

Progetto di una capriata in acciaio

Concetti di base

Nella progettazione di una qualsiasi struttura in campo civile è necessario seguire sempre uno schema mentale preciso che sia chiaro e preciso per la realizzazione dell'opera. I passi fondamentali sono qui sotto elencati:

1. Schema statico della struttura: per una corretta progettazione è fondamentale capire come la struttura si comporta e quale schema statico adottare per le azioni di carico affinché esso sia il più possibile realistico.
2. Analisi dei carichi: l'analisi dei carichi deve essere accurata e precisa poiché costituisce la base del dimensionamento degli elementi della struttura e pertanto, se condotta con superficialità, può portare ad una sovrastima o sottostima delle azioni che ha conseguenze economiche ma soprattutto di sicurezza per l'incolumità delle persone.
3. Combinazione dei carichi: in base alle nuove Normative vigenti e nel rispetto della teoria degli stati limite ultimi si devono analizzare diverse possibili combinazioni di carico per individuare quelle più pericolose per la struttura.
4. Risoluzione dello schema statico: attraverso i passi 1,2,3 si risolve lo schema statico adottato e si ricavano le conseguenti caratteristiche di sollecitazione.
5. Progetto della struttura: con le sollecitazioni ottenute si dimensionano le sezioni di travi, pilastri, colonne e di tutti gli elementi strutturali.
6. Verifica degli elementi: in osservanza alla Norme vigenti si verificano tutti gli elementi strutturali sia agli stati limite ultimi sia agli stati limite di esercizio.

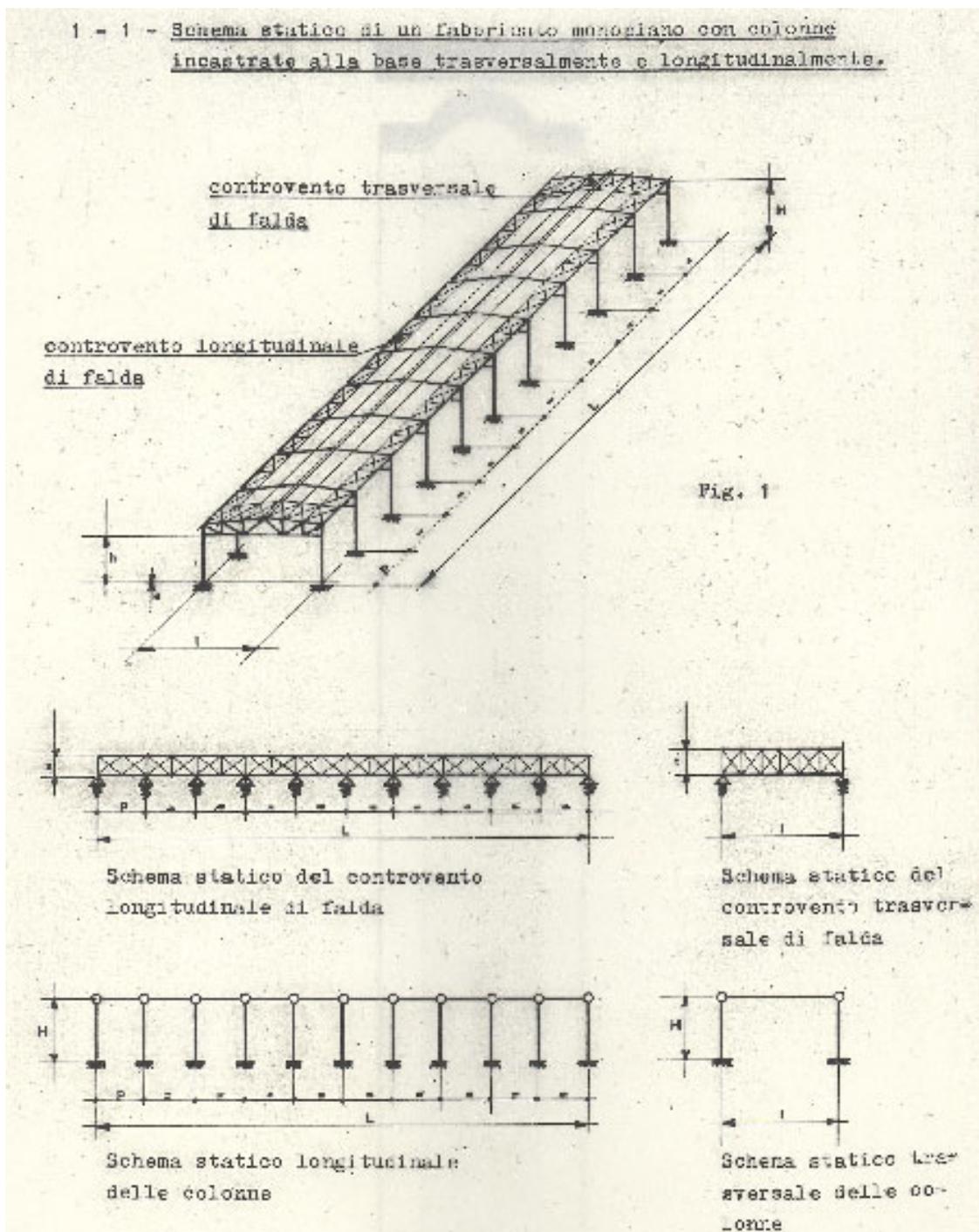
Capriata in acciaio

Nel caso particolare si studia una capriata in acciaio e si dimensionano e verificano (a titolo esemplificativo) alcuni elementi fondamentali. Nella reale pratica di progettazione dovranno essere dimensionati tutti gli elementi.

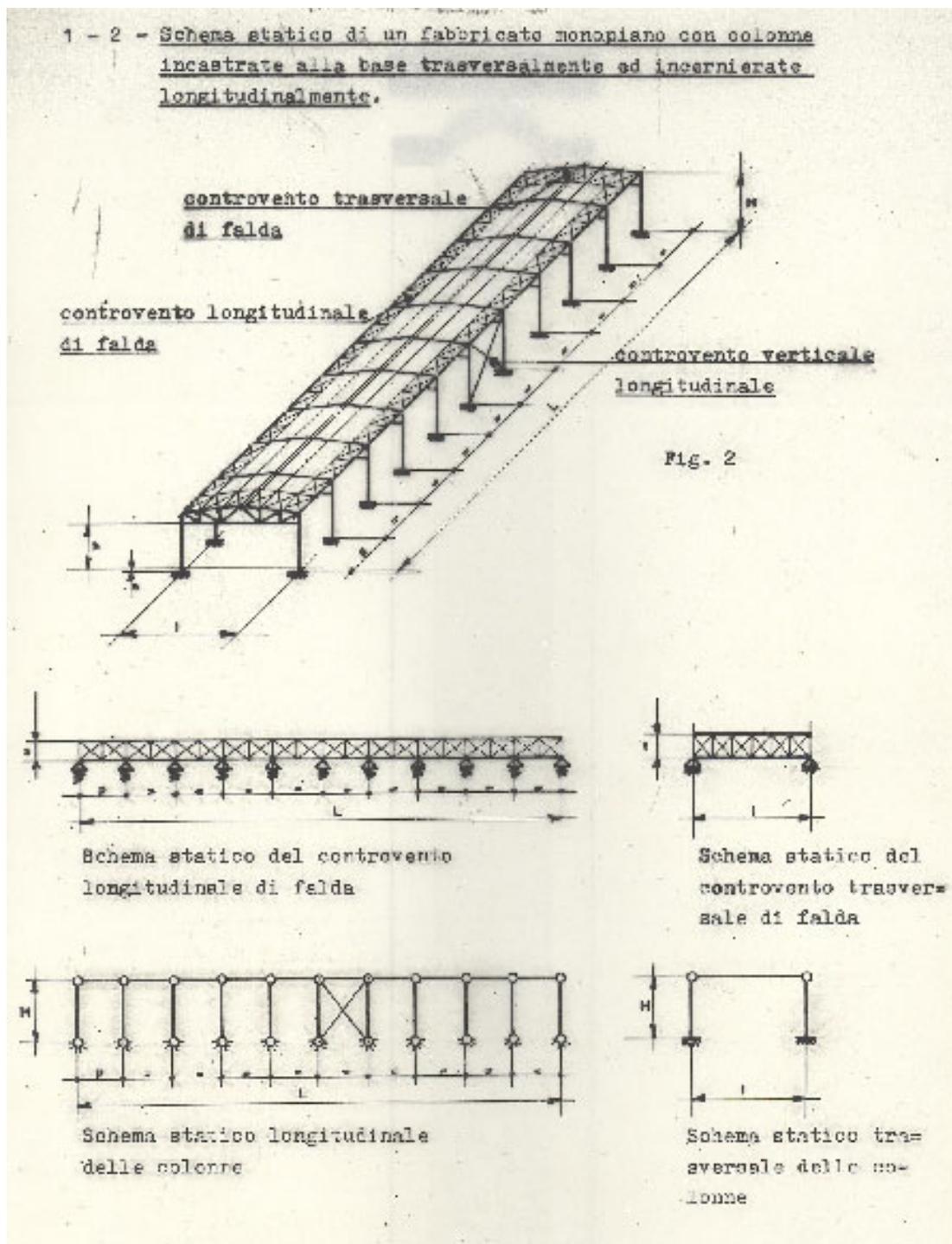
1. Schema statico

Si evidenzia che sono possibili diverse soluzioni:

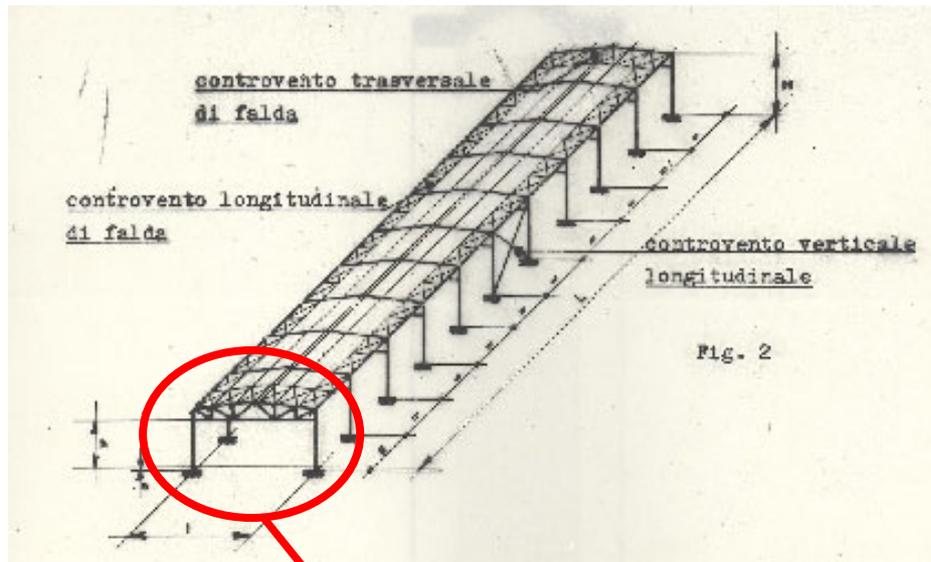
- 1) fabbricato monopiano con colonne incastrate sia trasversalmente sia longitudinalmente.



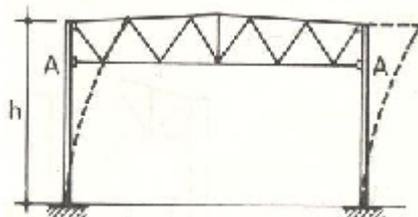
- 2) fabbricato monopiano con colonne incastrate trasversalmente e incernierate longitudinalmente.
 In questo caso è necessario porre in opera un opportuno controvento longitudinale atto a resistere alle azioni del vento



In entrambe le soluzioni comunque nel piano trasversale si ha comunque un telaio incastrato alla base con la capriata incernierata alle colonne.



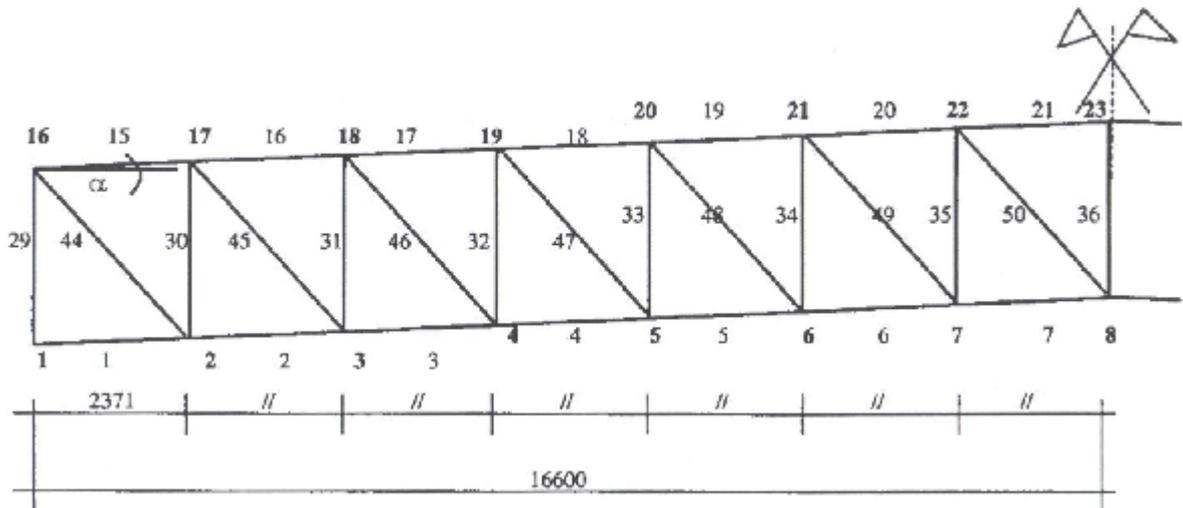
La scelta di uno schema di questo tipo dipende sia da considerazioni sulla rigidezza della travatura e sulla rigidezza delle colonne, sia da considerazioni su eventuali semplificazioni di calcolo (“Strutture in acciaio”, Ballio&Mazzolani, Hoepli Editore, capitolo 1.3.3): in tal senso questa soluzione massimizza il momento sulle colonne dovuto alle azioni trasversali del vento mentre la travatura reticolare è sollecitata dai carichi verticali e trasferisce le azioni orizzontali. Il comportamento globale è visualizzato nel grafico seguente.



Focalizzando l’attenzione sulla capriata dell’esempio essa ha uno schema statico semplice del tipo travatura reticolare semplicemente appoggiata alle colonne. Essa si presenta caricata

simmetricamente dai carichi verticali ed è geometricamente speculare rispetto alla mezzeria:
pertanto si andrà a studiare una delle due metà sapendo che gli stessi risultati si avranno per
l'altra.

- **Dati e caratteristiche geometriche della capriata**



N.B. i numeri in neretto indicano il numero dei nodi, gli altri il numero delle aste

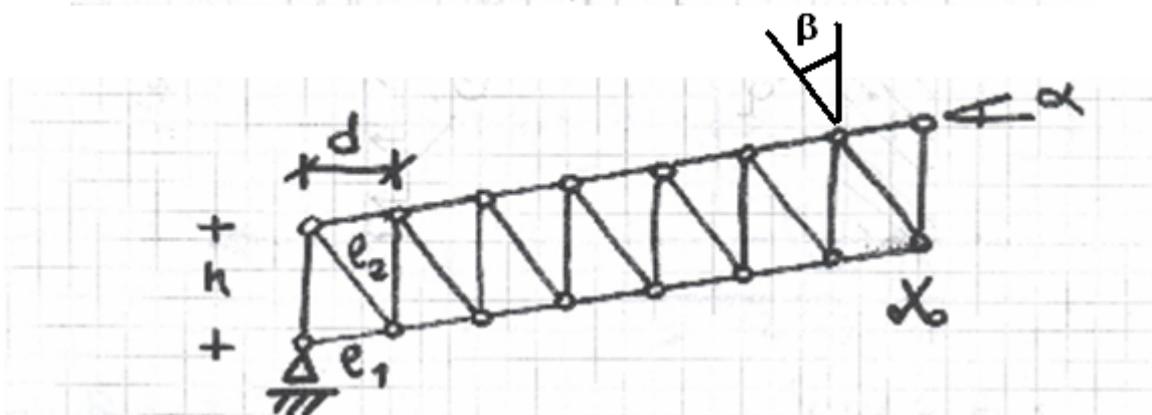
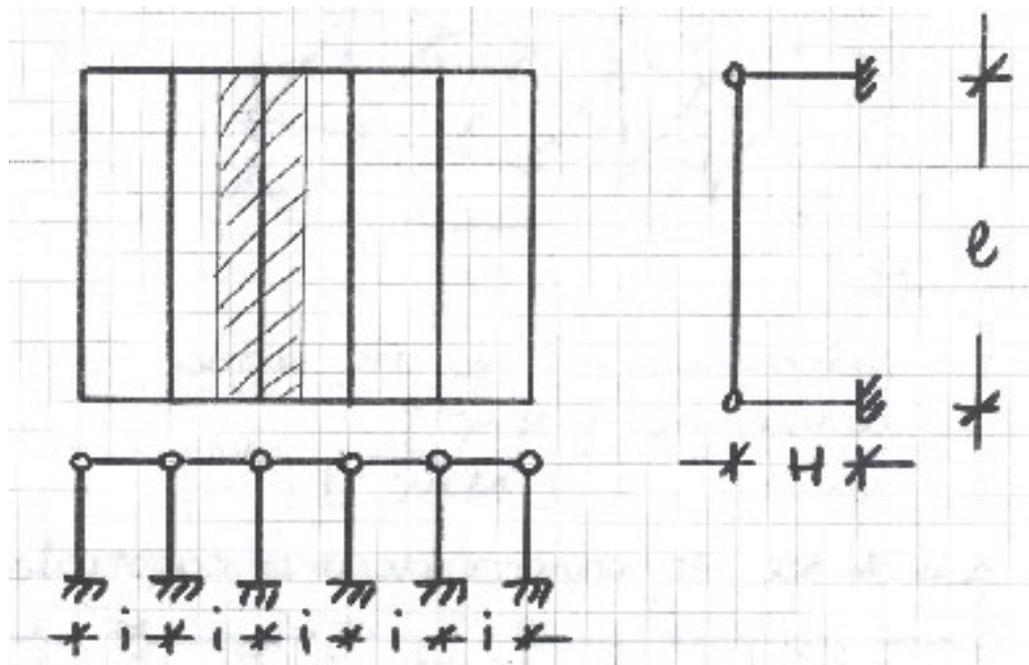
Definizioni:

Montanti: sono gli elementi (aste) verticali

Diagonali: sono gli elementi (aste) diagonali

Briglia superiore: sono gli elementi (aste) della parte superiore della capriata

Briglia inferiore: sono gli elementi (aste) della parte inferiore della capriata



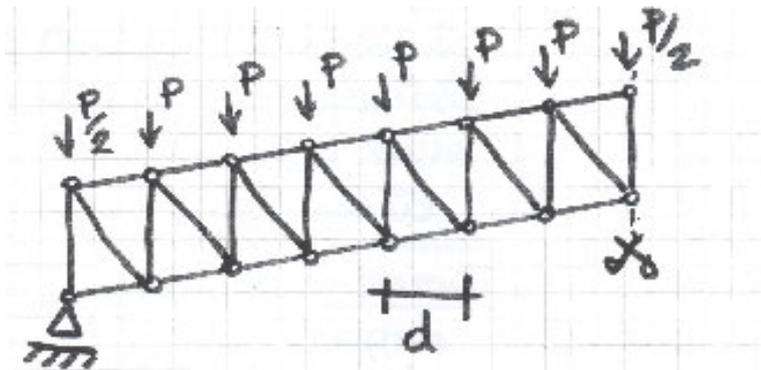
• COPERTURA : ARCARECCI + LAMIERA GRECATA
 DATI GEOMETRICI:

$l = 7 \text{ m}$
 $H = 10 \text{ m}$
 $e = 33.2 \text{ m}$

$d = 2.371 \text{ m}$
 $h = 2.7 \text{ m}$
 $e_1 = 2.375 \text{ m}$

$e_2 = 3.480 \text{ m}$
 $\alpha = 3.3^\circ$
 $\beta = 42.8^\circ$

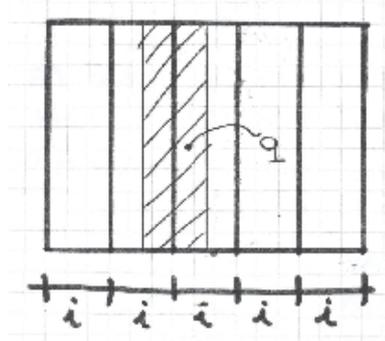
- **Schema statico della capriata**



I nodi sono caricati dai carichi concentrati P (trasmessi dagli arcarecci) espressi in N .

Per determinare il carico P si deve individuare l'area di influenza del carico di una capriata, poi trasformarlo in un carico a metro lineare sulla capriata e a questo punto concentrarlo sui nodi considerando l'interasse "d" fra essi. Il procedimento è graficamente spiegato sotto:

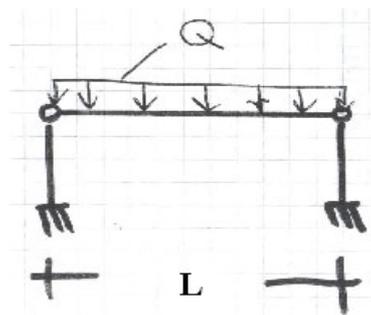
Il carico "q" espresso in $\frac{N}{m^2}$ è il carico individuato dall'area di competenza della singola capriata considerando l'interasse "i" tra una e l'altra.



Il carico "Q" espresso in $\frac{N}{m}$ è il carico a metro lineare gravante sulla singola capriata e si ottiene dalla semplice equazione:

$$q \cdot Area = Q \cdot L$$

$$\Rightarrow Q = \frac{q \cdot Area}{L} = \frac{q \cdot (i \cdot L)}{L} = q \cdot i \left[\frac{N}{m} \right]$$



Il carico concentrato “P” pertanto si ottiene considerando come già detto l’interasse fra i nodi e sarà pertanto $P = Q \cdot d$.

2. Analisi dei carichi

In relazione al Testo Unico / Norme Tecniche 2008 per le costruzioni e alla Circolare Ministeriale del 4/7/1996 si definiscono le seguenti azioni:

2.6.3.3. Classificazione delle azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo

- a) *permanenti* (G): azioni che agiscono durante tutta la vita della costruzione e la loro variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo;
 - a. peso proprio della struttura;
 - b. peso di ciascuna sovrastruttura;
 - c. forze indotte dalla pressione del terreno (escluse gli effetti di carichi variabili applicati al terreno);
 - d. forze risultanti dalla pressione dell’acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
 - e. spostamenti e deformazioni imposti previsti dal progetto e realizzati all’atto della costruzione;
 - f. pretensione e precompressione;
 - g. ritiro e viscosità, salvo un’eventuale fase transitoria iniziale;
- b) *variabili* (Q): azioni che agiscono sulla struttura o sull’elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro;
 - a. *di lunga durata*: agiscono con un’intensità significativa, anche non continuamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita utile di progetto della struttura; sono:
 - i. pesi propri di elementi non strutturali,
 - ii. pesi di cose ed oggetti disposti sulla struttura,
 - iii. carichi di esercizio di lunga durata;
 - b. *di breve durata*: agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita utile di progetto della struttura; sono:
 - i. carichi di esercizio di breve durata,
 - ii. azione del vento,
 - iii. azione della neve,
 - iv. azione sismica,
 - v. azioni dovute alle variazioni termiche ambientali
 - vi. azione dei fluidi, del moto ondoso di mare e laghi.

In particolare nell’ambito del corso si focalizzerà l’attenzione sui casi *permanenti* a, b ed *variabili* a-i, b-ii.

Analizzando i permanenti si ha:

- Peso proprio della capriata
- Peso proprio degli arcarecci

- Peso proprio della lamiera
- Altri carichi permanenti

N.B.: per semplicità tutti i carichi permanenti saranno trasformati in carichi $q \frac{N}{m^2}$ equivalenti.

