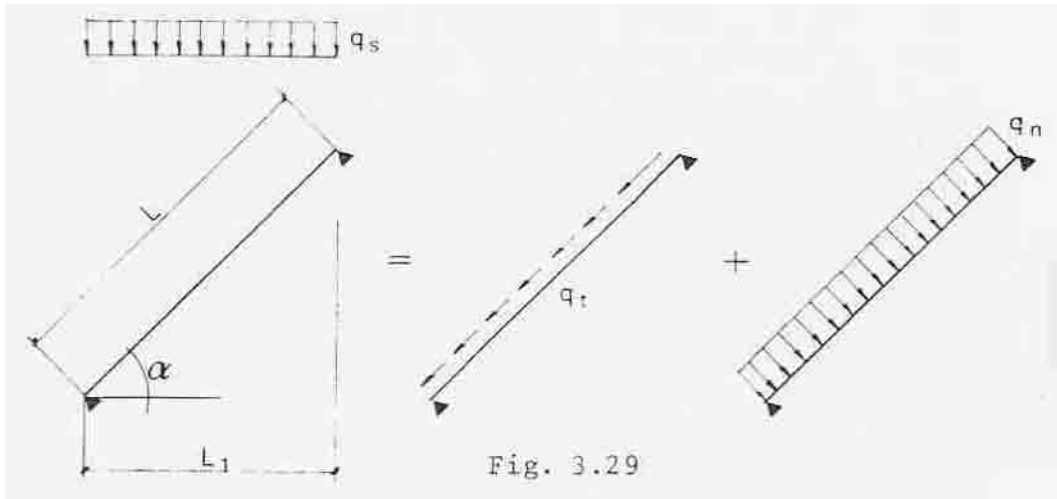
Fig. 3.17

Cicli in un anno	Esempi
20000	gru impiegate in cantieri edili
40000	gru impiegate in lavori stagionali con movimenti del gancio in due direzioni
100000	gru impiegate tutto l'anno con movimenti del gancio in due direzioni
200000	gru per impianti metallurgici operanti in tre direzioni tutto l'anno.



