



Master in: Innovazione nella Progettazione, Riabilitazione e Controllo delle Strutture in Cemento Armato

Via Vito Volterra, 62 – 00146 Roma – Tel. 06 55173444, Fax 06 55173441

DOCUMENTO DI STUDIO

CONSIGLIO SUPERIORE DEI LAVORI PUBBLICI

* * *

Aggiornamento delle Norme tecniche relative ai “Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”

* * *

**Testo definitivo aggiornato con le modifiche proposte
dall’Assemblea nell’adunanza dell’11 aprile 2003 e revisionato dal Servizio Tecnico
Centrale**

INDICE

1. CAMPO DI APPLICAZIONE
2. LIVELLI DI SICUREZZA E COMBINAZIONI DEI CARICHI
3. METODO DI VERIFICA ALLE TENSIONI AMMISSIBILI
4. METODO DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE
5. AZIONI SULLE COSTRUZIONI
 - 5.1 Generalità
 - 5.2 Combinazione delle azioni
6. CARICHI E SOVRACCARICHI
 - 6.1 Carichi permanenti
 - 6.2 Sovraccarichi variabili
7. CARICO DA NEVE
 - 7.1 Carico da neve al suolo
 - 7.2 Coefficienti di forma per il carico da neve
 - 7.3 Periodo di ritorno
8. AZIONI DEL VENTO
 - 8.1 Azioni statiche equivalenti
 - 8.2 Pressione del vento
 - 8.3 Azione tangenziale del vento
 - 8.4 Pressione cinetica di riferimento
 - 8.5 Periodo di ritorno
 - 8.6 Coefficiente di esposizione
 - 8.7 Coefficiente di forma (o aerodinamico)
 - 8.7.1 Edifici a pianta rettangolare con coperture piane a falde inclinate o curve
 - 8.7.2 Coperture multiple
 - 8.7.3 Tettoie e pensiline isolate
 - 8.7.4 Travi ad anima piena e reticolari
 - 8.7.5 Torri e pali a traliccio a sezione rettangolare o quadrata
 - 8.7.6 Corpi cilindrici
 - 8.7.7 Corpi sferici
 - 8.7.8 Pressioni massime locali
 - 8.7.9 Verifiche locali
 - 8.8 Coefficiente di attrito
 - 8.9 Coefficiente dinamico
 - 8.10 Distacco di vortici
 - 8.11 Fenomeni di natura aeroelastica
9. VARIAZIONI TERMICHE

NORME TECNICHE

1 - CAMPO DI APPLICAZIONE E CRITERI GENERALI DI VERIFICA.

Le presenti norme sono relative alle costruzioni ad uso civile ed industriale.

I metodi generali di verifica nonché i valori delle azioni qui previsti sono applicabili a tutte le costruzioni da realizzare nel campo dell'ingegneria civile per quanto non in contrasto con vigenti norme specifiche.

Scopo delle verifiche di sicurezza è garantire che l'opera sia in grado di resistere con adeguata sicurezza alle azioni cui potrà essere sottoposta, rispettando le condizioni necessarie per il suo esercizio normale, ed assicurare la sua durabilità.

Tali verifiche si applicano alla struttura presa nel suo insieme ed a ciascuno dei suoi elementi costitutivi; esse devono essere soddisfatte sia durante l'esercizio sia nelle diverse fasi di costruzione, trasporto e messa in opera.

I metodi di verifica ammessi dalle presenti norme sono:

- a) il metodo delle tensioni ammissibili;
- b) il metodo degli stati limite.

Oltre ai metodi a) e b) sono consentiti altri metodi di verifica scientificamente comprovati purché venga conseguita una sicurezza non inferiore a quella ottenuta con l'applicazione dei sopraddetti metodi.

Il sistema di unità di misura adottato è il Sistema Internazionale di unità, denominato con la sigla "SI" dalla direttiva comunitaria 76/770/CEE del 27-7-1976.

2 - LIVELLI DI SICUREZZA E COMBINAZIONI DEI CARICHI.

Con riferimento ad entrambi i metodi di verifica di cui alle lettere a) e b) del punto 1, i coefficienti da applicarsi sia ai carichi che alle resistenze sono definiti dalle singole normative in funzione dei materiali, delle tipologie strutturali, delle modalità costruttive, della destinazione e della durata prevista dell'opera, al fine di conseguire il necessario livello di sicurezza.

In particolare, in ciascuna verifica le azioni sono adeguatamente combinate, mediante opportuni coefficienti che tengono conto della durata prevista per ciascuna azione, della frequenza del suo verificarsi e della probabilità di presenza contemporanea di più azioni.

I coefficienti di combinazione sono indicati nel successivo paragrafo 5.2.

È consentito derogare dai valori dei coefficienti di combinazione previsti dalle Normative, purché ciò sia giustificato da approfonditi studi, nel pieno rispetto dei principi e degli obiettivi sopra enunciati.

3 - METODO DI VERIFICA ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

Il metodo di verifica alle tensioni ammissibili è basato sulla diretta proporzionalità fra i carichi applicati e le tensioni indotte dagli stessi, nell'ipotesi che il legame costitutivo del materiale sia del tipo elastico-lineare.

Nel metodo delle tensioni ammissibili la crisi in un elemento strutturale è rappresentata dal raggiungimento, nel punto più sollecitato della sezione, di una tensione pari alla "tensione ammissibile" propria del materiale, ottenuta dalla resistenza divisa per un opportuno coefficiente di sicurezza.

4 - METODO DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE

Secondo il metodo di verifica agli stati limite, la sicurezza nei riguardi delle condizioni ritenute pregiudizievoli (stati limite) viene garantita, per quanto possibile, su basi statistiche.

Si definisce "stato limite" uno stato raggiunto il quale, la struttura o uno dei suoi elementi costitutivi, non può più assolvere la sua funzione o non soddisfa più le condizioni per cui è stata concepita.

Gli stati limite si suddividono in due categorie:

- *Stati limite ultimi (o di collasso).*

Corrispondono al valore estremo della capacità portante o comunque al raggiungimento di condizioni estreme. Nei casi usuali si devono considerare gli stati limite ultimi derivanti da:

- perdita di equilibrio di una parte o dell'insieme della struttura, considerata come corpo rigido;
- rottura localizzata della struttura, per azioni statiche;
- collasso per trasformazione della struttura o di una sua parte in meccanismo;
- instabilità per deformazione;
- rottura localizzata della struttura per fatica;
- deformazione plastica o di fluage, o fessurazione o scorrimento di giunti che conducano ad una modifica della geometria, tale da rendere necessaria la sostituzione della struttura o di sue parti fondamentali;
- degrado o corrosione che rendano necessaria la sostituzione della struttura o di sue parti fondamentali.

- *Stati limite di esercizio (o di danno).*

Sono legati alle esigenze di impiego normale e di durata.

Oltre agli eventuali stati limite di esercizio specificatamente previsti caso per caso, di regola si dovranno prendere in esame gli stati limite di esercizio derivati da:

- deformazioni eccessive;
- fessurazioni premature o eccessive;
- degrado o corrosione;
- spostamenti eccessivi (senza perdita dell'equilibrio);
- vibrazioni eccessive.