-Peso proprio della capriata:

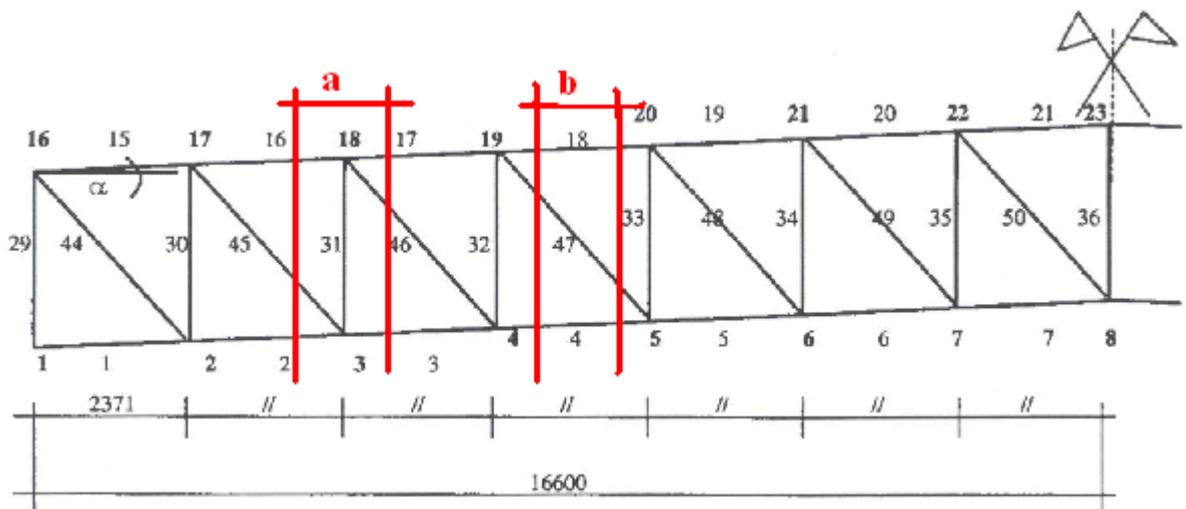
nell'analisi di questi carichi si parte ipotizzando certi profili e poi andandoli a verificare successivamente. Se la verifica non è soddisfatta si cambiano i profili, quindi si modificano i pesi propri e si ripete la verifica finchè non è soddisfatta. E' utile sottolineare che essendo queste strutture abbastanza standard la scelta del profilo iniziale si base sull'osservazione di quei profili già utilizzati in altre strutture simili.

In questo caso si usano dei profili ad L accoppiati 120x10

Peso di un metro lineare di profilo è dato da:

$$Area_{profilo} \cdot 1metro \cdot n^{\circ}_{profili} \cdot \rho_{acciaio} \cdot g = 0,00232 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 7850 \cdot 9,8 \cong 364 \frac{N}{m}$$

Osservando la seguente figura si nota che nel tratto "a" sono presenti 5 profili accoppiati, mentre nel tratto "b" solo 3; quindi mediamente ne avremo 4.



Di conseguenza si ha:

$$Q_{pp(profili)} = 364 \cdot 4 \cong 1400 \frac{N}{m} \Rightarrow q_{pp(profili)} = \frac{Q_{pp(profili)}}{i} \cong 200 \frac{N}{m^2}$$

-Peso proprio degli arcarecci:

Basandosi sulla medesima considerazione del caso precedente si ipotizza che l'arcareccio sia costituito da un profilo IPE 100. Considerandone 1 a metro si ha:

$$Area_{ipe} \cdot 1metro \cdot n^{\circ}_{profili} \cdot \rho_{acciaio} \cdot g = 0,00103 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 7850 \cdot 9,8 \cong 80 \frac{N}{m}$$

Di conseguenza, avendo 7 arcarecci, si ha:

$$Q_{pp(IPE)} = 80 \cdot 7 \cong 560 \frac{N}{m} \Rightarrow q_{pp(IPE)} = \frac{Q_{pp(IPE)}}{i} \cong 80 \frac{N}{m^2}$$

-Peso proprio della lamiera grecata:

Dalle tabelle relative alle lamiere in commercio si ricava

$$q_{pp(lamiera)} \cong 70 \frac{N}{m^2}$$

-Altri carichi permanenti (finiture, isolante):

$$q_{pp'} \cong 12 \frac{N}{m^2}$$

Analizzando le azioni variabili si ha:

-Carichi accidentali per impianti

-Carico della neve

-Carico del vento

-Carichi accidentali per impianti:

$$q_a \cong 300 \frac{N}{m^2}$$

-Carico della neve:

il carico della neve dipende fortemente dalla zona in cui è collocata la struttura, dalla quota e da altri fattori ben identificati in Normativa. Riportando la definizione della circolare si ha:

6. CARICO NEVE

Il carico neve sulle coperture sarà valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i q_{sk}$$

dove

- q_s è il carico neve sulla copertura;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;
- q_{sk} è il valore di riferimento del carico neve al suolo.

Il carico agisce in direzione verticale ed è riferito alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Inoltre risulta che:

Zona II

Regioni:

Liguria, Toscana, Umbria, Lazio, Campania (Province di Caserta, Benevento, Avellino), Puglia (Provincia di Foggia)

$q_{sk} = 1,15$	$\frac{kN}{m^2}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$
$q_{sk} = 1,15 + 2,6 (a_s - 200)/1000$	$\frac{kN}{m^2}$	$200 \text{ m} < a_s \leq 750 \text{ m}$
$q_{sk} = 2,58 + 8,5 (a_s - 750)/1000$	$\frac{kN}{m^2}$	$a_s > 750 \text{ m}$

Essendo la struttura a 340m sul livello del mare: $q_{sk} \cong 1,51 \frac{KN}{m^2} \cong 1510 \frac{KN}{m^2}$

Dalla figura di Normativa:

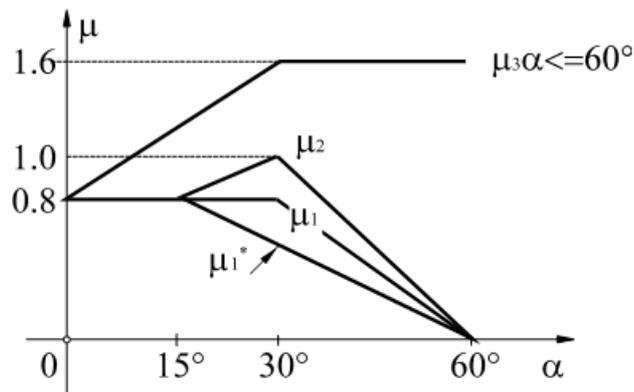


Fig. 6.2 - Coefficienti di forma per coperture a falde

Risulta che, essendo l'angolo di inclinazione delle falde $\alpha=3,3^\circ$ come illustrato nei dati geometrici, allora il coefficiente di forma è 0,8.

In conclusione il carico della neve risulta:

$$q_s = \mu \cdot q_{sk} = 0,8 \cdot 1510 = 1210 \frac{KN}{m^2}$$

-Carico del vento:

il carico del vento è di notevole importanza per questo tipo di strutture così leggere e flessibili, soprattutto se allocate in talune zone particolari del territorio. Secondo quanto prescritto risulta:

7.2. PRESSIONE DEL VENTO

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_{ref} c_e c_p c_d$$

dove

q_{ref} è la pressione cinetica di riferimento di cui al punto 7.4;

c_e è il coefficiente di esposizione di cui al punto 7.5;

c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento;

c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

Dove:

$$q_{ref} = \frac{v_{ref}^2}{1,6}$$

nella quale v_{ref} è la velocità di riferimento del vento (in m/s).

La velocità di riferimento v_{ref} è il valore massimo, riferito ad un intervallo di ritorno di 50 anni, della velocità del vento misurata a 10 m dal suolo su un terreno di II categoria (vedi tabella 7.2.) e mediata su 10 minuti. In mancanza di adeguate indagini statistiche è data dall'espressione

$$v_{ref} = v_{ref,0} \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$v_{ref} = v_{ref,0} + k_a (a_s - a_0) \quad \text{per } a_s > a_0$$

dove

$v_{ref,0}$, a_0 , k_a sono dati dalla tabella 7.1. in funzione della zona, definita in figura 7.1., ove sorge la costruzione;

a_s è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

Ed essendo:

Zona	Descrizione	$v_{ref,0}$ (m/s)	a_0 (m)	k_a (1/s)
7	Liguria	29	1000	0,024

Si ottiene con $a_s < a_0$:

$$q_{ref} = \frac{[v_{ref,0}]^2}{1,6} = \frac{[29]^2}{1,6} = 525 \frac{N}{m^2}$$

Il coefficiente c_e è definito come:

7.5. COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza della costruzione z sul suolo, dalla rugosità e dalla topografia del terreno, dall'esposizione del sito ove sorge la costruzione. E' dato dalla formula

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

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

dove

k_r, z_0, z_{\min} sono assegnati in tabella 7.2. in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

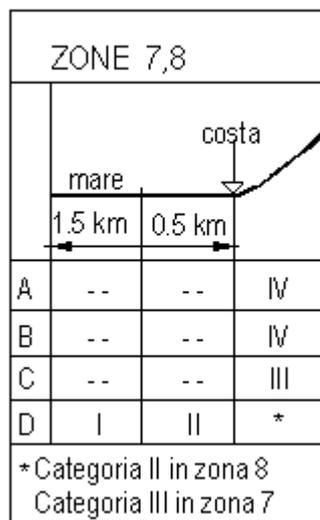
c_t è il coefficiente di topografia.