## 3.4 Carichi climatici

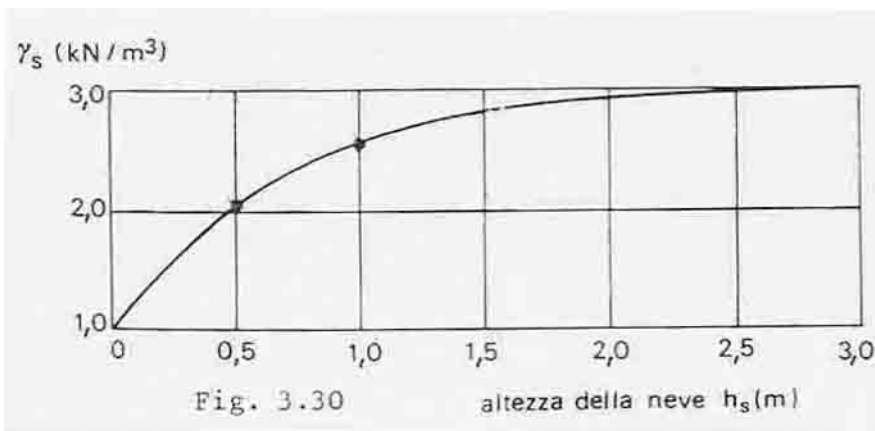
### 3.4.1 Neve



$$q_t = q_s \cos \alpha \sin \alpha$$

$$q_n = q_s \cos^2 \alpha$$

$$M_{\max} = q_s L_1^2 / 8$$



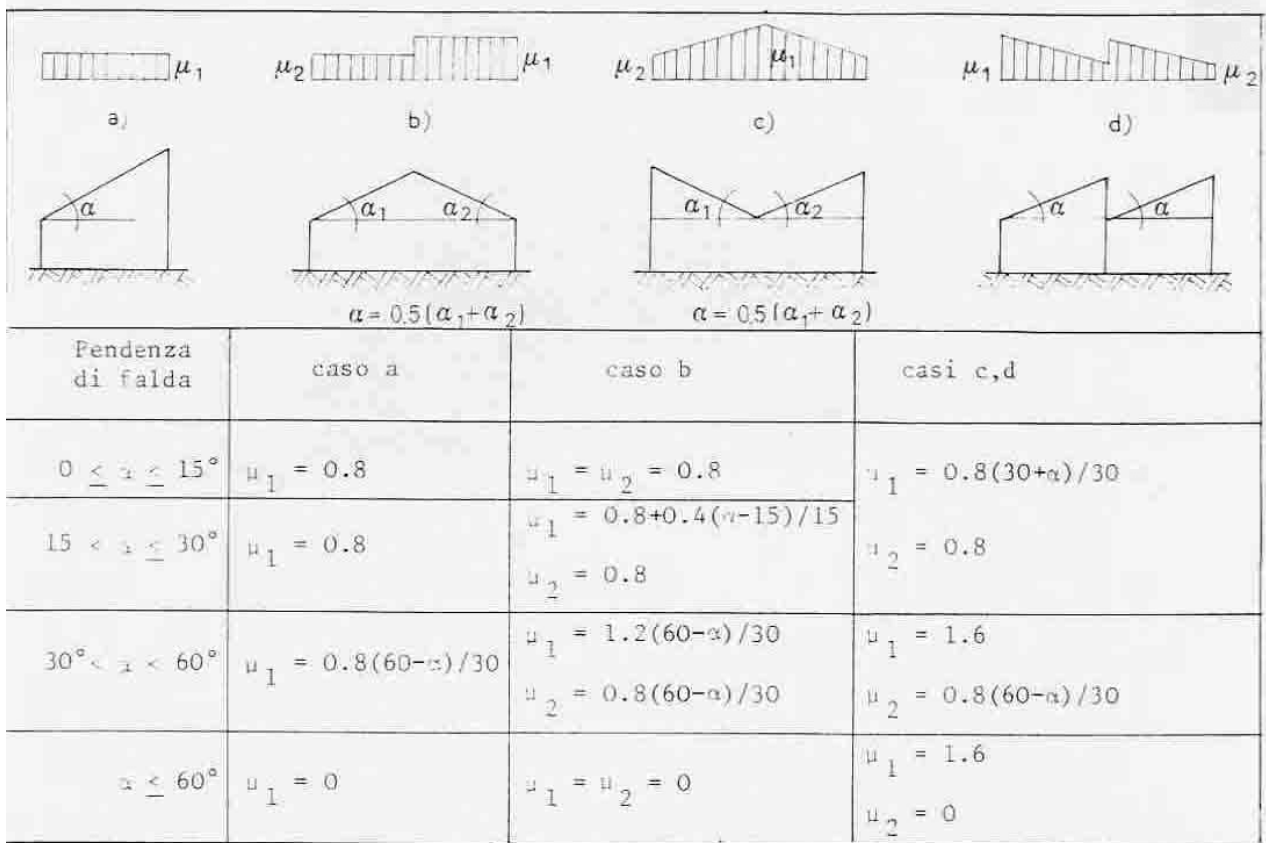


Fig. 3.34

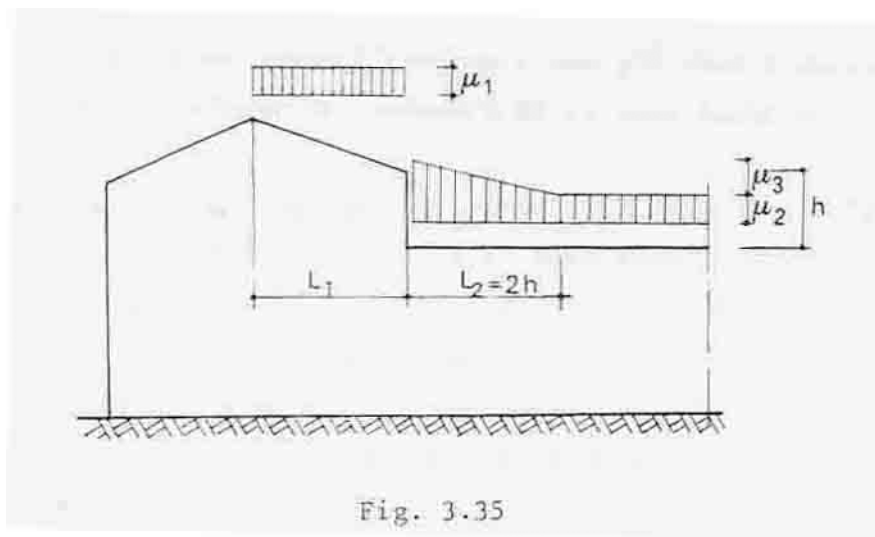


Fig. 3.35

### 3.4.2 Vento

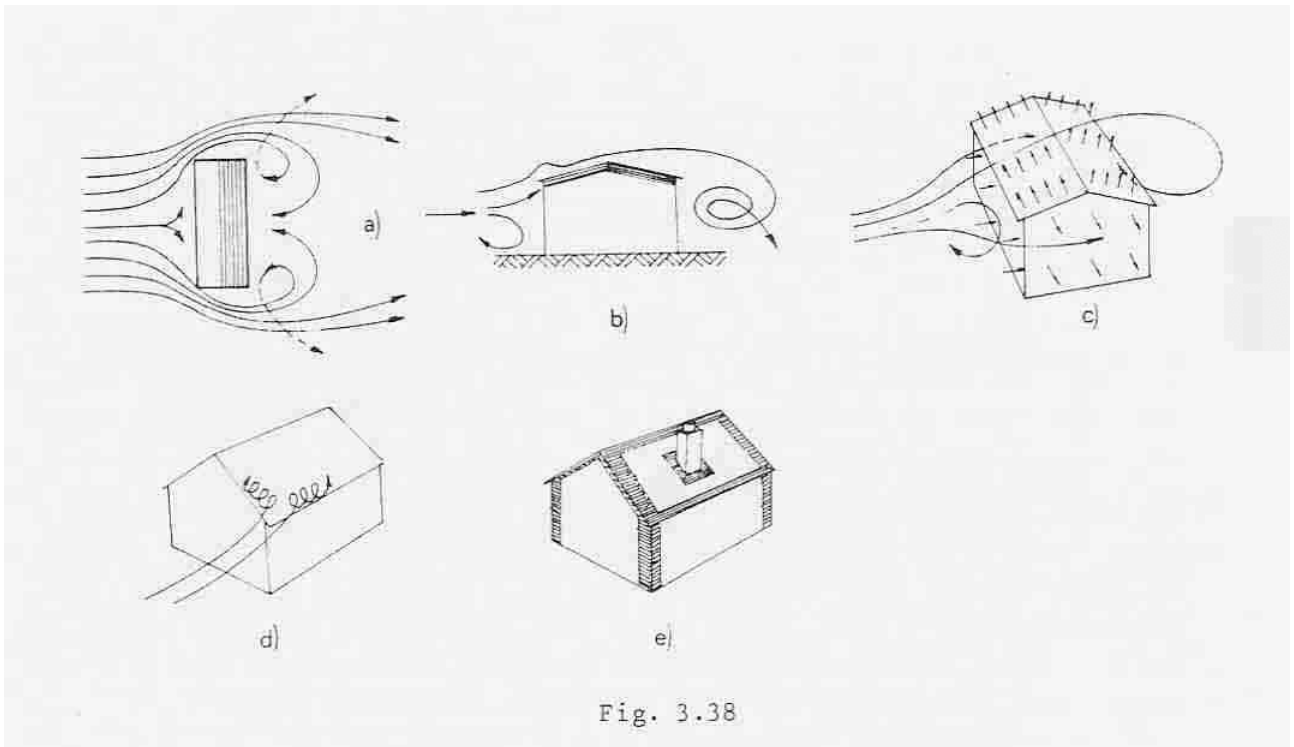