L'obiettivo delle verifiche di sicurezza è di mantenere la probabilità di raggiungimento dello stato limite considerato entro un valore prestabilito in relazione al tipo di costruzione preso in esame, alla sua influenza sulla incolumità delle persone ed alla sua prevista durata di esercizio.

Il metodo prevede l'introduzione di "valori caratteristici" per tutte le grandezze delle quali si vuole mettere in conto il carattere aleatorio, e la trasformazione degli stessi in "valori di calcolo" adeguati allo stato limite considerato, mediante l'applicazione di coefficienti parziali

γ_m e γ_f .

Le resistenze di calcolo dei materiali si ottengono dividendo le resistenze caratteristiche per i coefficienti $\gamma_m (>1)$. Le azioni di calcolo si ottengono moltiplicando le azioni caratteristiche

per i coefficienti $\gamma_f (>1$ o < 1 a seconda che il contributo dell'azione diminuisca o aumenti la sicurezza).

Le normative specifiche assegneranno ai coefficienti γ_m valori tali che, in unione ai valori dei coefficienti γ_f , ne risultino livelli usualmente accettati di probabilità di raggiungimento degli stati limite ultimi per il previsto periodo di utilizzo della struttura.

5 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI

5.1 Generalità.

Si definisce, con il termine "azione" F, ogni causa o insieme di cause (carichi permanenti, carichi variabili, deformazioni impresse, agenti chimico - fisici...) capaci di indurre stati di sollecitazione in una struttura.

Le azioni si dividono in:

- a) azioni dirette (forze): carichi permanenti (peso proprio ed altri carichi fissi) e carichi variabili (carichi di servizio, neve, vento, sisma, spinta delle terre, forze dinamiche, ecc.);
- b) azioni indirette (deformazioni impresse) variazioni termiche, ritiro, pretensione, spostamenti di vincoli, difetti di montaggio, ecc.;
- c) azioni di carattere chimico fisico dovute a: agenti aggressivi, umidità, gelo, materiali nocivi, ecc.

Le azioni da considerare nelle costruzioni comprendono in genere:

- pesi propri degli elementi costitutivi;
- carichi permanenti;
- sovraccarichi variabili
- variazioni termiche;
- cedimenti di vincoli,
- azioni dovute al vento;
- carichi da neve;
- azioni sismiche e dinamiche in genere;
- azioni eccezionali (uragani, urti, esplosioni, etc.).

Nel seguito sono indicati i pesi per unità di volume dei principali materiali per la determinazione dei pesi propri strutturali e degli eventuali carichi permanenti e sono date prescrizioni relativamente ai sovraccarichi variabili per gli edifici, alle azioni della neve e del vento, alle variazioni di temperatura.

5.2 Combinazione delle azioni.

Indipendentemente dal metodo di verifica adottato, le azioni debbono essere cumulate secondo condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della ridotta probabilità di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli.

Metodo delle tensioni ammissibili.

Le azioni debbono essere combinate come sopra indicato e i valori delle azioni riportate nei punti successivi si considerano nominali.

Metodo degli stati limite.

Le azioni debbono essere combinate come sopra indicato e i valori delle azioni riportate nei punti successivi si considerano caratteristici.

Stati limite ultimi

Si adotteranno le combinazioni espresse simbolicamente come segue:

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

dove i segni + e \sum 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 :

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

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

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

ed essendo:

F_d : la combinazione di carico;

G_k : il valore caratteristico delle azioni permanenti;

P_k : il valore caratteristico della forza di precompressione;

Q_{1k} : il valore caratteristico dell'azione variabile 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 assumono i valori indicati in Tabella 5.1.

Il contributo delle deformazioni impresse, non imposte appositamente, deve essere trascurato se a favore della sicurezza.

Nella espressione di F_d ciascuna azione variabile deve essere di volta in volta assunta come azione di base della combinazione.

Le azioni eccezionali (uragani, urti, esplosioni, terremoti distruttivi, ecc.) vanno considerate solo quando specificamente prescritte e si combinano con i carichi di carattere permanente e con i carichi variabili di lunga durata, aggiungendo alle verifiche sopra riportate la seguente:

$$F_d = G_k + \gamma_{ex} Q_{ex} + \Psi_{1i} Q_{1,k} + \sum_{i=2}^n \Psi_{2i} Q_{i,k}$$

dove γ_{ex} va assunto all'interno dell'intervallo $1,0 \div 1,2$, in relazione all'importanza dei danni cui il raggiungimento dello stato limite considerato potrebbe dar luogo, mentre Q_{ex} è il valore nominale dell'azione considerata.

Stati limite di esercizio

Per costruzioni civili o industriali di tipo corrente e per le quali non esistano regolamentazioni specifiche si prenderanno in esame le seguenti combinazioni:

rare:

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

frequenti:

$$F_d = G_k + P_k + \psi_{1i} \cdot Q_{1,k} + \sum_{i=2}^n (\Psi_{2i} \cdot Q_{i,k})$$

quasi permanenti:

$$F_d = G_k + P_k + \sum_{i=2}^n (\Psi_{2i} \cdot Q_{i,k})$$

essendo:

Ψ_{1i} : 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 $\Psi_{0i}, \Psi_{1i}, \Psi_{2i}$ i valori seguenti:

Tabella 5.1 - Coefficienti Ψ per varie destinazioni d'uso

Azione	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}
Carichi variabili nei fabbricati per abitazione ed uffici	0,7	0,5	0,3
Negozi, scuole, uffici aperti al pubblico ed autorimesse	0,7	0,7	0,6
Magazzini, depositi	1,0	0,9	0,8
Vento	0,6	0,2	0
Neve:			
z < 1000 m s.l.m.	0,5	0,2	0
z ≥ 1000 m s.l.m.	0,7	0,5	0,2

Stati limite di corrosione e degrado

In mancanza di specifiche prescrizioni progettuali, sia in fase di costruzione che in esercizio dovranno essere assunte quelle misure che l'esperienza ha dimostrato valide per una accettabile durevolezza dell'opera, nei confronti di tali stati limite.

6 - CARICHI E SOVRACCARICHI.

Tutti i carichi ed i sovraccarichi di esercizio saranno considerati agire staticamente, salvo casi particolari in cui gli effetti dinamici debbono essere debitamente valutati. In tali casi, a parte quanto precisato nei regolamenti specifici ed in mancanza di analisi dinamiche, i carichi indicati nel seguito dovranno essere adeguatamente maggiorati per tener conto - in un'analisi statica equivalente - dell'amplificazione per gli effetti dinamici.

In linea di massima, in presenza di orizzontamenti, pur con orditura unidirezionale ma con capacità di ripartizione trasversale, i carichi ed i sovraccarichi verranno assunti, per la verifica d'insieme, come uniformemente ripartiti, salvo valutarne le effettive distribuzioni per gli effetti locali

6.1 Carichi permanenti.

Sono considerati carichi permanenti quelli non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione, come tamponature esterne, divisori interni, massetti, isolamenti, pavimenti e rivestimenti del piano di calpestio, intonaci, controsoffitti, impianti, ecc., ancorché in qualche caso sia necessario considerare situazioni transitorie in cui essi non siano presenti.