In mancanza di analisi che tengano in conto sia della direzione di provenienza del vento sia delle variazioni di rugosità del terreno, la categoria di esposizione è assegnata nella figura 7.2. in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita in tabella 7.3.

Il coefficiente di topografia c_t è posto di regola pari a 1 sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose, montane. In questo caso la figura 7.3. riporta i diagrammi di c_e per le diverse categorie di esposizione.

Nel caso di costruzioni ubicate presso la sommità di colline o pendii isolati il coefficiente di topografia c_t deve essere valutato con analisi più approfondite.

Pensando di posizionarci in classe di rugosità B e categoria IV



Categorie di esposizione del sito	k_r	z_0 (m)	z_{\min} (m)
I	0.17	0.01	2
II	0.19	0.05	4
III	0.20	0.10	5
IV	0.22	0.30	8
V	0.23	0.70	12

Tabella 7.2

Risulta che:

$$k_r = 0,22$$

$$z_0 = 0,3\text{m}$$

$$z_{\min} = 8\text{m}$$

Quindi poiché l'altezza del baricentro della struttura (telaio+capriata) raggiunge i

12,4metri $> z_{\min}$ e assunto $c_t = 1$:

$$c_e \equiv k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] = 0,22^2 \cdot 1 \cdot \ln\left(\frac{12,4}{0,3}\right) \cdot \left[7 + 1 \cdot \ln\left(\frac{12,4}{0,3}\right) \right] = 1,93$$

Il coefficiente c_d è definito come:

C.7.8. COEFFICIENTE DINAMICO

In mancanza di più precise valutazioni suffragate da opportuna documentazione, le figure C.7.10 e C.7.11 forniscono il coefficiente dinamico degli edifici e delle ciminiere di altezza minore di 200 m. La figura C.7.19 fornisce il coefficiente dinamico dei ponti a travata la cui massima campata non superi la lunghezza di 200 m.

Valori più accurati del coefficiente dinamico possono essere ottenuti applicando procedimenti più dettagliati di comprovata affidabilità.

Ogni qualvolta il coefficiente dinamico fornito dalle figura C.7.11 è maggiore di 1,9, questo parametro sarà valutato secondo procedimenti di comprovata affidabilità. Il ricorso a tali procedimenti è inoltre raccomandato quando il coefficiente dinamico risulti compreso fra 1,0 e 1,2.

Per tutte le tipologie strutturali non contemplate nelle precedenti figure il coefficiente dinamico sarà valutato secondo procedimenti di comprovata affidabilità.

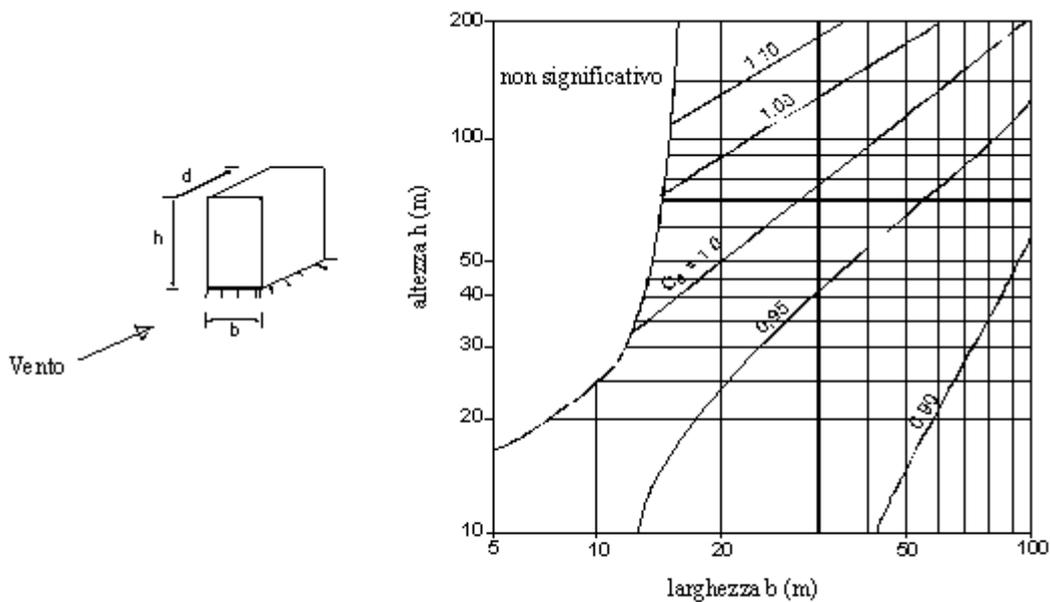


Fig. C.7.10 (b) - Edifici a struttura in acciaio

Il coefficiente si aggira intorno all'unità, pertanto a favore di sicurezza si assume $c_d = 1$

Il coefficiente c_p dipende da diverse condizioni di carico (depressione e pressione) come mostrato in Normativa:

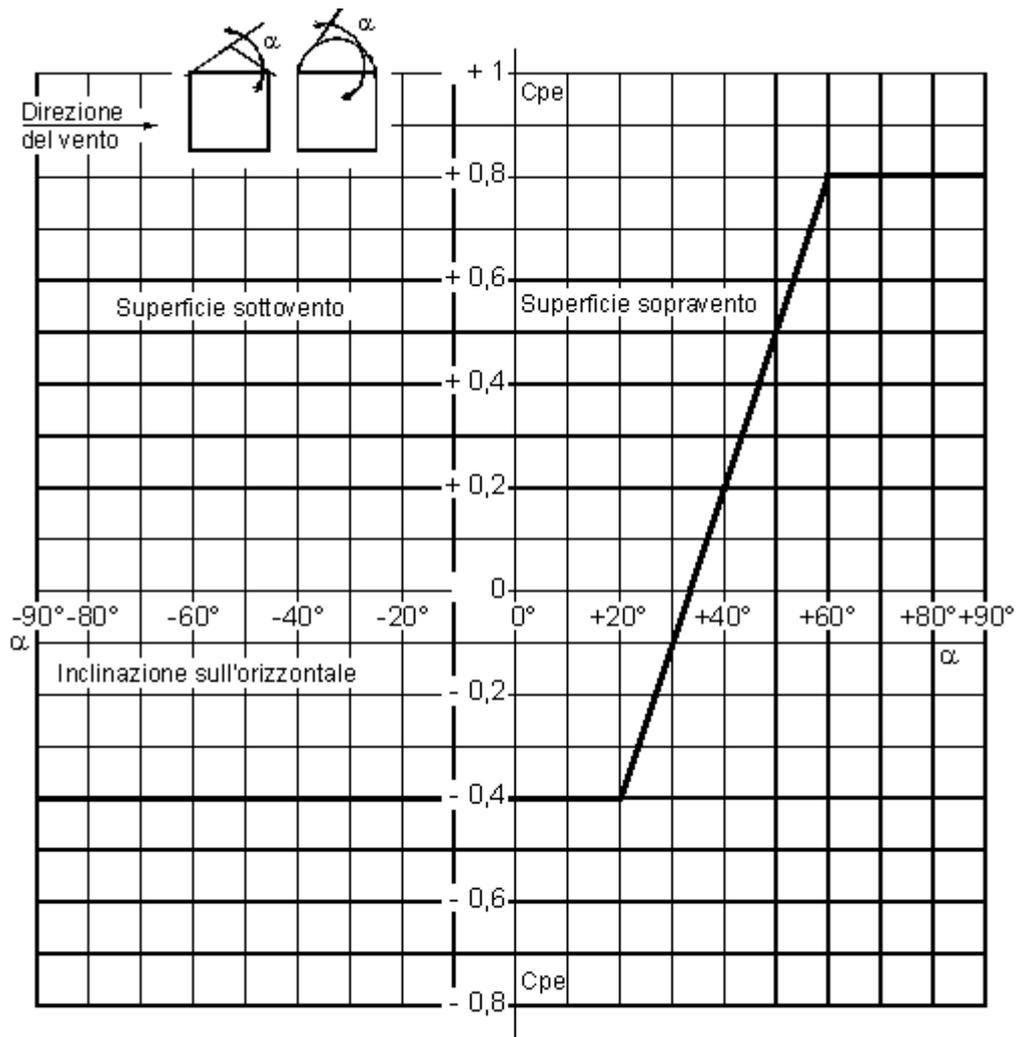


Fig. C.7.6

Essendo $\alpha = 3,3^\circ$ risulta che sopravvento $c_p = -0,4$ come anche sottovento.

