

CONSIGLIO NAZIONALE DELLE RICERCHE

ANNO I - NUMERO 3

31 MAGGIO 1967

BOLLETTINO UFFICIALE

PARTE IV

NORME TECNICHE



C. N. R. - PIAZZALE DELLE SCIENZE, 7 - ROMA

SOMMARIO

Anno I - N. 3 - 31 maggio 1967

IPOTESI DI CARICO SULLE COSTRUZIONI

1. Premessa	Pag. 141
2. Carichi permanenti	Pag. 141
3. Sovraccarichi	Pag. 146
3.1. Carichi di esercizio	
3.2. Neve	
3.3. Spinta delle terre e dei materiali insilati	
3.4. Vento	
4. Variazioni termiche	Pag. 161
5. Ritiro	Pag. 161
6. Fenomeni viscosi	Pag. 162
7. Azioni principali e complementari	Pag. 163

IPOTESI DI CARICO SULLE COSTRUZIONI

1. PREMESSA

Le presenti Istruzioni sono relative alle azioni da assumersi nel calcolo delle costruzioni ed alla loro entità.

Esse non sono applicabili alle opere per le quali vi siano vigenti norme specifiche; in particolare si rimanda all'apposita regolamentazione per i ponti stradali e ferroviari, per gli apparecchi di sollevamento e trasporto e per gli elettrodotti. Per le costruzioni in zona sismica si deve fare riferimento, oltretutto alle presenti istruzioni, alle norme di legge in vigore.

2. CARICHI PERMANENTI

Devono essere valutati secondo quanto indicato nei prospetti 2-I, 2-II e 2-III; in questi si riportano i dati medi unitari, rispettivamente, per materiali da costruzione e da deposito, per terreni e materiali insilabili e per elementi costruttivi. Particolare attenzione deve essere rivolta ai casi in cui il peso proprio delle strutture e dei materiali gravanti su queste sia determinante ai fini della sicurezza, casi nei quali è consigliabile una determinazione diretta. Per gli orizzontamenti delle ordinarie case di abitazione, il carico costituito da tramezzi di peso minore di 150 kg/m^2 potrà essere ragguagliato ad un carico uniformemente distribuito sul solaio pari a 1,5 volte il peso complessivo della tramezzatura, sempreché vengano adottate le misure costruttive atte ad assicurare una adeguata distribuzione del carico.

Prospetto 2-I - Materiali da costruzione e in deposito

N°	M a t e r i a l e	Peso dell'unità di volume kg/m^3
	A) - Calcestruzzo	
1	Ordinario (non armato)	2.400
2	Magro	2.200
3	Con pomice o scorie leggere di altoforno	1.300
	B) - Laterizi stivati	
4	Mattoni pieni comuni	1.700
5	Mattoni semipieni	1.300
6	Mattoni forati	800
7	Mattoni refrattari	2.000

N°	M a t e r i a l e	Peso dell'unità di volume kg/m³
8	C) - Legnami * Abete, acero, castagno, ciliegio, duglasia, larice, mogano, olmo, pino, pioppo, pitch pine, sa- lice	600
9	Carpino, faggio, frassino, noce, quercia, robinia, teak	800
10	Bosso, ebano	1.200
11	D) - Malte Malta di calce	1.800
12	Malta di cemento	2.100
13	Malta bastarda (di calce e cemento)	1.900
14	Malta di gesso	1.200
15	E) - Metalli Acciaio	7.850
16	Alluminio	2.700
17	Bronzo	8.800
18	Ghisa	7.250
19	Leghe di alluminio	2.800
20	Magnesio	1.800
21	Nichelio	8.800
22	Ottone	8.500
23	Piombo	11.400
24	Rame	8.900
25	Stagno	7.300
26	Zinco	7.200
27	F) - Prodotti agricoli Erba fresca sciolta	400
28	Farina in sacchi	500
29	Fieno pressato	300
30	Fieno sciolto	70
31	Frumento	750
32	Letame fresco	300
33	Letame maturo	600
34	Mangimi in pani	1.000
35	Paglia pressata	150

* I valori riportati sono riferiti a legno stagionato. Per legno fresco occorre aumentarli da 250 a 400 kg/m³ secondo la specie.

N°	M a t e r i a l e	Peso dell'unità di volume kg/m³
36	Paglia sciolta	50
37	Tabacco legato o in balle	350
38	G) - Rocce Ardesia	2.700
39	Arenaria	2.300
40	Basalto	2.900
41	Calcare compatto	2.500
42	Calcare tenero	2.200
43	Diorite	2.900
44	Dolomia	2.600
45	Gneiss	2.700
46	Granito	2.800
47	Marmo saccaroide	2.700
48	Pomice	900
49	Porfido	2.600
50	Sienite	2.800
51	Travertino	2.400
52	Tufo vulcanico	1.700
53	H) - Sostanze varie Argilla compatta	2.100
54	Benzina	740
55	Bitume	1.300
56	Calce in sacchi	1.000
57	Carbone di legna	320
58	Carbone fossile in pezzi	900
59	Carta	1.000
60	Cemento in sacchi	1.500
61	Dinamite	1.500
62	Fibre tessili	1.350
63	Ghiaccio	900
64	Lana di vetro	100
65	Legname in ciocchi	400
66	Petrolio	800
67	Sughero	300
68	Torba asciutta	250
69	Torba umida	600
70	Vetro	2.500

Prospetto 2-II - Terreni incoerenti e materiali insilabili

N°	M a t e r i a l e	Peso dell'unità di volume kg/m³	Angolo di attrito interno
	A) - Terreni incoerenti		
1	Ghiaia o pietrisco o sabbia	1.600	35°
2	Sabbia e ghiaia, asciutta	1.900	35°
3	Sabbia e ghiaia, bagnata	2.000	30°
	B) - Materiali insilabili		
	— <i>Combustibili</i>		
4	Carbon fossile allo stato naturale, mediamente umido	1.000	45°
5	Coke	500	45°
6	Lignite	700	35°
7	Mattonelle di lignite alla rinfusa	800	30°
	— <i>Da costruzione</i>		
8	Calce in polvere	1.000	25°
9	Cemento in polvere	1.400	25°
10	Cenere di coke	700	25°
11	Ceneri volanti	1.000	45°
12	Gesso	1.300	45°
13	Pomice	700	35°
14	Scorie di altoforno $\left\{ \begin{array}{l} \text{diametro medio} \\ 30 \div 70 \text{ mm} \end{array} \right.$	1.500	40°
	minute	1.100	25°
15	Scorie leggere di altoforno	700	35°
	— <i>Prodotti agricoli</i>		
16	Barbabietole	550	40°
17	Crusca e farina	500	45°
18	Frumento, legumi, patate, semi di lino, zucchero	750	35°
19	Riso	800	35°
20	Semola di grano	550	30°