Essi vanno valutati sulla base delle dimensioni effettive delle opere e dei pesi per unità di volume dei materiali costituenti.

Per la determinazione dei pesi propri strutturali, i pesi per unità di volume dei più comuni materiali possono essere assunti, in mancanza di accertamenti specifici, pari a quelli riportati nel prospetto 6.1.

Quando i solai hanno adeguata capacità di ripartizione trasversale è possibile considerare i tramezzi e gli impianti leggeri su di essi gravanti, come carichi equivalenti uniformemente distribuiti.

In particolare, per gli orizzontamenti degli edifici per abitazioni e uffici, il carico costituito da tramezzi di peso minore di $1,50 \text{ kN/m}^2$ 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 6.1

Pesi per unità di volume dei principali materiali strutturali

Conglomerato cementizio ordinario	24,0	kN/m^3
Conglomerato cementizio ordinario armato (e/o precompresso)	25,0 (14,0÷20,0)	""
Conglomerati "leggeri": da determinarsi	(28,0÷50,0)	""
Conglomerati "pesanti": da determinarsi	78,5	""
Acciaio	72,5	""
Ghisa	27,0	""
Alluminio		
Legname:	4,0 ÷ 6,0	""
Conifere e pioppo	6,0 ÷ 8,0	""
Latifoglie (Quercia, noce, ecc.)		
Pietrame:	17,0	""
Tufo vulcanico	26,0	""
Calcere compatto	22,0	""
Calcere tenero	27,0	""
Granito	18,0	""
Laterizio (pieno)	18,0	""
Malta di calce	21,0	""
Malta di cemento		

6.2 Sovraccarichi variabili.

Le intensità da assumere per i sovraccarichi variabili verticali ed orizzontali ripartiti e per le corrispondenti azioni locali concentrate - tutte comprensive degli effetti dinamici ordinari - sono riportate nel prospetto 6.2.

I valori riportati nel prospetto sono da considerare come minimi, per condizioni di uso corrente delle rispettive categorie.

I sovraccarichi verticali concentrati formano oggetto di verifiche locali distinte e non vanno sovrapposti ai corrispondenti sovraccarichi ripartiti; essi vanno applicati su un'impronta di 50 x 50 mm, salvo che per la Cat. n. 8, per la quale si applicano su due impronte di 200 x 200 mm, distanti 1,60 m. Ai fini della ripartizione locale sull'estradosso del solaio vanno considerati applicati a livello dell'estradosso del pavimento.

I sovraccarichi orizzontali lineari vanno applicati a pareti - alla quota di m 1,20 dal rispettivo piano di calpestio - ed a parapetti o mancorrenti - alla quota del bordo superiore. Essi vanno considerati per la verifica locale dei singoli elementi e in nessun caso si sommano alle verifiche dell'edificio nel suo insieme.

Tali verifiche locali riguardano, in relazione alle condizioni d'uso, gli elementi verticali bidimensionali quali tramezzi, pareti, tamponamenti esterni, comunque realizzati, con esclusione di divisori mobili che, comunque, devono garantire sufficiente stabilità in esercizio.

I sovraccarichi indicati nel presente paragrafo non vanno cumulati, sulle medesime superfici, con quelli relativi alla neve.

In presenza di sovraccarichi atipici (quali macchinari, serbatoi, depositi interni, impianti, ecc.) le intensità andranno valutate caso per caso, in funzione dei massimi prevedibili; tali valori dovranno essere indicati esplicitamente nelle documentazioni di progetto e di collaudo statico.

Possibilità di riduzione dei sovraccarichi

Quando si tratti di locali di abitazione, uffici e simili, nei quali non è da presumersi che tutti i locali o parti di essi siano caricati contemporaneamente col massimo sovraccarico, nel calcolo delle strutture verticali con più di tre piani e delle relative fondazioni, potranno essere effettuate 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 riterranno a pieno carico, mentre per gli altri si ridurranno i sovraccarichi successivi del 10, 20, 30, 40, 50% restando costante la riduzione del 50% per tutti i rimanenti piani.

Ulteriori o diverse riduzioni dei sovraccarichi potranno essere effettuate dal progettista sulla base di apposite analisi statistiche documentate.

PROSPETTO 6.2
Sovraccarichi variabili per edifici

Cat.	TIPO DI LOCALE	Verticali ripartiti kN/m ²	Verticali concentrati kN	Orizzontali lineari kN/m
1	Ambienti non suscettibili di affollamento (locali abitazione e relativi servizi, alberghi, uffici non aperti al pubblico) e relativi terrazzi a livello praticabili	2,00	2,00	1,00
2	Ambienti suscettibili di affollamento (ristoranti, caffè, negozi, banche, ospedali, uffici aperti al pubblico, caserme) e relativi terrazzi a livello praticabili	3,00	2,00	1,00
3	Ambienti suscettibili di grande affollamento (sale convegni, cinema, teatri, scuole, chiese, tribune con posti fissi) e relativi terrazzi a livello praticabili	4,00	3,00	1,50
4	Sale da ballo, palestre, tribune libere, aree di vendita con esposizione diffusa (mercati, grandi magazzini, librerie, ecc.), e relativi terrazzi a livello praticabili, balconi e scale	5,00	4,00	2,00
5	Balconi, ballatoi e scale comuni (esclusi quelli pertinenti alla Cat. 4)	4,00	2,00	1,50
6	Sottotetti accessibili (per sola manutenzione)	1,00	2,00	1,00
7	Coperture: - non accessibili - accessibili: secondo categoria di appartenenza (da 1 a 4) - speciali (impianti, eliporti, altri): secondo il caso	0,50 - -	1,20 - -	- - -
8	Rimesse e parcheggi: - per autovetture di peso a pieno carico fino a 30 kN - per automezzi di peso superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	2,50 -	2x10,0 -	1,00 -
9	Archivi, biblioteche, magazzini, depositi, laboratori meccanici, officine e simili: da valutarsi secondo il caso ma comunque	≥ 6,00	6,00	1,00

Pesi di materiali e di elementi costruttivi

In mancanza di accertamenti specifici, per i pesi dei materiali e degli elementi costruttivi si dovrà fare riferimento ai dati di cui ai prospetti seguenti