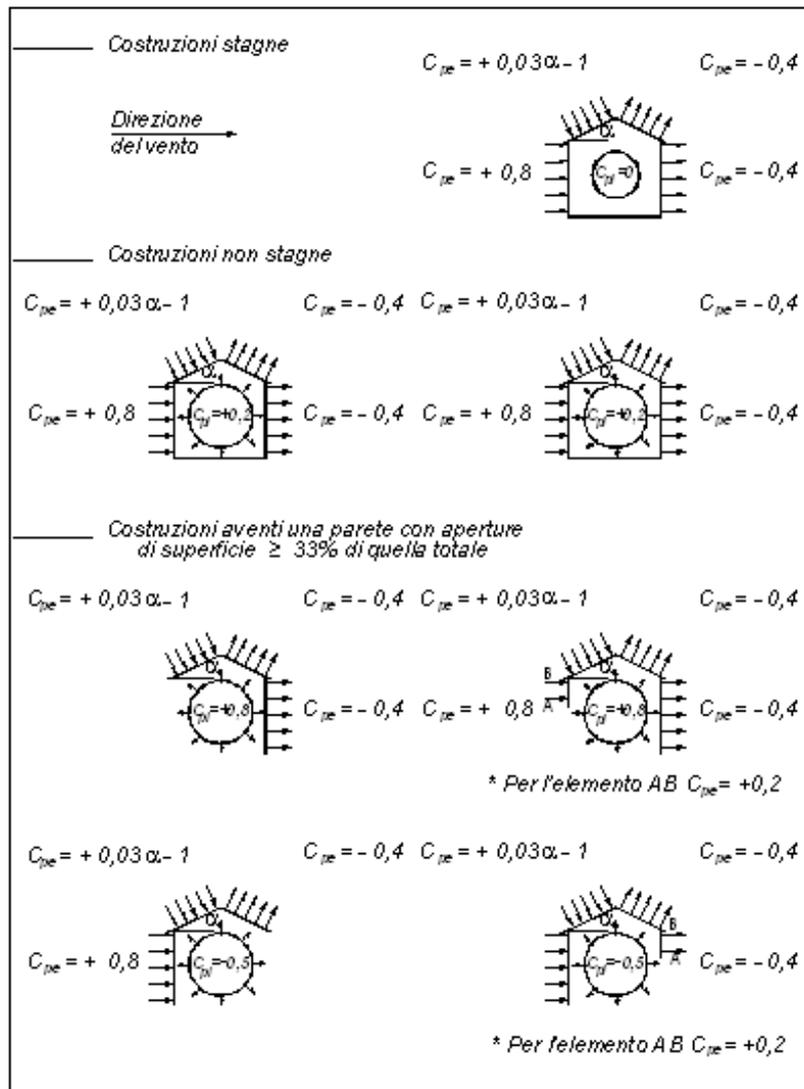
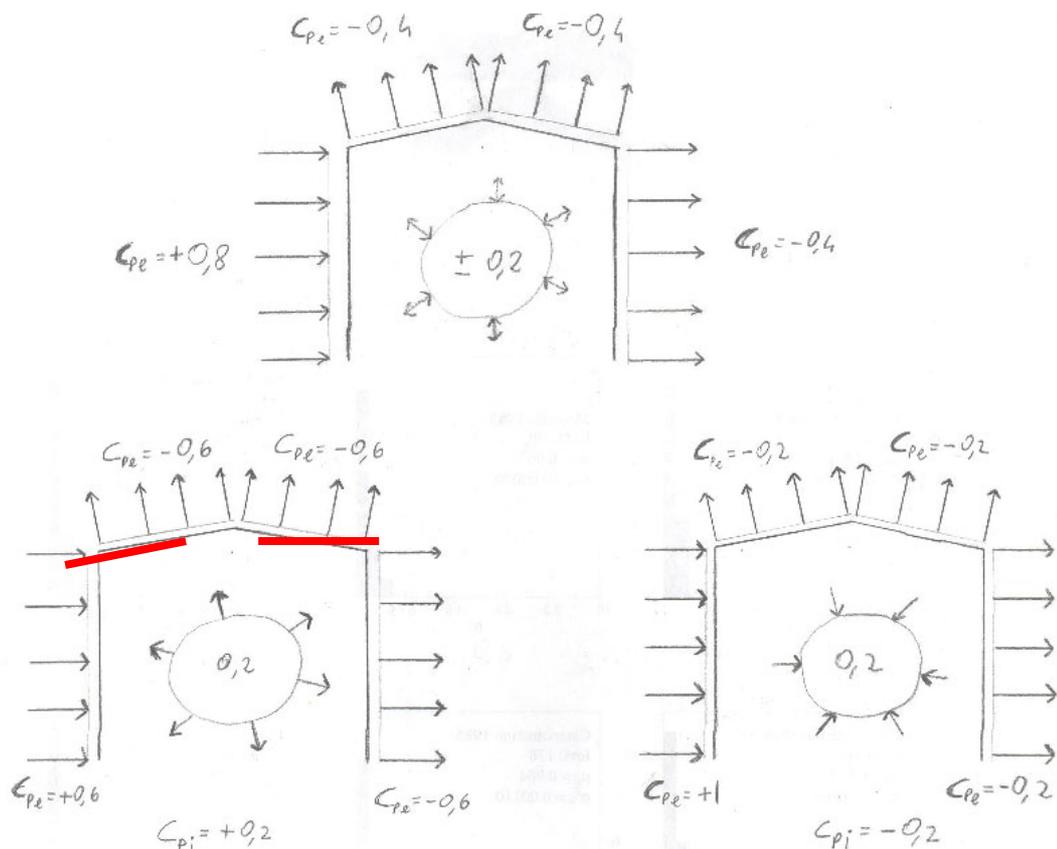


Fig. C.7.7

Considerando i contributi della pressione interna espressi nella figura sopra si ottengono due possibili combinazioni $c_{pi} = +0,2$ e $c_{pi} = -0,2$:



Ovviamente la condizione più gravosa per la capriata è con $c_p = -0,6$ (depressione) come evidenziato nel disegno.

Avendo così determinato tutti i coefficienti si calcola la pressione del vento:

$$p = q_{ref} \cdot c_p \cdot c_d \cdot c_e = 525 \cdot 1,93 \cdot 0,6 \cdot 1 \cong 608 \frac{N}{m^2} \text{ (depressione)}$$

TABELLA RIASSUNTIVA DEI CARICHI

CARICHI DISTRIBUITI: “q” $\left[\frac{N}{m^2} \right]$	CARICHI A METRO LINEARE SU CAPRIATA: “Q” $\left[\frac{N}{m} \right]$ $Q = q \cdot i$	CARICHI CONCENTRATI SUI NODI: “P” [N] $P = q \cdot i \cdot d$
$q_{pp} = 200 + 80 + 70 + 12 = 362$ (pesi propri)	$Q_{pp} = q_{pp} \cdot i = 362 \cdot 7 \cong 2530$	$P_{pp} = Q_{pp} \cdot d = 2530 \cdot 2,371 \cong 6000$
$q_a = 300$ (acc)	$Q_a = q_a \cdot i = 300 \cdot 7 \cong 2100$	$P_a = Q_a \cdot d = 2100 \cdot 2,371 \cong 5000$
$q_s = 1210$ (neve)	$Q_s = q_s \cdot i = 1210 \cdot 7 \cong 8470$	$P_s = Q_s \cdot d = 8470 \cdot 2,371 \cong 20000$
$q_v = 608$ (vento)	$Q_v = q_v \cdot i = 608 \cdot 7 \cong 4260$	$P_v = Q_v \cdot d = 4260 \cdot 2,371 \cong 10000$

3. Combinazione dei carichi

Attualmente è possibile utilizzare secondo quanto previsto della Normativa vigente (Circolare 4/7/1996) sia il metodo di calcolo alle tensioni ammissibili (TA), sia quello degli stati limite (SL) per la combinazione dei carichi. Tuttavia sia la comunità europea sia quella nazionale si stanno muovendo nella direzione dell'assunzione come procedura di base quella degli stati limite (Norme Tecniche 2008 ed Eurocodici).