Prospetto 2-III - Elementi costruttivi

N°	M a t e r i a l e	Peso dell'unità di volume o dell'unità di superficie
1	A) - Calcestruzzo armato, ordinario o precompresso	2.500 kg/m³
2	B) - Intonaco (spessore 1,5 cm)	30 kg/m²
	C) - Manti di copertura	
3	Coppi	80 »
4	Embrici marsigliesi	40 »
5	Lamiere ondulate o manti traslucidi	10 »
6	Lastre ondulate di cemento-amianto	20 »
7	Manto impermeabilizzante di asfalto o simile	30 »
	Tegole maritate (embrici e coppi)	60 »
8	Sottotegole in tavelloni forati	
9	(spessore 3 ÷ 4 cm)	35 »
	D) - Muratura	
10	Muratura di blocchi forati di calcestruzzo	1.200 kg/m³
11	Muratura di mattoni forati	1.100 »
12	Muratura di mattoni pieni	1.800 »
13	Muratura di mattoni semipieni	1.500 »
14	Muratura di pietrame e malta	2.200 »
15	Muratura di pietrame listata	2.100 »
	E) - Pavimenti (escluso sottofondo)	
16	Gomma, linoleum o simili	10 kg/m²
17	Laterizio, ceramica, grès o graniglia	
18	(spessore 2 cm)	40 »
	Legno	25 »
19	Marmo (spessore 3 cm)	80 »
	F) - Vetri	
20	Semplice (2 mm)	5 kg/m²
21	Semidoppio (3 mm)	7,5 »
22	Doppio (4 mm)	10 »
23	Retinato (10 mm)	25 »

3. SOVRACCARICHI

Salvo casi particolari in cui l'azione dei carichi dinamici deve essere debitamente valutata, tutti i carichi saranno considerati agire staticamente; essi verranno adeguatamente maggiorati, ove sia il caso, per tener conto degli effetti dinamici, a parte quanto precisato nei regolamenti appositi.

3.1. - Carichi di esercizio

3.1.1. - L'entità dei carichi verticali, comprensivi degli effetti dinamici ordinari, quando non sia diversamente precisato, possono desumersi dal prospetto 3-I.

Per officine con servizio pesante, autorimesse, magazzini ed altri locali destinati a portare carichi eccezionali, i sovraccarichi devono essere determinati caso per caso in base ai dati dei prospetti 2-I e 2-II, ovvero ad analisi particolareggiate.

In ogni caso si deve tener conto dei carichi concentrati.

Quando si tratti di locali di abitazione, uffici e simili, nei quali non è da presumersi che tutti i locali siano caricati contemporaneamente col massimo sovraccarico, nel calcolo delle strutture verticali con più di tre piani, e delle relative fondazioni, si potranno fare le seguenti riduzioni: ordinati i piani gravanti sull'elemento strutturale oggetto del calcolo, secondo il valore decrescente dei rispettivi sovraccarichi, i due piani più sovraccaricati, oltre che la copertura, si devono ritenere caricati a pieno carico e per gli altri si devono ridurre i sovraccarichi eccessivi del 10, 20, 30, 40, 50%, restando costante la riduzione del 50% per tutti i rimanenti piani.

Gli elementi ai quali si debba accedere per lavori di riparazione, manutenzione o pulizia devono essere previsti per un carico concentrato di almeno 100 kg.

Sulle coperture, in nessun caso deve considerarsi un sovraccarico comprensivo di neve, vento, ecc. minore di 50 kg/m², riferito alla proiezione orizzontale della superficie.

3.1.2. - I parapetti devono essere calcolati in base ad una spinta orizzontale sul corrimano di 120 kg/m, quando si tratti di parapetti esposti alla spinta della folla (locali pubblici), riducibili a 80 kg/m per i locali di abitazione. Maggiorazioni adeguate devono essere previste in casi particolari, quali ad esempio, tribune.

Prospetto 3-I - Carichi di esercizio

N°	L o c a l e	Carico kg/m ²
1	Locali di abitazione o di servizio, e di ufficio non aperto al pubblico e relativi terrazzi di copertura praticabili	200
2	Locali pubblici suscettibili di affollamento (negozi, ristoranti, caffè, banche, uffici postali, aule scolastiche) e relativi terrazzi di copertura praticabili	350
3	Locali pubblici suscettibili di grande affollamento (sale di riunioni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi, palestre, ecc.)	500
4	Sale da ballo, tribune senza posti fissi, ecc.	600
5	Balconi e scale $\left\{ \begin{array}{l} \text{per edifici di abitazione} \\ \text{per edifici pubblici e scolastici} \end{array} \right.$	400 500
6	Sottotetto accessibile	100
7	Rimesse per autovetture fino a 2,5 t di peso	300
8	Archivi e biblioteche	Secondo i casi, comunque non minore di 600

3.2. - Neve

3.2.1. - Il carico di neve deve essere determinato in base alle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata l'estrema variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona.

3.2.2. - In ogni caso, per località ad altitudine non maggiore di 300 metri, il carico di neve al metro quadrato di proiezione orizzontale della costruzione non dovrà essere assunto minore di:

90 kg/m² per le seguenti regioni: Piemonte, Lombardia, Veneto, Emilia, Marche, Umbria, Abruzzi (zona I, figura 3.1);
60 kg/m² per le restanti regioni (zona II, figura 3.1).

Per località ad altitudine h (in m) maggiore di 300 m, tale carico sarà aumentato di:

$$0,15 (h - 300) \quad (\text{in kg/m}^2).$$

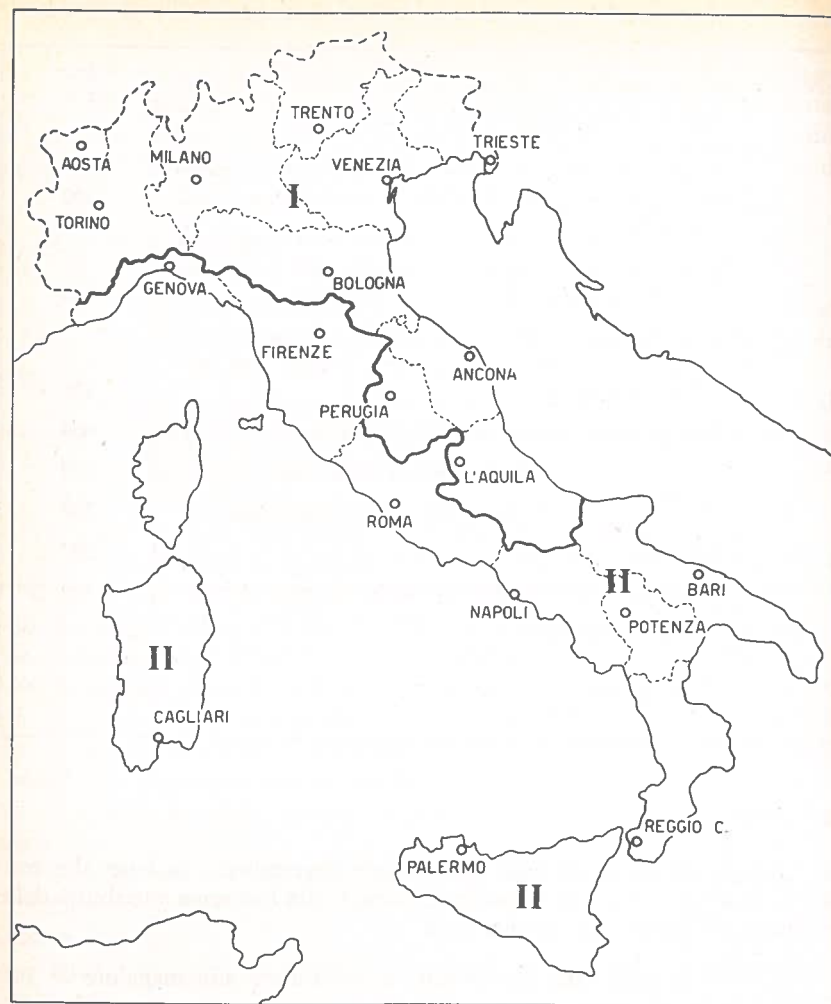


Fig. 3.1

3.2.3. - Nelle coperture con inclinazione uguale o maggiore di 60° sull'orizzontale, quando il materiale di copertura non abbia particolare rugosità e quando non siano presenti ritegni che impediscano lo scivolamento della neve, il carico dovuto a questa potrà essere trascurato.

Per inclinazioni comprese fra 20 e 60° , sempreché non siano presenti ritegni che impediscano lo scivolamento della neve, è ammessa una riduzione, assumendo una variazione lineare del $2,5\%$ per ogni grado di inclinazione. Per inclinazioni minori di 20° il carico di neve deve essere considerato per intero.

3.2.4. - Si deve tener conto della eventuale formazione di sacche di neve ad esempio in corrispondenza dei compluvi, adottando un peso specifico apparente compreso tra 250 e 500 kg/m^3 , secondo il presumibile grado di compattezza.

3.3. - Spinta delle terre e dei materiali insilati

Nel calcolo delle spinte delle terre e dei materiali insilati si utilizzano i valori dei pesi specifici e dei coefficienti di attrito dati nel prospetto 2-II. Si deve fare riferimento a tali valori tranne che per i materiali di peso specifico variabile in misura notevole; in questo ultimo caso è opportuna una determinazione diretta.

3.4. - Vento

3.4.1. - Azioni del vento.

Le azioni del vento si suppongono, di regola, di carattere statico. Peraltro, in particolari tipi costruttivi, il vento può dar luogo a fenomeni dinamici di cui occorre tener debito conto in sede di progetto.

3.4.1.1. - Le azioni statiche del vento, la cui direzione si considera orizzontale, si traducono in pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne sia interne, degli elementi che compongono la costruzione. In quanto segue si assumeranno positive le pressioni, negative le depressioni.

Per determinare l'azione sul singolo elemento si considera la combinazione più gravosa della pressione p_e , agente sulla superficie esterna, e della pressione p_i , agente sulla superficie interna dell'elemento.

L'azione di insieme esercitata dal vento su di una costruzione è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando di norma, come direzione del vento, quella corrispondente ad uno degli assi principali della pianta della costruzione; in casi particolari, come ad esempio per le torri reticolari, deve considerarsi anche l'ipotesi di vento spirante secondo la direzione di una delle diagonali.

3.4.1.2. - Le pressioni sono date dalla espressione:

$$p = c k q$$

dove:

q è la pressione cinetica esercitata dal vento;

k è il coefficiente di snellezza;

c è il coefficiente di esposizione e di forma.

3.4.2. - Pressione cinetica q .

La pressione cinetica per altezze a 20 m dal suolo ⁽¹⁾ assume di norma i valori indicati nel prospetto 3-II relativamente alle quattro zone in cui convenzionalmente è stata divisa l'Italia. Tali valori possono essere variati, in casi particolari, se le condizioni locali di clima e di esposizione appaiono giustificatamente differenziate rispetto alle condizioni medie di ventosità della zona.

Prospetto 3-II

Z o n a	1	2	3	4
q_{20} kg/m ²	60	80	100	120

3.4.2.1. - La divisione delle zone corrisponde alle figure 3.2 e 3.3 ed alla descrizione seguente:

Zona 1 - Entroterra della regione A a quote minori di 500 m e della regione B a quote minori di 300 m;

Zona 2 - Fascia costiera della regione B; fascia subcostiera della regione A; entroterra della regione A a quote tra 500 e 1200 m, della regione B a quote tra 300 e 800 m e della regione C a quote minori di 800 m;

Zona 3 - Fasce costiere delle regioni A, C e D; entroterra delle regioni D ed E a quote fino a 800 m; entroterra della regione A a quote tra 1200 e 2000 m; entroterra delle regioni B e C a quote tra 800 e 1500 m;

Zona 4 - Fascia costiera della regione E; entroterra della regione A a quote maggiori di 2000 m; entroterra B e C a quote maggiori di 1500 m; entroterra delle regioni D ed E a quote maggiori di 800 m;

indicando con:

fascia costiera, quella che comprende le località a distanza dal mare minore di 20 km e non schermate da un crinale montano;

entroterra, le località a distanza dal mare maggiore di 20 km per le regioni B, C, D ed E e maggiore di 40 km per la regione A;
fascia subcostiera, compresa fra 20 e 40 km di distanza dal mare, limitatamente alla regione A.



Fig. 3.2

⁽¹⁾ Nel caso di costruzioni sorgenti su piccoli rilievi (promontori, piccole isole, ecc.) l'altezza si deve valutare a partire dalla base del rilievo medesimo.