Materiali	Peso dell'unità di volume kN/m ³	Materiali	Peso dell'unità di volume kN/m ³
A) Laterizi stivati		E) Rocce	
Mattoni pieni comuni	17,00	Ardesia	27,00
Mattoni semipieni	13,00	Arenaria	23,00
Mattoni forati	8,00	Basalto	29,00
Mattoni refrattari	20,00	Calcare compatto	26,00
B) Legnami		Calcare tenero	22,00
Abete, acero, castagno, ciliegio, duginale, larice mogano, olmo, pino, pioppo, pino rigido, salici	6,00	Diorite	29,00
Carpini, faggio, frassino, noce, querce, robinia		Dolomia	26,00
Teak	8,00	Gneiss	27,00
Bosso, ebano	12,00	Granito	27,00
C) Metalli		Marmo saccaroide	27,00
Acciaio	78,50	Pomice	8,00
Alluminio	27,00	Porfido	26,00
Bronzo	88,00	Sienite	28,00
Ghisa	72,50	Travertino	24,00
Leghe di alluminio	28,00	Tufo vulcanico	17,00
Magnesio	18,00	Argilla compatta	21,00
Nichelio	88,00	F) Sostanze varie	
Ottone	86,00	Benzina	7,40
Piombo	114,00	Bitume	13,00
Rame	80,00	Calce in sacchi	10,00
Stagno	73,00	Carbone di legna	3,20
Zinco	72,00	Carbone fossile in pezzi	9,00
D) Prodotti agricoli		Carta	10,00
Erba fresca sciolta	4,00	Cemento in sacchi	15,00
Farina in sacchi	5,00	Dinamite	15,00
Fieno sciolto	0,70	Fibre tessili	13,50
Fieno pressato	3,00	Ghiaccio	9,00
Frumento	7,60	Lana di vetro	1,00
Letame fresco	3,00	Legname in ciocchi	4,00
Letame maturo	6,00	Petrolio	8,00
Mangimi in pani	10,00	Sughero	3,00
Paglia sciolta	0,60	Torba asciutta	2,50
Paglia Pressata	1,50	Torba umida	6,00
Tabacco legato o in balle	3,50	Vetro	25,00
		Acqua dolce	10,00
		Acqua di mare	10,30

PESI DI MATERIALI IN DEPOSITO

PESI DI MATERIALI INSILABILI

Materiali	Peso dell'unità di volume kN/m ³	Angolo di attrito interno
A) Materiali da costruzione	17,00	30°
Ghiaia e pietrisco	15,00	30°
Sabbia e ghiaia bagnata	20,00	30°
Sabbia e ghiaia asciutta	19,00	35°
Calce in polvere	10,00	25°
Cemento in polvere	14,00	25°
Cenere di coke	7,00	25°
Ceneri volanti	10,00	45°
Gesso	13,00	45°
Pomice	7,00	35°
Scorie d'alto forno diametro medio 30-70 mm	15,00	40°
Scorie d'alto forno, minute	11,00	25°
Scorie leggere d'alto forno	7,00	35°
B) Combustibili solidi		
Carbon fossile allo stato naturale mediamente umido	10,00	45°
Coke	5,00	45°
Lignite	7,00	35°
Mattonelle di lignite alla rinfusa	8,00	30°
C) Prodotti agricoli		
Barbabietola	5,50	40°
Crusca e farina	5,00	45°
Frumenti, legumi, patate, semi di lino, zucchero	7,50	35°
Riso	8,00	35°
Semola di grano	5,50	30°

PESI DI ELEMENTI COSTRUTTIVI

Materiali	Peso dell'unità di volume o di superficie	
A) Malte		
Malta bastarda (di calce o cemento)	19,00	kN/m ³
Malta di gesso	12,00	kN/m ³
Intonaco (spessore cm 1,5)	0,30	kN/m ²
B) Manti di copertura		
Manto impermeabilizzante di asfalto o simile	0,30	kN/m ²
Manto impermeabilizzante prefabbricato con strati bituminosi di feltro, di vetro o simili	0,10	kN/m ²
Tegole maritate (embrici e coppi)	0,60	kN/m ²
Sottotegole di tavelloni (spessore 3-4 cm)	0,35	kN/m ²
Lamiere di acciaio ondulate o nervate	0,12	kN/m ²
Lamiere di alluminio ondulate o nervate	0,05	kN/m ²
Lastre traslucide di resina artificiale, ondulate o nervate	0,10	kN/m ²
C) Muratura		
Muratura di mattoni pieni	18,00	kN/m ³

Muratura di mattoni semipieni	16,00	kN/m ³
Muratura di mattoni forati	11,00	kN/m ³
Muratura di pietrame e malta	22,00	kN/m ³
Muratura di pietrame listato	21,00	kN/m ³
Muratura di blocchi forati di calcestruzzo	12,00	kN/m ³
D) Pavimenti (escluso sottofondo)		
Gomma, linoleum o simili	0,10	kN/m ²
Legno	0,25	kN/m ²
Laterizio o ceramica o grès o graniglia		
(spessore 2 cm)	0,40	kN/m ²
Marmo (spessore 3 cm)	0,80	kN/m ²
E) Vetri		
Normale (3 mm)	0,075	kN/m ²
Forte (4 mm)	0,10	kN/m ²
Spesso (5 mm)	0,125	kN/m ²
Spesso (6 mm)	0,15	kN/m ²
Retinato (8 mm)	0,20	kN/m ²

7 - CARICO DA NEVE

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

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

dove:

q_s è il carico da neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

q_{sk} è il valore di riferimento del carico da neve al suolo.

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

7.1 Carico da neve al suolo.

Il carico da neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona.

In mancanza di adeguate indagini statistiche, che tengano conto sia dell'altezza che della densità del manto nevoso, il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, non dovrà essere assunto minore di quello calcolato in base alle espressioni nel seguito riportate, cui corrispondono valori con periodo di ritorno di 50 anni.

Analogamente, per altitudini superiori a 1.500 m sul livello del mare, in mancanza di adeguate indagini statistiche, si dovranno comunque utilizzare valori di carico da neve non inferiori a quelli previsti per 1500 m