Tra i due vi è una sostanziale differenza: per il primo (tensioni ammissibili TA - metodo non probabilistico) si ha una combinazione di carico che cumula nel modo più sfavorevole le azioni permanenti ed accidentali, considerandone i valori nominali, nel secondo (stati limite SL- metodo semi-probabilistico) le azioni sono cumulate in modo tale da essere più sfavorevoli per la struttura, ma tenendo in conto della ridotta probabilità che quelle variabili siano presenti contemporaneamente col loro valore caratteristico (si evidenzia che esso deriva da distribuzioni statistiche).

Come previsto la combinazione di carico per gli stati limite ultimi (SLU) è espressa come (paragrafo C3.2.1 Circolare 4/7/1996):

$$F_d = \gamma_g G_k + \gamma_p P_k + \gamma_q Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \gamma_q (\Psi_{0i} \cdot Q_{ik})$$

dove i segni + e Σ significano l'applicazione concomitante dei rispettivi addendi ed il coefficiente γ_q (pari a 1,5 oppure a 0) va applicato a ciascun carico Q_{ik} con il valore appropriato.

Si assumono i coefficienti γ_f :

$$\gamma_g = 1,4 \text{ (1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);}$$

$$\gamma_p = 0,9 \text{ (1,2 se il suo contributo diminuisce la sicurezza);}$$

$$\gamma_q = 1,5 \text{ (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);}$$

ed essendo:

G_k il valore caratteristico delle azioni permanenti;

P_k il valore caratteristico della forza di precompressione;

Q_{1k} il valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione;

Q_{ik} i valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;

Ψ_{0i} coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo, da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche; in assenza di queste si assume Ψ_{0i} , non inferiore a 0,7 per i carichi variabili di esercizio nei fabbricati per abitazione e uffici e/o non inferiori a 0,7 per neve e vento, 0,8 per impianti.

Applicando tali concetti al caso in esame della capriata si ha che i carichi nodali sono:

COMBINAZIONE N°3 (carico neve principale)	$1,4 \cdot P_{pp} + 1,5 \cdot P_s + 1,5 \cdot 0,8 \cdot P_a \cong 45000N$
COMBINAZIONE N°4 (carico impianti principale)	$1,4 \cdot P_{pp} + 1,5 \cdot P_a + 1,5 \cdot 0,7 \cdot P_s \cong 37000N$
COMBINAZIONE N°5 (carico vento principale)	$1,0 \cdot P_{pp} + 1,5 \cdot P_v \cong -9000N$

Si evidenzia come il coefficiente dei carichi secondari nella combinazione 5 sia nullo e quello dei pesi propri sia uguale all'unità poiché il vento è in depressione e quindi spinge verso l'alto, mentre tutti gli altri carichi sarebbero rivolti verso il basso; pertanto per massimizzare l'effetto si assumono quei valori.

Operando in tensioni ammissibili TA si avrebbe:

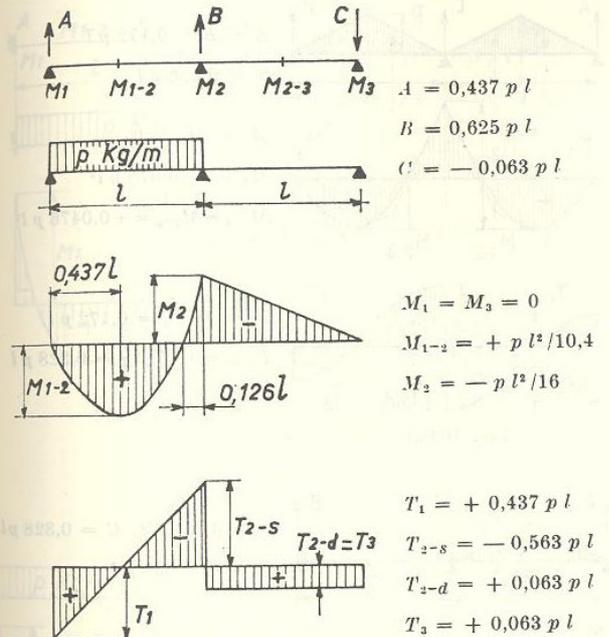
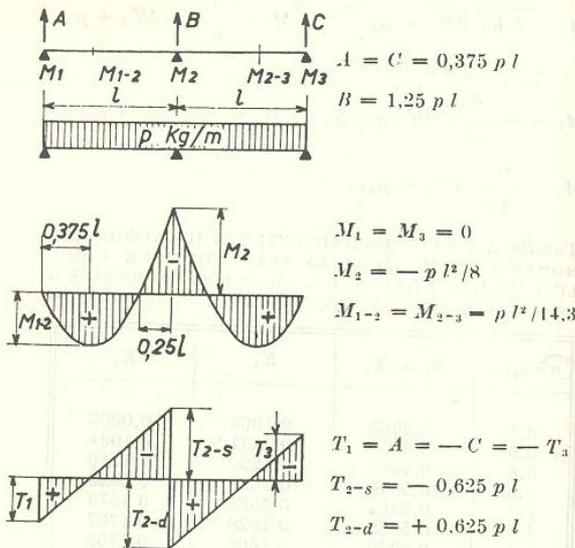
COMBINAZIONE N°1 (carico neve principale)	$P_{pp} + P_s + P_a \cong 31000N$
COMBINAZIONE N°2 (carico vento principale)	$P_{pp} + P_v \cong -4000N$

Nel seguito dell'esercitazione si effettueranno le verifiche seguendo il metodo degli stati limite.

N.B.: Una importante considerazione va fatta sulla disposizione dei carichi: difatti nella maggior parte dei casi non basta solo applicare la più sfavorevole combinazione di carico sulla struttura per massimizzare talune caratteristiche di sollecitazione, ma occorre valutare dove e come applicare il carico. Un esempio chiarificatore è dato dalla trave continua a 2 campate: se si vuole massimizzare il momento negativo si deve caricare interamente la trave, ma se si vuole massimizzare il momento positivo si deve caricare solo una campata.

2) Travi continue a due campate con luci uguali, appoggiate o incastrate agli estremi ($J = \text{cost}$).

a) Diagrammi dei momenti e degli sforzi di taglio (figg. 108 ÷ 110).



Analogamente il concetto è lo stesso anche per gli stati limite di esercizio SLE le cui combinazioni sono definite al paragrafo C3.2.2.:

C.3.2.2. STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Le formule di combinazione qui indicate hanno carattere orientativo e possono applicarsi a costruzioni civili o industriali di tipo corrente e per le quali non esistano regolamentazioni specifiche. Si prenderanno in esame le seguenti combinazioni:

$$\text{rare: } F_d = G_k + P_k + Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i-n} (\Psi_{0i} \cdot Q_{ik})$$

$$\text{frequenti: } F_d = G_k + P_k + \Psi_{11} + Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i-n} (\Psi_{2i} \cdot Q_{ik})$$

$$\text{quasi permanenti: } F_d = G_k + P_k + \sum_{i=1}^{i-n} (\Psi_{2i} \cdot Q_{ik})$$

essendo:

Ψ_{11} : coefficiente atto a definire i valori delle azioni variabili assimilabili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

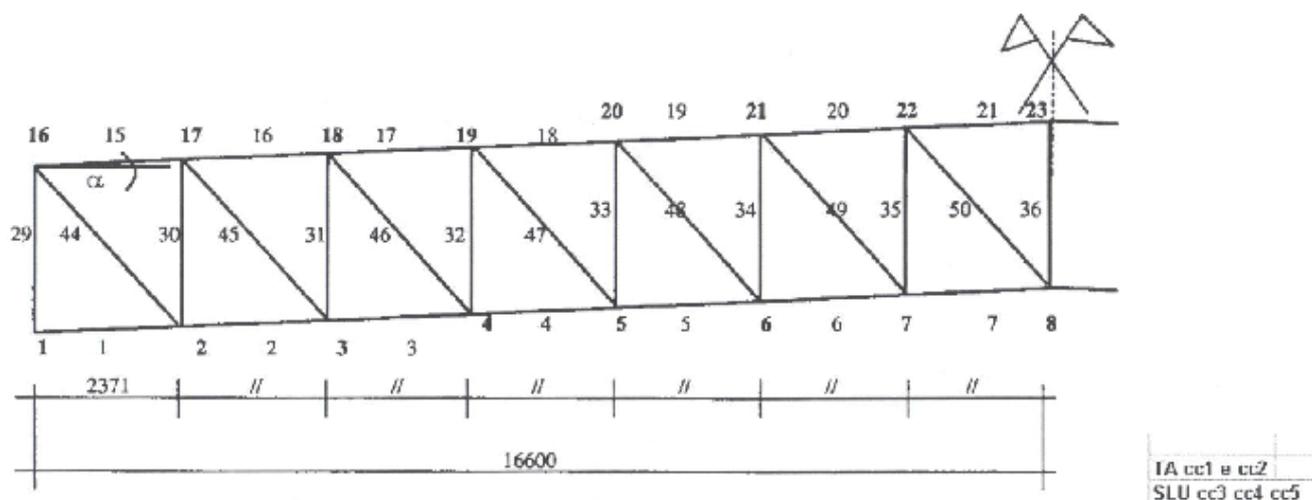
Ψ_{2i} : coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