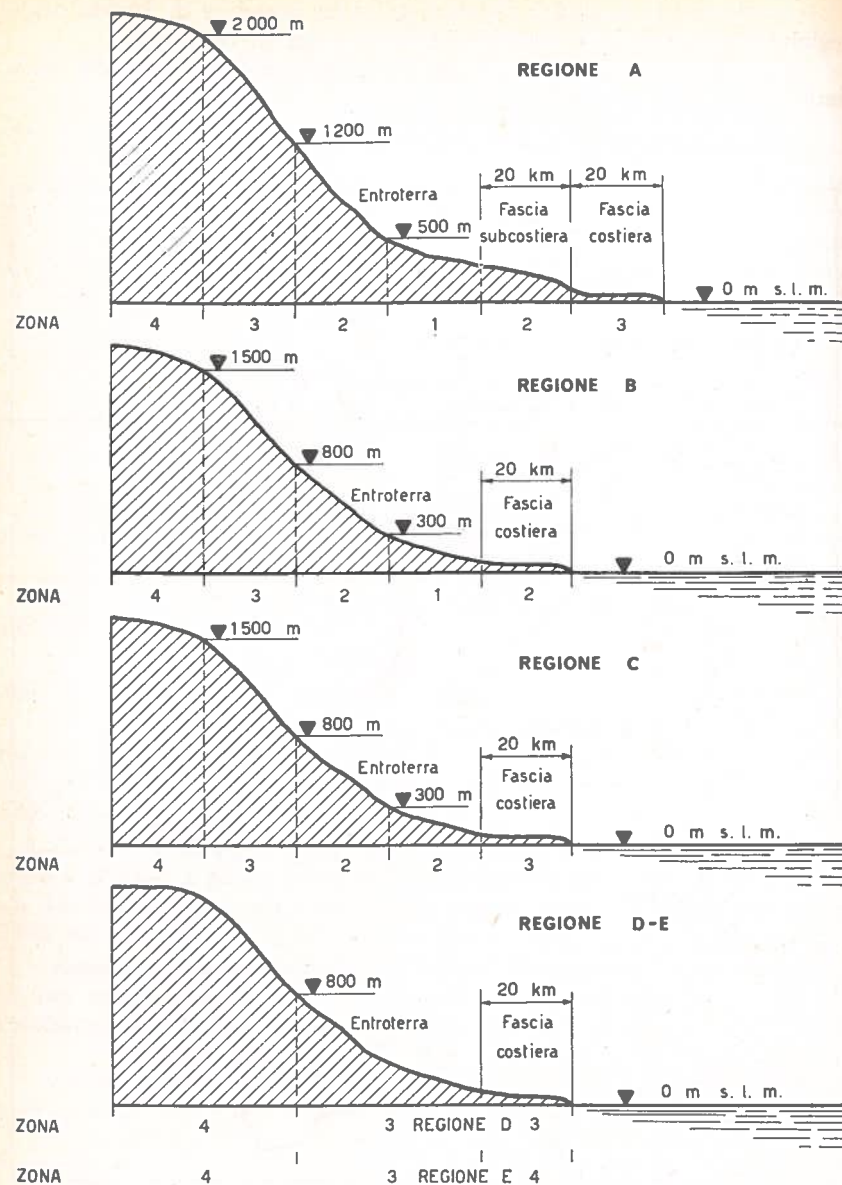


Fig. 3.3

3.4.2.2. - Per gli edifici di altezza massima H non superiore a 10 m si deve adottare una pressione cinetica uniforme pari a:

$$0,75 q_{20}$$

3.4.2.3. - Per gli edifici di altezza massima H compresa fra 10 e 20 m si deve adottare una pressione cinetica uniforme sull'altezza pari a:

$$\frac{H + 20}{40} q_{20} \quad (H \text{ in } m)$$

3.4.2.4. - Per gli edifici di altezza massima H superiore a 20 m, si deve adottare una pressione cinetica pari a q_{20} per le parti di edificio sino a 20 m. Per le parti ad altezza b (in m) maggiore di 20 si deve adottare una pressione cinetica pari a:

$$q_{20} + 60 \frac{b - 20}{100} \quad (\text{kg/m}^2)$$

sino al valore $b = 100$; per le parti superiori la pressione cinetica rimane costante (v. fig. 3.4).

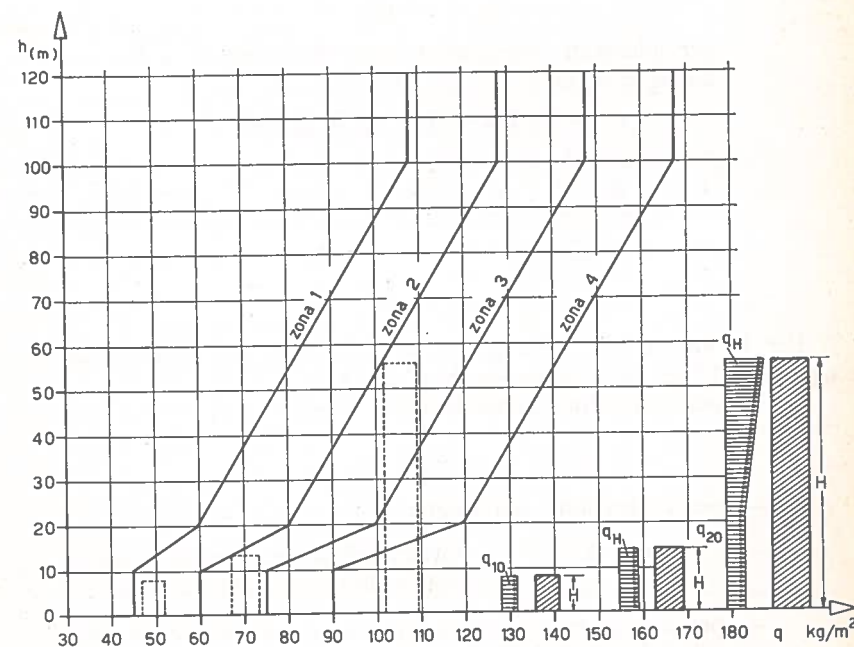


Fig. 3.4

3.4.3. - Coefficiente di snellezza k .

Le costruzioni assimilabili a parallelepipedi o cilindri si intendono caratterizzate da un coefficiente di snellezza k , pari a:

$$k = 1 \quad \text{per} \quad \frac{H}{b} < 6$$

$$k = 1 + 0,5 \left(1 - \frac{6b}{H}\right) \quad \text{per} \quad \frac{H}{b} > 6$$

essendo H l'altezza, e b la minore delle dimensioni in pianta.

3.4.4. - Coefficienti di esposizione e di forma.

3.4.4.1. - Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde inclinate, curve.