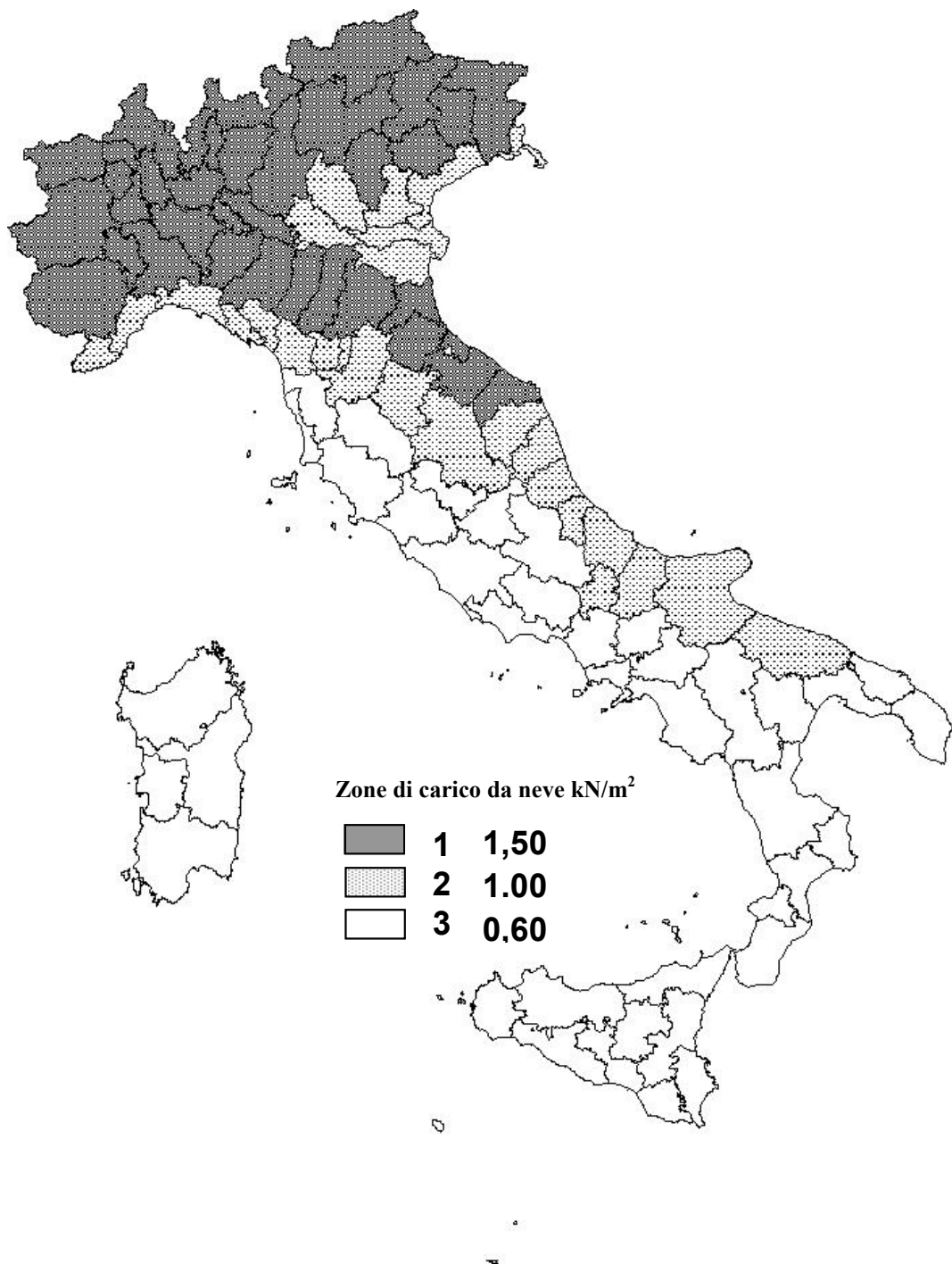


Figura 7.1 - Zone di carico da neve secondo i confini amministrativi provinciali

ZONA I

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

Per le province di: Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza:

$$q_{sk} = 1,39 \left[1 + \left(\frac{a_s}{728} \right)^2 \right] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Per le province di: Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese:

$$q_{sk} = 1,35 \left[1 + \left(\frac{a_s}{602} \right)^2 \right] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

ZONA II

Province:

Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.

$$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 0,85 \left[1 + \left(\frac{a_s}{481} \right)^2 \right] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

ZONA III

Province:

Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Messina, Napoli, Nuoro, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.

$$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 0,51 \left[1 + \left(\frac{a_s}{481} \right)^2 \right] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Essendo a_s l'altitudine s.l.m. della località espressa in m, sino a 1500 m.

7.2 Coefficienti di forma per il carico da neve.

In generale verranno usati i coefficienti di forma per il carico da neve contenuti nel presente paragrafo, dove vengono indicati i relativi valori nominali per le coperture a una o più falde essendo α , in gradi sessagesimali, l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale.

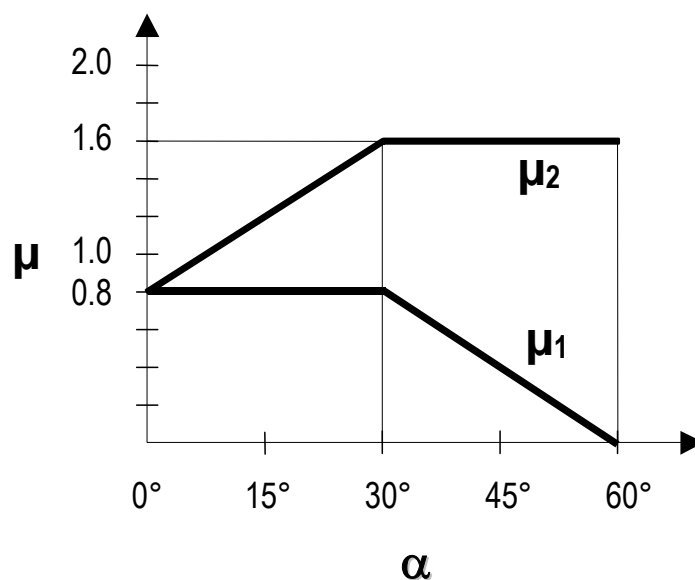


Fig. 7.2.

I coefficienti di forma μ_1 e μ_2 si riferiscono alle coperture ad una o più falde, e o da valutare in funzione di α come indicato ai punti che seguono.

Tabella 7.1

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8\alpha/30$	1,6	--

a) Coperture ad una falda.

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare. Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo α .

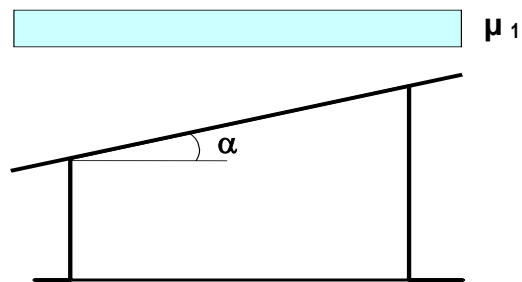


Fig. 7.3.

b) Coperture a due falde.

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare. Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0.8 indipendentemente dall'angolo α .

Si deve considerare la più gravosa delle condizioni di carico sottoriportate.

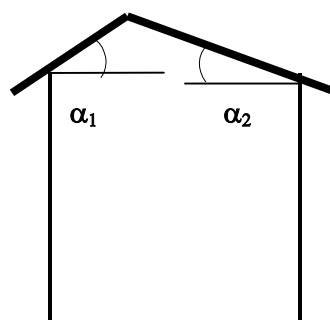
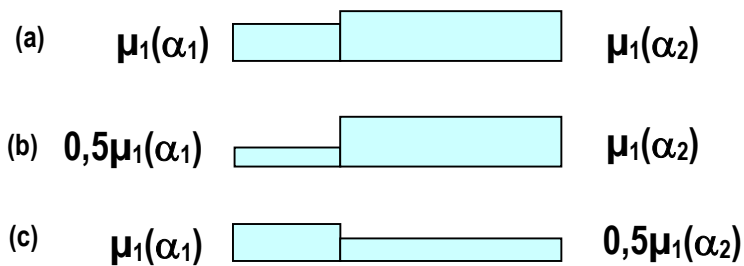


Fig. 7.4.

c) Coperture a più falde.

Si deve considerare la più gravosa delle condizioni di carico sottoriportate, la seconda delle quali corrisponde alla condizione di possibile accumulo locale in una sola valle della copertura.