Fig. 3.38

d) e) effetti locali delle turbolenze

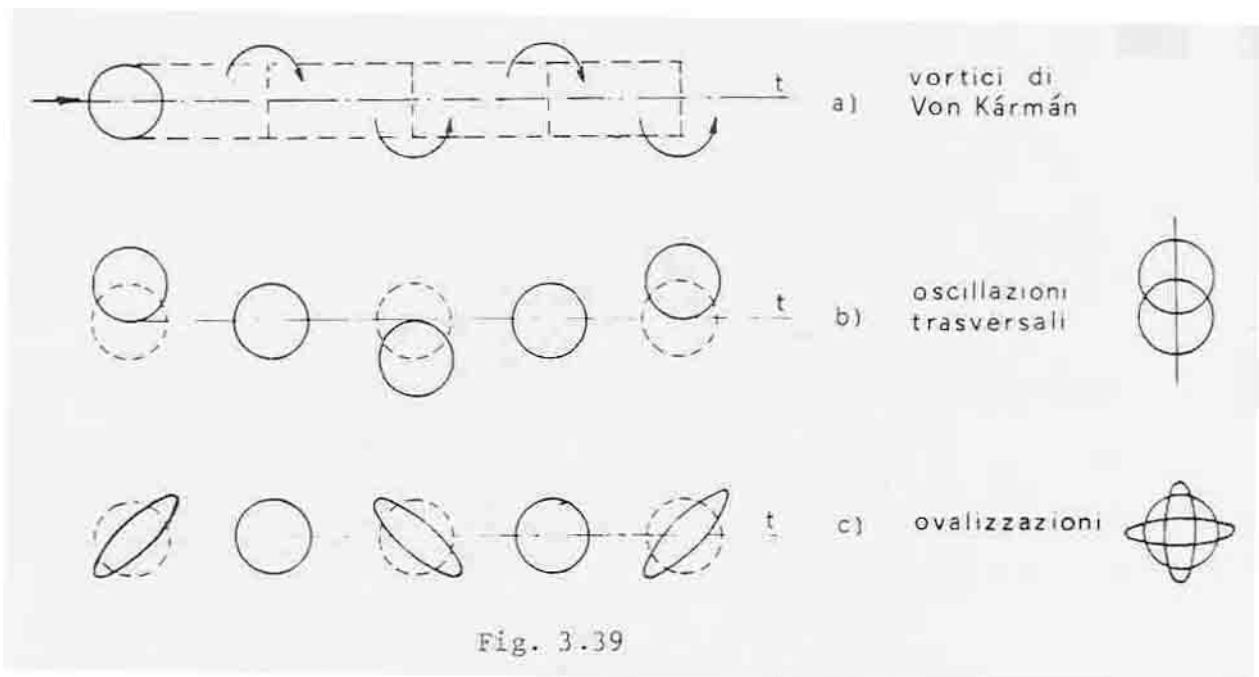


Fig. 3.39

## Effetti statici

$$w = c_p p$$

$p$  = pressione dinamica =  $\frac{1}{2} \rho v_d^2 = v_d^2 / 1.6 \text{ N/m}^2$   
ad esempio per  $v_d = 100 \text{ km/h}$  si ha  $p = 482 \text{ N/m}^2$

$c_p$  = coefficiente di esposizione e di forma