Per la valutazione della pressione esterna, e per superfici di area maggiore di 15 m^2 , si assume (v. fig. 3.5 e 3.6):

— per elementi sopravvento (cioè direttamente investiti dal vento) con inclinazione sull'orizzontale $\alpha \geq 60^\circ$:

$$c_e = + 0,8$$

— per elementi sopravvento, con inclinazione sull'orizzontale $20^\circ < \alpha < 60^\circ$:

$$c_e = 0,03 \alpha - 1 \quad (\alpha \text{ in gradi});$$

— per elementi sopravvento, con inclinazione sull'orizzontale $0^\circ \leq \alpha \leq 20^\circ$ e per elementi sottovento (intendendo come tali quelli non direttamente investiti dal vento o quelli investiti da vento radente):

$$c_e = - 0,4$$

Per la valutazione della pressione interna, e per superfici di area maggiore di 15 m^2 , si deve assumere (v. fig. 3.6):

— per costruzioni completamente stagne:

$$c_i = 0$$

— per costruzioni non stagne:

$$c_i = \pm 0,2 \quad (\text{scegliendo il segno che dà luogo alla combinazione più sfavorevole});$$

— per costruzioni che hanno una parete con aperture di superficie non minore di $1/3$ di quella totale:

$$c_i = + 0,8$$

$$c_i = - 0,5$$

quando la parete aperta è sopravvento.
quando la parete aperta è sottovento o parallela al vento;

— per costruzioni che presentano su due pareti opposte, normali alla direzione del vento, aperture di superficie non minore di $1/3$ di quella totale:

$$c_e + c_i = \pm 1,2 \quad \text{per gli elementi normali alla direzione del vento,}$$

$$c_i = \pm 0,2 \quad \text{per i rimanenti elementi.}$$

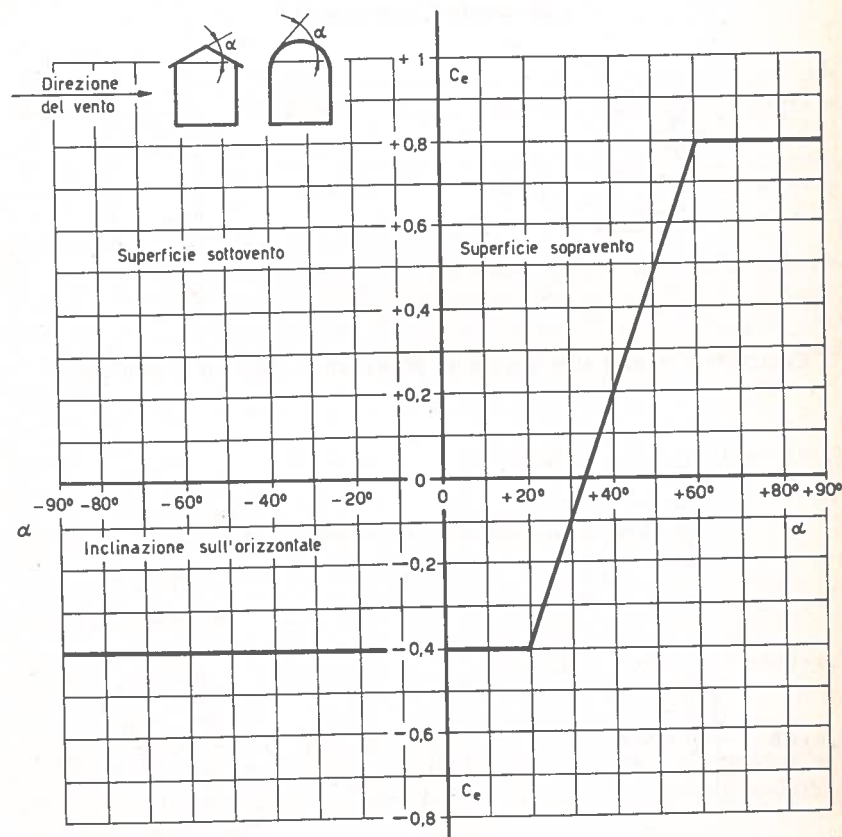
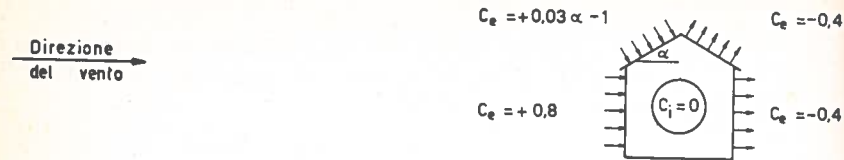
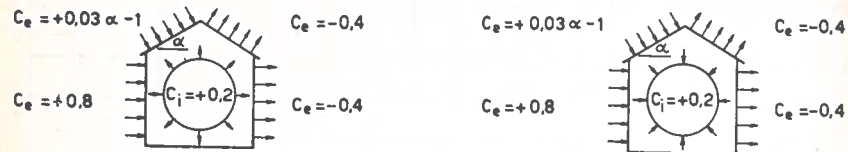


Fig. 3.5

Costruzioni stagne



Costruzioni non stagne



Costruzioni aventi una parete di superficie $\geq 33\%$ di quella totale

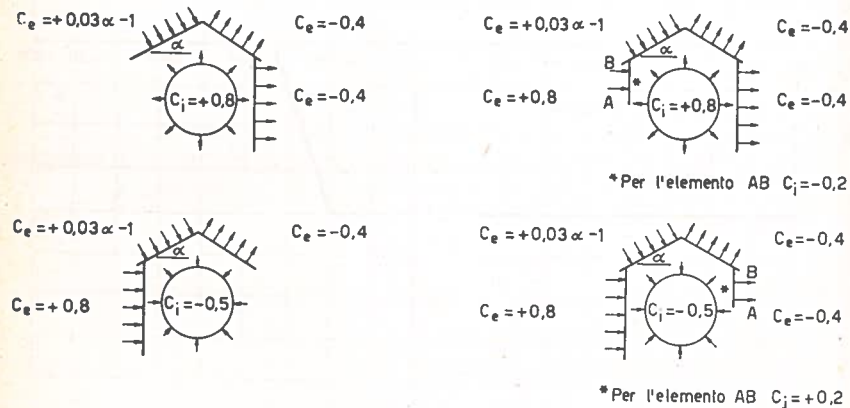


Fig. 3.6

3.4.4.2. - Coperture multiple.

Si intende per copertura multipla un insieme di elementi identici e contigui (ad esempio copertura a shed, a conoidi, ecc.).

In questo caso per la determinazione delle azioni dovute al vento diretto normalmente ai piani di contiguità si procede alle valutazioni seguenti.