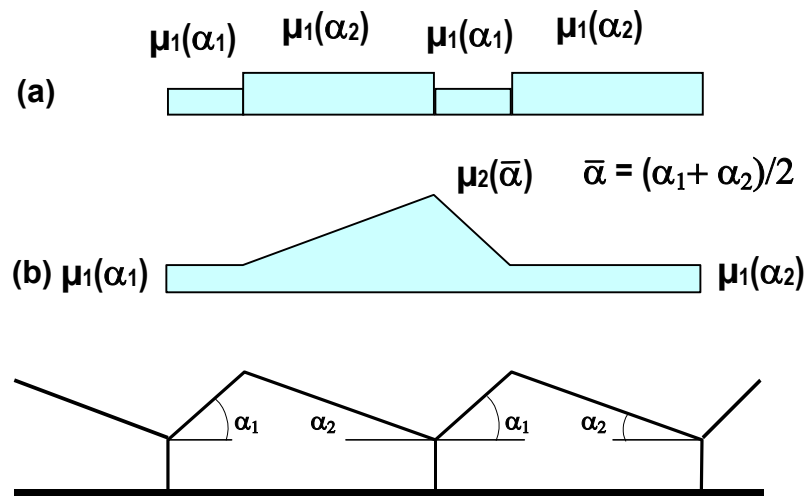


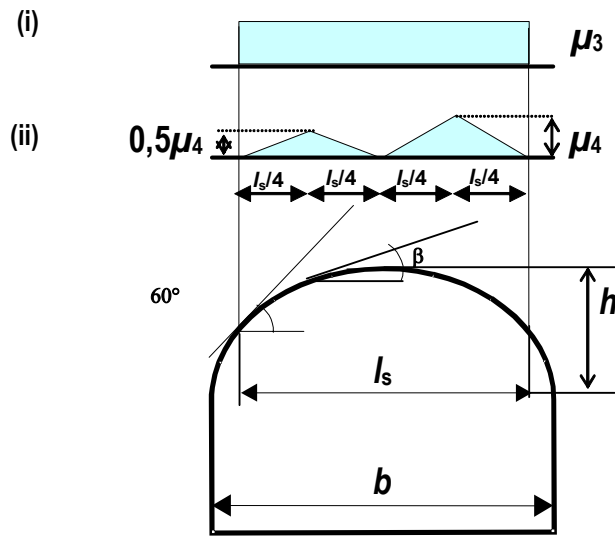
Fig. 7.5.

Particolare attenzione dovrà essere prestata per la scelta del coefficiente di forma μ_2 quando entrambe le falde hanno inclinazione superiore a 60° .

d) Coperture cilindriche

In assenza di ritegni che impediscano lo scivolamento della neve, per le coperture cilindriche di qualsiasi forma ed a singola curvatura del medesimo segno verrà considerata la più gravosa fra la distribuzione di carico uniforme ed asimmetrica, indicate nella figura 7.6.

I valori dei coefficienti di forma sono riportati di seguito ed indicati nella figura 7.7.



Nota: $l_s \leq b$

Fig. 7.6

Nota:

Ad ogni punto del profilo, β è l'angolo tra l'orizzontale e la tangente.
 Il coefficiente di forma è determinato come segue:

$$\beta \leq 60^\circ \quad \begin{aligned} \mu_3 &= 0,8 \\ \mu_4 &= 0,2 + 10 h/b \end{aligned}$$

$$\beta > 60^\circ \quad \mu_3 = \mu_4 = 0$$

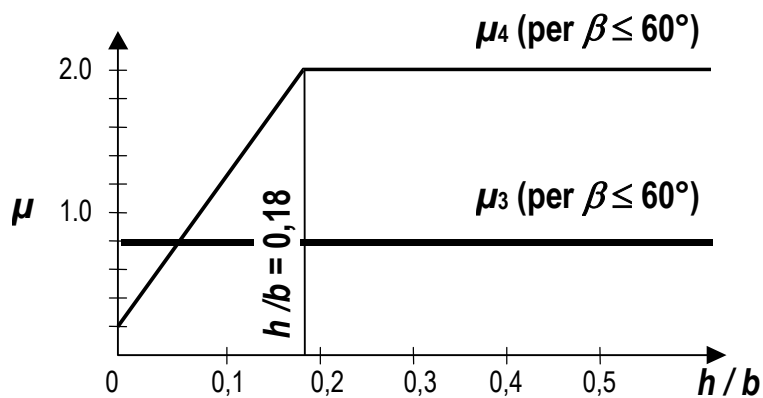


Fig. 7.7

e) *Discontinuità di quota delle coperture*

In corrispondenza di bruschi cambiamenti di quota delle coperture, relativamente alla copertura inferiore si considererà la distribuzione di carico più gravosa fra quella uniforme e quella corrispondente all'accumulo di neve, indicate in fig. 7.8.

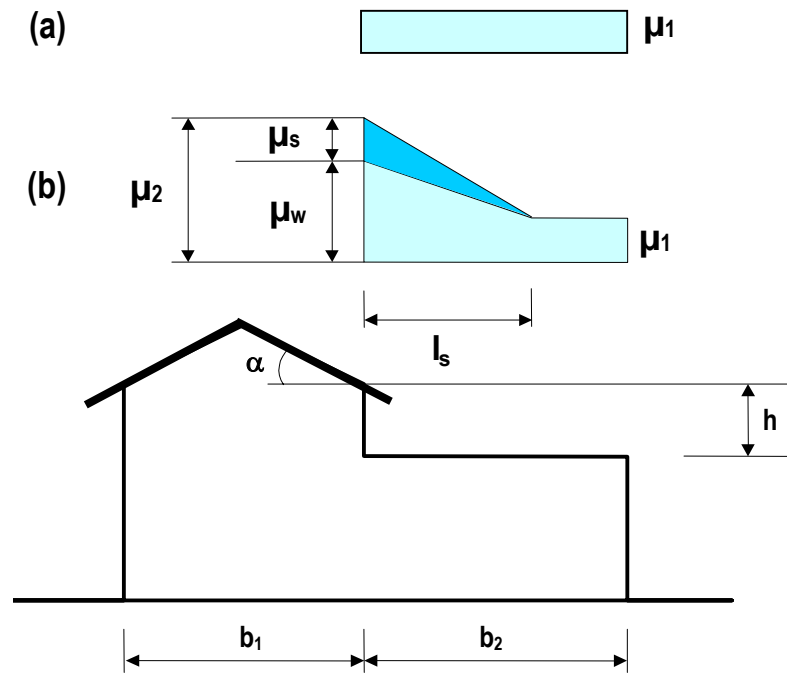


Fig. 7.8.

L'accumulo della neve su coperture a più livelli è causato dal trasporto dovuto al vento e allo scivolamento della neve dalle coperture poste a quote superiori. I coefficienti di forma sono determinati come descritto nel seguito:

$$\mu_1 = 0,8 \text{ (se la copertura è piana)}$$

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$$

dove:

μ_s è il coefficiente di forma dovuto allo scivolamento

$$\text{per } \alpha \leq 15^\circ, \quad \mu_s = 0$$

per $\alpha > 15^\circ$, μ_s corrisponde ad un carico addizionale pari al 50% del massimo carico da neve previsto sulla copertura adiacente posta a quota superiore, calcolato secondo quanto previsto al punto 7.2 b)

μ_w è il coefficiente di forma dovuto al vento

$$\mu_w = \gamma h/q_{sk} \leq (b_1 + b_2)/2h$$

con la limitazione: $0,8 \leq \mu_w \leq 4$, essendo γ la densità della neve, che per questo calcolo può essere assunta convenzionalmente pari a 2 kN/m^3

La lunghezza dell'accumulo è limitata a

$$l_s = 2h$$

con la limitazione: $5 \leq l_s \leq 15\text{m}$

Se $b_2 < l_s$ il coefficiente all'estremità della copertura inferiore è determinato per interpolazione tra μ_1 e μ_2 .

e) *Carico da neve su protezioni paraneve ed altri ostacoli sulla copertura*

La forza esercitata da una massa di neve contro una protezione verrà calcolata nell'ipotesi che il coefficiente di attrito fra neve e manto di copertura sia nullo. Pertanto, la forza nella direzione dello slittamento e per unità di lunghezza dell'ostacolo, è data da:

$$F_s = q_s b \sin \alpha$$

dove:

- $q_s = \mu_i q_{sk}$ è il carico da neve sulla copertura [kN/m^2],
- μ_i è il coefficiente di forma appropriato per la copertura,
- b è la distanza in piano dall'ostacolo al colmo o dall'ostacolo al successivo ostacolo (m),
- α è l'angolo di inclinazione della falda [$^\circ$].