In mancanza di informazioni adeguate si potranno attribuire ai coefficienti Ψ_{0i} , Ψ_{1i} , Ψ_{2i} i valori minimi seguenti:

Azione	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}
Carichi variabili nei fabbricati per abitazione	0,7	0,5	0,2
Uffici e negozi	0,7	0,6	0,3
Autorimesse	0,7	0,7	0,6
Vento e neve	0,7	0,2	0

4. Risoluzione dello schema statico

Come sottolineato in precedenza questa capriata appoggiata agli estremi secondalo schema illustrato in precedenza costituisce un sistema isostatico la cui risoluzione può essere effettuata considerando l'equilibrio delle forze nei singoli nodi (metodo di soluzione a nodi canonici). E' un problema standard della scienza delle costruzioni e pertanto si riportano solamente i risultati nelle aste per le varie combinazioni:



SOLLECITAZIONI IN kN											
MONTANTI						BRIGLIA SUPERIORE					
N° elemento	CC 1	CC 2	CC 3	CC 4	CC 5	N° elemento	CC 1	CC 2	CC 3	CC 4	CC 5
29	-201.5	26.0	-292.5	-240.5	58.5	15	-177.3	22.9	-257.4	-213.9	51.5
30	-201.5	26.0	-292.5	-240.5	58.5	16	-327.3	42.2	-475.1	-394.0	95.0
31	-170.5	22.0	-247.5	-203.5	49.5	17	-450.1	50.1	-653.3	-542.0	130.7
32	-139.5	18.0	-202.5	-166.5	40.5	18	-545.5	70.4	-791.9	-658.0	156.4
33	-108.5	14.0	-157.5	-129.5	31.5	19	-613.7	79.2	-890.9	-740.3	178.2
34	-77.5	11.0	-112.5	-92.5	22.5	20	-654.6	84.5	-950.3	-789.6	190.0
35	-46.5	6.0	-67.5	-55.5	13.5	21	-668.3	86.2	-970.0	-806.0	194.0
36	49.4	-6.4	71.7	58.9	-14.3						
DIAGONALI						BRIGLIA INFERIORE					
N° elemento	CC 1	CC 2	CC 3	CC 4	CC 5	N° elemento	CC 1	CC 2	CC 3	CC 4	CC 5
44	260.3	-33.6	373.8	310.6	-75.0	1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
45	220.2	-28.4	319.7	262.8	-63.9	2	177.3	-22.9	257.4	211.6	-51.5
46	180.2	-23.3	261.6	215.1	-52.3	3	327.3	-42.2	475.1	390.7	-95.0
47	140.2	-18.1	203.4	167.2	-40.7	4	450.1	-58.1	653.3	537.1	-130.7
48	100.1	-12.9	145.3	119.5	-29.1	5	545.5	-70.4	792.0	651.2	-156.4
49	60.1	-7.7	87.2	71.7	-17.4	6	613.7	-79.2	890.9	732.5	-178.2
50	20.0	-2.6	29.1	23.9	-5.8	7	654.6	-84.5	950.3	781.3	-190.1

- **Scelta del materiale e resistenza di progetto**

Prima di procedere con le verifiche occorre focalizzare l'attenzione sulle caratteristiche resistive dei materiali. Seguendo il D.M. 9/1/1996 (paragrafo 2.1) o anche le raccomandazioni CNR-UNI 10011 si ha che:

2.1.1.1. *Profilati, barre, larghi piatti, lamiere.*

PROSPETTO 1-II

Simbolo adottato	Simbolo UNI	Caratteristica o parametro	Fe 360 (1)	Fe 430 (1)	Fe 510 (1)
f_t	R_m	tensione (carico unitario) di rottura a trazione [N/mm ²]	(2) ≥ 340 ≤ 470	(3) ≥ 410 ≤ 560	(4) ≥ 490 ≤ 630
f_y	R_e	tensione (carico unitario) di snervamento [N/mm ²]	(5) ≥ 235	(6) ≥ 275	(7) ≥ 355
KV	KV	Resilienza KV [J] (8)	B +20°C	≥ 27	≥ 27
			C 0°C	≥ 27	≥ 27
			D -20°C	≥ 27	≥ 27
			DD -20°C	–	–
ε_t	A_{min}	Allungamento % a rottura ($L_0 = 5,65 \cdot \sqrt{A_0}$)			
		- per lamiere - per barre, laminati mercantili, profilati, larghi piatti	≥ 24 (9) ≥ 26 (10)	≥ 20 (9) ≥ 22 (10)	≥ 20 (9) ≥ 22 (10)

(1) Rientrano in questi tipi di acciai, oltre agli acciai Fe 360, Fe 430 ed Fe 510 nei gradi B, C, D e DD della UNI EN 10025 (febbraio 1992), anche altri tipi di acciai purché rispondenti alle caratteristiche indicate in questo prospetto.

(2) Per spessori maggiori di 3 mm fino a 100 mm.

(3) Per spessore maggiori di 3 mm fino a 100 mm.

(4) Per spessori maggiori di 3 mm fino a 100 mm.

(5) Per spessori fino a 16 mm;

per spessori maggiori di 16 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm²;
per spessori maggiori di 40 mm fino a 100 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm².

(6) Per spessori fino a 16 mm;

per spessori maggiori di 16 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm²;
per spessori maggiori di 40 mm fino a 63 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm²;
per spessori maggiori di 63 mm fino a 80 mm è ammessa la riduzione di 30 N/mm²;
per spessori maggiori di 80 mm fino a 100 mm è ammessa la riduzione di 40 N/mm².

(7) Per spessori fino a 16 mm;

per spessori maggiori di 16 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm²;
per spessori maggiori di 40 mm fino a 63 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm²;
per spessori maggiori di 63 mm fino a 80 mm è ammessa la riduzione di 30 N/mm²;
per spessori maggiori di 80 mm fino a 100 mm è ammessa la riduzione di 40 N/mm².

(8) Per spessori maggiori di 10 mm fino a 100 mm.

(9) Da provette trasversali per lamiere, nastri e larghi piatti con larghezza ≥ 600 mm;

per spessori maggiori di 3 mm fino a 40 mm;

per spessori maggiori di 40 mm fino a 63 mm è ammessa la riduzione di 1 punto;

per spessori maggiori di 63 mm fino a 100 mm è ammessa la riduzione di 2 punti.

(10) Da provette longitudinali per barre, laminati mercantili, profilati e larghi piatti con larghezza < 600 mm;

per spessori maggiori di 3 mm fino a 40 mm;

per spessori maggiori di 40 mm fino a 63 mm è ammessa la riduzione di 1 punto;

per spessori maggiori di 63 mm fino a 100 mm è ammessa la riduzione di 2 punti.

In particolare per le verifiche si assumerà quanto indicato al paragrafo 4.0.2 e 4.0.3:

4.0.2. RESISTENZA DI CALCOLO.

La resistenza di calcolo f_d è definita mediante l'espressione:

$$f_d = \frac{f_y}{\gamma_m}$$

dove:

f_y è il valore dello snervamento quale risultante dai prospetti 1-II e 2-II e tenendo conto dello spessore del laminato;

γ_m è specificato ai successivi punti 4.0.3.1. e 4.0.3.2.

4.0.3. STATI LIMITE ULTIMI.

4.0.3.1. Stato limite elastico della sezione.

Si assume che gli effetti delle azioni di calcolo definite in 4.0.1., prescindendo dai fenomeni di instabilità (ma comprese le maggiorazioni per effetti dinamici), non comportino in alcun punto di ogni sezione il superamento della deformazione unitaria corrispondente al limite elastico del materiale. Si assumerà $\gamma_m=1,0$.

Nel presente progetto si utilizza acciaio Fe 430, la cui tensione di snervamento è 275 [N/mm²] (ipotizzando spessore del laminato $t \leq 40$ mm). La resistenza di calcolo f_d (metodo SL) è quindi pari a 275 [N/mm²] e la tensione ammissibile σ_{adm} è pari a 190 [N/mm²] (metodo TA).