Azioni esterne sui singoli elementi:

- per la prima copertura colpita dal vento valgono i coefficienti stabiliti al punto 3.4.4.1.;
- per la seconda copertura il coefficiente relativo allo spiovente sopravento viene ridotto del 25%;
- per tutte le coperture successive i coefficienti relativi ad ambedue gli spioventi vengono ridotti del 25%.

Azioni di insieme:

si applicano al primo ed all'ultimo spiovente le pressioni valutate secondo i coefficienti indicati al punto 3.4.4.1. Inoltre contemporaneamente si considera, applicata alla superficie proiettata in piano di tutte le altre parti del tetto, una azione superficiale orizzontale, di tipo tangenziale, pari a $0,10 q$.

3.4.4.3. - Tettoie e pensiline isolate.

Le prescrizioni si applicano, in mancanza di più precise determinazioni, alle tettoie e pensiline isolate ad uno o due spioventi, che possono essere colpite dal vento su tutto il perimetro e per le quali il rapporto tra la totale altezza sul suolo e la massima dimensione in pianta non è maggiore di 1.

La pressione totale è data dalla espressione:

$$p = c q$$

dove per c si assumono i seguenti valori:

— tettoie e pensiline a due spioventi piani (v. fig. 3.7):

$$c = 0,6 (1 + \sin \alpha) \quad \text{per spiovente sopravento,}$$

$$c = 0,6 \quad \text{per spiovente sottovento;}$$

— tettoie e pensiline a un solo spiovente piano (v. fig. 3.7):

$$c = 0,8 \quad \text{per } \alpha \leq 35^\circ$$

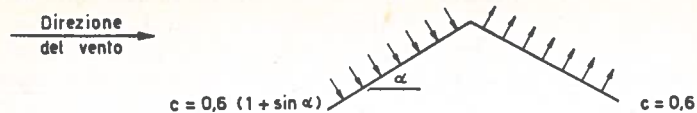
$$c = 1,2 \quad \text{per } \alpha > 35^\circ$$

Nel senso delle generatrici di una tettoia si considera applicata alla superficie del tetto una forza orizzontale di tipo tangenziale pari a $0,05 q$.

3.4.4.4. - Travi ad anima piena e reticolari.

Travi isolate.

Due spioventi piani con displuvio



Due spioventi piani con impluvio



Uno spiovente piano

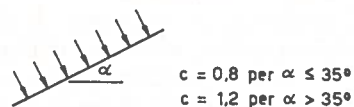


Fig. 3.7

Essendo: S la superficie delimitata dal contorno della trave,
 S_p la superficie della parte piena della trave,

$$\varphi = \frac{S_p}{S}$$

la pressione totale da considerarsi agente solo su S_p è data da:

$$p = c q$$

$$\begin{aligned} \text{dove: } c &= 2 & \text{per } \varphi &= 0 \\ c &= 1,6 & \text{per } 0,3 \leq \varphi \leq 0,8 \\ c &= 1,3 & \text{per } \varphi &= 1 \end{aligned}$$

per φ compreso tra 0 e 0,3 e fra 0,8 e 1, c deve essere ricavato per interpolazione lineare.

Travi multiple.

Nel caso di più travi disposte parallelamente a distanza d non maggiore del doppio dell'altezza h , il valore della pressione sull'elemento suc-

cessivo sarà pari a quello sull'elemento precedente moltiplicato per un coefficiente di riduzione dato da:

$$\mu = 1 - 1,2 \varphi \quad \text{per } \varphi \leq \frac{2}{3}$$

$$\mu = 0,2 \quad \text{per } \varphi > \frac{2}{3}$$

Per $\frac{d}{b} \geq 5$ gli elementi vengono considerati come isolati.

Per $2 < \frac{d}{b} < 5$ si procede all'interpolazione lineare.

3.4.4.5. - Torri e pali a traliccio.

Per vento spirante normalmente ad una delle pareti, l'azione di insieme è data da:

$$N = 2,8 q S_p$$

Per torri in elementi tubolari a sezione circolare l'azione di insieme è data da:

$$N = 2,4 q S_p$$

Per vento spirante secondo la bisettrice dell'angolo formato da due pareti, l'azione di insieme è pari a 1,15 volte quella sopra definita.

3.4.4.6. - Corpi cilindrici.

Per corpi cilindrici di diametro d ed altezza h (in m), l'azione di insieme è data da:

$$\begin{aligned} N &= 1,2 q d h & \text{per } d \sqrt{q} \leq 0,7 \\ N &= (1,783 - d \sqrt{q}) q d h & \text{per } 0,7 < d \sqrt{q} < 1,3 \\ N &= 0,7 q d h & \text{per } d \sqrt{q} \geq 1,3 \end{aligned}$$

3.4.4.7. - Corpi sferici.

L'azione di insieme su una sfera di raggio R è data da:

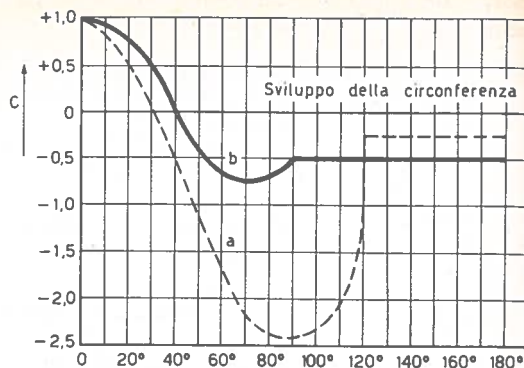
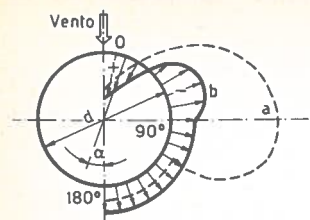
$$N = 0,35 q \pi R^2$$

3.4.4.8. - Pressioni massime locali.

Nei casi di cui ai punti 3.4.4.1., 3.4.4.2. e 3.4.4.3., per elementi di superficie di area minore di 15 m², come pure per zone di discontinuità della forma esterna della costruzione, il valore massimo locale della pressione si ottiene applicando un coefficiente globale $c = \pm 1,6$.

Nei casi di cui ai punti 3.4.4.6. e 3.4.4.7. le pressioni massime locali vanno determinate in base alla distribuzione rappresentata in figura 3.8.

Le pressioni massime locali non vengono considerate per la determinazione delle azioni di insieme.



Superficie sviluppata del cilindro α

Curva a per superfici lisce
(metalli, intonaco liscio)

Curva b per superfici ruvide
(muratura con giunti di malta, intonaco rustico)

Distribuzione della pressione esterna sulle superfici cilindriche e sferiche.