7.3 Periodo di ritorno.

Eventuali riduzioni del carico di riferimento q_{sk} debbono essere autorizzate caso per caso dal Servizio Tecnico Centrale, sentito il Consiglio Superiore dei LL.PP.

In mancanza di specifiche indagini statistiche il valore di riferimento del carico da neve al suolo $q_{ref}(Tr)$, riferito ad un generico intervallo di ritorno Tr , è dato dall'espressione:

$$q_{ref}(Tr) = \alpha_{Rn} q_{sk}$$

Dove q_{sk} è il valore di riferimento del carico da neve al suolo associato ad un intervallo di ritorno di 50 anni;

α_{Rn} è un coefficiente fornito dalla figura 7.9, a cui corrisponde l'espressione

$$\alpha_{Rn} = \left\{ \frac{1 - V \frac{\sqrt{6}}{\pi} \left[\ln \left(- \ln \left(1 - \frac{1}{Tr} \right) \right) \right] + 0,57722}{(1 + 2,5923V)} \right\}$$

V è il coefficiente di variazione

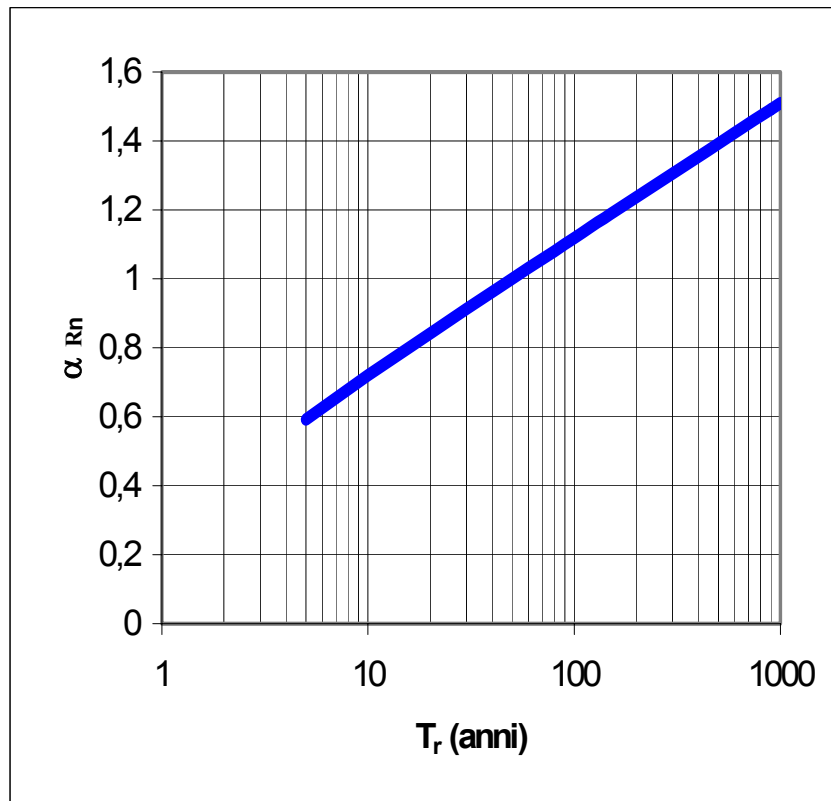


Fig. 7.9 Valori del coefficiente α_{Rn} in funzione del periodo di ritorno con coefficiente di variazione $V = 0,7$.

8 - AZIONI DEL VENTO.

Il vento, la cui direzione si considera di regola orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti definite al punto 8.1. Peraltro, per costruzioni di forma o tipologia inusuale, oppure di grande altezza o lunghezza, o di rilevante snellezza e leggerezza, o di notevole flessibilità e ridotte capacità dissipative, il vento può dare luogo ad effetti la cui valutazione richiede l'uso di metodologie di calcolo e sperimentali adeguate allo stato dell'arte e che tengano conto della dinamica del sistema.

8.1 Azioni statiche equivalenti.

Le azioni statiche del vento si traducono in pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione.

L'azione del vento sul singolo elemento viene determinata considerando la combinazione più gravosa della pressione agente sulla superficie esterna e della pressione agente sulla superficie interna dell'elemento.

Nel caso di costruzioni o elementi di grande estensione, si deve inoltre tenere conto delle azioni tangenti esercitate dal vento.

L'azione d'insieme esercitata dal vento su una costruzione è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando di regola, come direzione del vento, quella corrispondente

ad uno degli assi principali della pianta della costruzione; in casi particolari, come ad esempio per le torri a base quadrata o rettangolare (par. 8.7.5), si deve considerare anche l'ipotesi di vento spirante secondo la direzione di una delle diagonali.

8.2 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 8.4.;

c_e è il coefficiente di esposizione di cui al punto 8.6;

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 è riportato al punto 8.7 o 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. Il suo valore è riportato al punto 8.9.

Per strutture di altezza complessiva non superiore a 10 m è consentito l'impiego di un valore di pressione p_{0-10} costante sull'altezza e pari al 90% della pressione alla quota di 10 m:

$$p_{0-10} = 0.90 p_{10} = 0.90 q_{ref} c_{e,10} c_p c_d$$

dove

$c_{e,10}$ è il coefficiente di esposizione, calcolato a 10 m di altezza e riportato in Tabella 8.2 per $c_t = 1.0$.

8.3 Azione tangenziale del vento.

L'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione:

$$p_f = q_{ref} c_e c_f$$

dove

q_{ref} , c_e sono definiti ai punti 8.4 e 8.6;

c_f è il coefficiente d'attrito funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente. Il suo valore è riportato al punto 8.8.

8.4 Pressione cinetica di riferimento.

La pressione cinetica di riferimento q_{ref} (in N/m²) è data dall'espressione

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

nella quale

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

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m³.

La velocità di riferimento v_{ref} è il valore caratteristico della velocità del vento misurata a 10 m dal suolo su un terreno di II categoria (vedi tabella 8.2), mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni.

Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare si potrà fare riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione, utilizzando comunque valori della velocità di riferimento non inferiori a quelli previsti alla quota di 1500 m.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche v_{ref} è data dall'espressione

$$\begin{aligned} v_{ref} &= v_{ref,0} && \text{per } a_s \leq a_0 \\ v_{ref} &= v_{ref,0} + k_a (a_s - a_0) && \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m} \\ v_{ref} &= v_{ref,1500} && \text{per } a_s \geq 1500 \text{ m} \end{aligned}$$

dove

$v_{ref,0}$, a_0 , k_a sono dati dalla Tabella 8.1. in funzione della zona, definita in Figura 8.1., ove sorge la costruzione;

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



Fig. 8.1.