Coefficienti di pressione c

α	0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°
Per la curva	a	+1,00	+0,90	+0,55	+0,05	-0,50	-1,10
	b	+1,00	+0,95	+0,80	+0,50	0	-0,45

α	70°	80°	90°	100°	110°	115°	da 120° a 180°
Per la curva	a	-2,15	-2,37	-2,45	-2,38	-2,10	-1,24
	b	-0,80	-0,73	-0,50			

Fig. 3.8

4. VARIAZIONI TERMICHE

Si deve tener conto della variazione termica più sfavorevole rispetto alla temperatura ambiente all'atto dell'esecuzione dell'opera. Nei casi ordinari, in mancanza di dati più precisi, si potrà ammettere che gli scarti di temperatura rispetto a quella media locale siano di $\pm 30^\circ\text{C}$ per opere direttamente esposte alle azioni atmosferiche e di $\pm 20^\circ\text{C}$ per opere non direttamente esposte. In generale la variazione di temperatura può essere considerata uniforme per tutte le membrature di una costruzione; qualora però siano prevedibili differenze sensibili di temperatura tra i singoli elementi per la diversità di esposizione od altro, ne dovrà essere tenuto debito conto.

Quando per una stessa membratura esistano variazioni di temperatura diverse in corrispondenza dell'intradosso e dell'estradosso, si ammetterà, in generale, una distribuzione della variazione di temperatura di tipo lineare.

Per variazioni di temperatura entro l'intervallo $\pm 30^\circ\text{C}$ si possono assumere per le costanti elastiche i valori medi determinati alla temperatura di $+20^\circ\text{C}$; in mancanza di una determinazione sperimentale diretta, il coefficiente di dilatazione termica α_T per i vari materiali avrà i valori riportati nel prospetto 4-I.

Prospetto 4-I

Materiale	$10^6 \alpha_T$ $^\circ\text{C}^{-1}$	M a t e r i a l e	$10^6 \alpha_T$ $^\circ\text{C}^{-1}$
Acciaio	12	Calcestruzzo	10
Alluminio	23	Laterizi	6
Ghisa	10	Legno	3
Piombo	29	Marmo	9
Rame	16		7
		Vetro	8

5. RITIRO

Per le costruzioni di conglomerato cementizio, quando non si ricorra ad additivi speciali, si dovrà tener conto del ritiro mediante un coefficiente

di contrazione ϵ_r al quale, in mancanza di determinazione sperimentale diretta, si devono attribuire i seguenti valori:

30×10^{-5}	non armato;
20×10^{-5}	con armatura metallica $\leq 1\%$;
15×10^{-5}	con armatura metallica $> 1\%$.

Tali valori si riferiscono ad una stagionatura dei getti in ambiente di normale umidità. Devono essere aumentati del 50% per stagionatura in aria secca e possono, al contrario, essere diminuiti del 50% per stagionatura in aria molto umida.

Non deve essere tenuto conto del ritiro per getti maturati in acqua.

6. FENOMENI VISCOSI

La deformazione viscosa unitaria $\epsilon_{v,t}$, progressiva nel tempo, del conglomerato cementizio soggetto a stato di tensione costante, è valutabile a temperatura ordinaria, come segue:

$$\epsilon_{v,t} = \chi \varphi_{\infty} (1 - e^{-t}) \epsilon_e$$

dove: ϵ_e è la deformazione elastica unitaria valutata convenzionalmente col modulo E_c a 28 giorni.

t è il tempo, espresso in anni, contato a partire dall'istante di applicazione del carico;

χ è un coefficiente dipendente dall'età del calcestruzzo, variabile come indicato in figura 6.1;

φ_{∞} è dipendente dalla condizione di stagionatura ed assume i seguenti valori:

$\varphi_{\infty} = 0,5 \div 1,0$	per maturazione in acqua,
$\varphi_{\infty} = 1,5 \div 2,0$	per maturazione in aria molto umida,
$\varphi_{\infty} = 2,0 \div 3,0$	per maturazione all'aperto,
$\varphi_{\infty} = 2,5 \div 4,0$	per maturazione in aria asciutta.

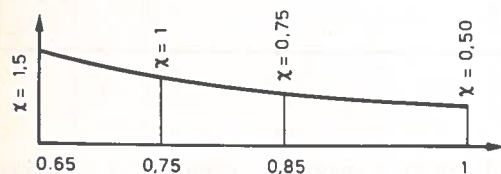


Fig. 6.1

Resistenza a rottura all'istante di applicazione del carico

Resistenza a rottura al tempo $t = \infty$

7. AZIONI PRINCIPALI E COMPLEMENTARI

Le azioni agenti sulle costruzioni si classificano in principali e complementari.

7.1. - Le azioni principali sono costituite da:

- carichi permanenti;
- carichi di esercizio;
- neve;
- spinta delle terre;
- effetto dinamico;
- coazioni impresse.

7.2. - Le azioni complementari sono costituite da:

- vento;
- variazioni termiche;
- ritiro;
- fenomeni viscosi;
- imperfezioni dei vincoli;
- difetti di montaggio.

Tali azioni dovranno però essere considerate principali, quando gli effetti prodotti da esse, in concorso con il carico permanente, siano preponderanti rispetto a quelle di cui al punto 7.1.

7.3. - Condizioni di carico

7.3.1. - Condizione di carico I.

Cumula sulla struttura le azioni principali nel modo più sfavorevole.

7.3.2. - Condizione di carico II.

Cumula sulla struttura le azioni principali e complementari, nel modo più sfavorevole.

7.4. - Coefficienti di sicurezza in relazione alle condizioni di carico

Il rapporto tra il coefficiente di sicurezza v_1 , relativo alla condizione di carico I, ed il coefficiente v_2 , relativo alla condizione di carico II, dipende dai materiali da costruzione impiegati.

Le presenti istruzioni sono state elaborate dalla Commissione per lo studio delle norme sulle costruzioni in acciaio, costituita con decreto del Presidente del C.N.R. del 31 maggio 1965 n. 1423, e successivi decreti del 26 novembre 1965 n. 1506, del 31 marzo 1966 n. 1588, del 2 luglio 1966 n. 1615, del 24 settembre 1966 n. 1647, così composta:

DONATO Prof. Letterio	— Presidente - Ordinario di scienza delle costruzioni, Politecnico di Torino.
AGNELLUZZI Ing. Leonardo	— Ispettore generale del genio civile - Rappresentante del Ministero dei lavori pubblici.
BALDACCI Prof. Riccardo	— Ordinario di scienza delle costruzioni, Università di Genova.
BIANCHI DI CASTELBIANCO Ing. Franco	— Consigliere dell'Ufficio italiano sviluppo applicazioni acciaio « U.I.S.A.A. » - in rappresentanza dell'Ente medesimo. (<i>A partire dal 24-9-1966</i>).
CERADINI Prof. Giulio	— Ordinario di scienza delle costruzioni, Università di Firenze.
CESTELLI Guidi Prof. Carlo	— Direttore Istituto di tecnica delle costruzioni, Università di Roma.
DEI POLI Prof. Alessandro	— Ordinario di tecnica delle costruzioni, Politecnico di Milano. (<i>Fino al 24-9-1966</i>).
DE MIRANDA Prof. Fabrizio	— Direttore tecnico progettazione della Società costruzioni metalliche « Finsider » - in rappresentanza della Società medesima.
FATUZZO Ing. Giuseppe	— Direttore centrale Servizio lavori e costruzioni delle FF.SS. - Ministero dei trasporti e dell'aviazione civile - in rappresentanza del Ministero medesimo. (<i>Fino al 24-9-1966</i>).
FINZI Prof. Leo	— Ordinario di scienza delle costruzioni, Politecnico di Milano.
FRANCO Ing. Antonio	— Presidente della I Sezione del Consiglio superiore dei LL.PP. - in rappresentanza del Ministero medesimo.
GATTO Prof. Franco	— Capo Ufficio norme tecniche del C.N.R. (<i>Fino al 31-12-1966</i>).
GIANGRECO Prof. Elio	— Ordinario di tecnica delle costruzioni, Università di Napoli.

- GUERRERA Ing. Ugo — Vicepresidente dell'Istituto italiano della saldatura, Genova - quale rappresentante dell'Istituto medesimo.
- LO VARCO Ing. Walter — Direttore della Cantieri riuniti dell'Adriatico S.p.A., Trieste - in rappresentanza della Società medesima.
- MASI Ing. Fausto — Condirettore centrale della Società finanziaria meccanica « Finmeccanica », Roma - rappresentante della Società medesima.
- MATILDI Prof. Pietro — Ordinario di scienza delle costruzioni, Università di Trieste.
- NEGRI Ing. Gianpaolo — Dirigente della Franco Tosi S.p.A., Legnano - rappresentante della Società medesima.
- ODONE Dott. Giovanni — Direttore centrale « Italsider », Genova, rappresentante dell'Associazione industrie siderurgiche italiane « Assider », Milano.
- PARIS Ing. Luigi — Dirigente, Direzione centrale degli studi e ricerche dell'ENEL, Roma - in rappresentanza dell'Ente medesimo.
- QUADRINI Ing. Pasquale — Direttore centrale del servizio lavori e costruzioni delle F.S. - Ministero dei trasporti e dell'aviazione civile - in rappresentanza del Ministero medesimo. (*A partire dal 24-9-1966*).
- SANPAOLESI DE FALENA Prof. Luca — Straordinario di scienza delle costruzioni, Accademia navale di Livorno - Segretario tecnico della Commissione.
- SCHULTHEIS BRANDI Ing. Saverio — Presidente dell'Ufficio italiano sviluppo applicazioni acciaio « U.I.S.A.A. » - in rappresentanza dell'Ente medesimo. (*Fino al 2-7-1966*).
- STABILINI Prof. Luigi — Ordinario di tecnica delle costruzioni, Politecnico di Milano.
- TESTERO Dott. Giuseppe — Vicepresidente della Commissione tecnica dell'« UNSIDER », Milano - in rappresentanza dell'« U.N.I. » (*A partire dal 21-3-1966*).
- VENANZI Ing. Umberto — Vicepresidente dell'« A.C.A.I. » - Associazione fra i costruttori in acciaio italiani, quale rappresentante dell'« A.C.A.I. » medesima.

Le precedenti Istruzioni (C.N.R. - U.N.I. 10011 sperimentale - Luglio 1963) erano state elaborate dalla Commissione del C.N.R. così composta:

- GIANNELLI Prof. Aristide — Presidente - Ordinario f. r. di scienza delle costruzioni, Università di Roma.
- DONATO Prof. Letterio — Vicepresidente - Ordinario di scienza delle costruzioni, Università di Pisa.
- BALDACCI Prof. Riccardo — Ordinario di scienza delle costruzioni, Università di Genova.
- CERADINI Prof. Giulio — Straordinario di scienza delle costruzioni, Università di Firenze,
- CESTELLI GUIDI Prof. Carlo — Istituto di tecnica delle costruzioni, Università di Roma.
- CIVIDALLI Ing. Giorgio — Direttore centrale servizio lavori e costruzioni, Ministero dei trasporti - Roma.
- DEI POLI Prof. Alessandro — Straordinario di tecnica delle costruzioni, Politecnico di Milano.
- FINZI Prof. Leo — Ordinario di scienza delle costruzioni, Politecnico di Milano.
- GIANGRECO Prof. Elio — Ordinario di tecnica delle costruzioni, Università di Napoli.
- GUIDOBONI Ing. Albino — Capo Ufficio norme tecniche del C.N.R.
- LESCHIUTTA Prof. Gian Ernesto — Presidente di sezione del Consiglio superiore dei lavori pubblici, Ministero dei lavori pubblici.
- LO VARCO Ing. Walter — Vice Direttore della Cantieri riuniti dell'Adriatico - Trieste.
- MASI Ing. Fausto — Vicedirettore centrale « Finmeccanica », Roma.
- MATILDI Prof. Pietro — Straordinario di tecnica delle costruzioni, Università di Trieste.
- PARIS Ing. Luigi — Dirigente alla Direzione centrale degli studi e ricerche dell'ENEL - Roma.
- SANPAOLESI DE FALENA Prof. Luca — Istituto di scienza delle costruzioni, Università di Pisa - Segretario tecnico della Commissione.
- SCHULTHEIS BRANDI Ing. Saverio — Presidente « U.I.S.A.A. », Ufficio italiano sviluppo applicazioni acciaio, Milano.
- SIGNORA Prof. Mario — Direttore generale della società « Terni-noss », Roma.
- STABILINI Prof. Luigi — Ordinario di tecnica delle costruzioni, Politecnico di Milano.

VENANZI Ing. Umberto

— Direttore centrale della costruzioni metalliche « Finsider » S.p.A., Milano.

In qualità di esperti avevano collaborato con la Commissione:

GUERRERA Ing. Ugo

— Vicepresidente dell'istituto italiano della saldatura, Genova.

NEGRI Ing. Gianpaolo

— Soc. F.lli « Tosi », Legnano.