Tabella 8.1

Zona	Descrizione	$v_{ref,0}(m/s)$	$a_o(m)$	$k_a(1/s)$
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0.010
2	Emilia Romagna	25	750	0.015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0.015
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0.015
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0.015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0.015
7	Liguria	28	1000	0.015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0.010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0.015

8.5 Periodo di ritorno

Per strutture di particolare importanza, il progettista potrà adottare valori della velocità di riferimento del vento associati ad un periodo di ritorno superiore a 50 anni.

Per le costruzioni isolate che interessano soltanto marginalmente la pubblica incolumità o per le strutture a carattere temporaneo, eventuali riduzioni della velocità di riferimento associate ad un periodo di ritorno inferiore a 50 anni potranno essere autorizzate caso per caso dal Servizio Tecnico Centrale – Presidenza del Consiglio Superiore, sentito il Consiglio Superiore dei LL.PP.

In mancanza di indagini statistiche adeguate, la velocità di riferimento del vento $V_{ref}(T_R)$ riferita ad un generico periodo di ritorno T_R è data dall'espressione

$$V_{ref}(T_R) = \alpha_R \cdot V_{ref}$$

dove:

V_{ref} è la velocità di riferimento del vento associata a un periodo di ritorno di 50 anni;

α_R è un coefficiente fornito dalla figura 8.2., alla quale corrisponde l'espressione:

$$\alpha_R = 0,65 \left\{ 1 - 0,14 \ln \left[- \ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right] \right\}$$

nella quale il coefficiente di variazione viene assunto pari a 0,167.

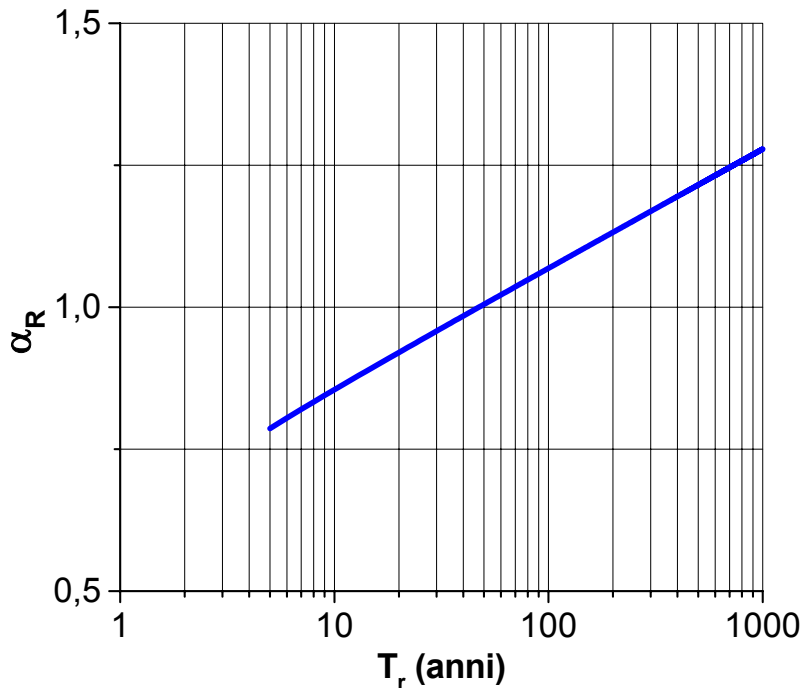


Fig. 8.2 – Valore del coefficiente α_R in funzione del periodo di ritorno.

8.6 Coefficiente di esposizione.

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

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

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

dove

k_r, z_0, z_{min} sono assegnati in Tabella 8.2 in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;
 c_t è il coefficiente di topografia.

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 8.4 riporta sia in forma grafica che tabellare i valori di c_e per le diverse categorie di esposizione.

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

In mancanza di dati che tengano conto, sia della diversa provenienza del vento, sia delle variazioni di rugosità del terreno, la categoria di esposizione è assegnata nella Fig. 8.3, in base alla sola posizione geografica del sito ove sorge la costruzione.

Tabella 8.2

Categorie di esposizione del sito		k_r	$Z_0(m)$	$Z_{min}(m)$	c_{e10}
I	Mare aperto (strutture off-shore e simili); Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna); Ghiacciai e superfici innevate per più di sei mesi all'anno.	0.17	0.01	2	2.776
II	Aree comprese entro 10 Km dalla costa; Laghi : di Garda, Maggiore, di Como, Trasimeno, di Bolsena e di Iseo e loro fascia costiera di 2 Km.	0.19	0.05	4	2.352
III	Aree comprese tra 10 e 30 Km dalla costa.	0.20	0.10	5	2.138
IV	Tutte le aree non ricadenti nelle precedenti Categorie.	0.22	0.30	8	1.783

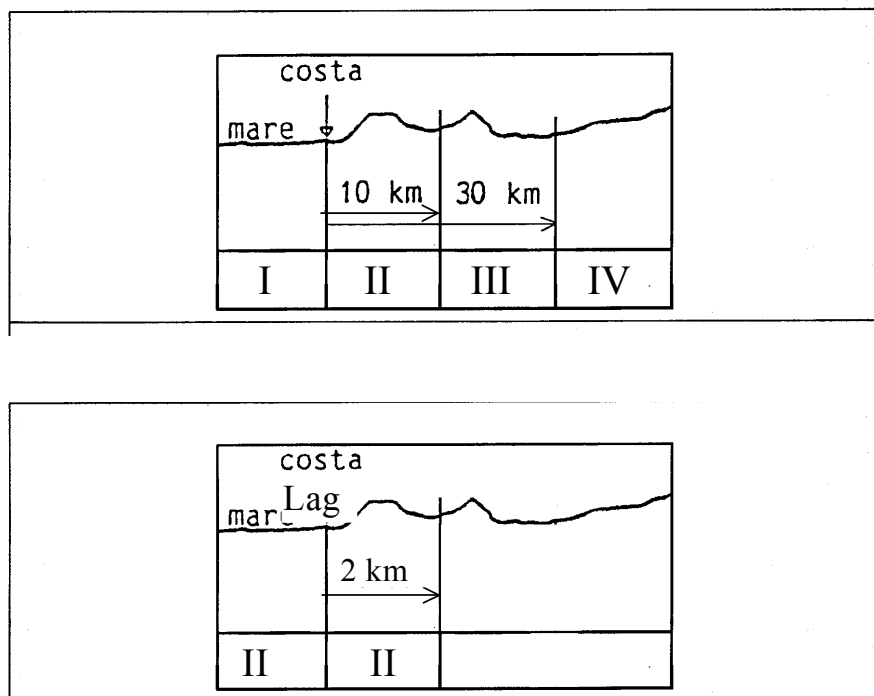


Fig. 8.3

(*) laghi: di Garda, Maggiore, di Como, Trasimeno, di Bolsena, di Iseo.

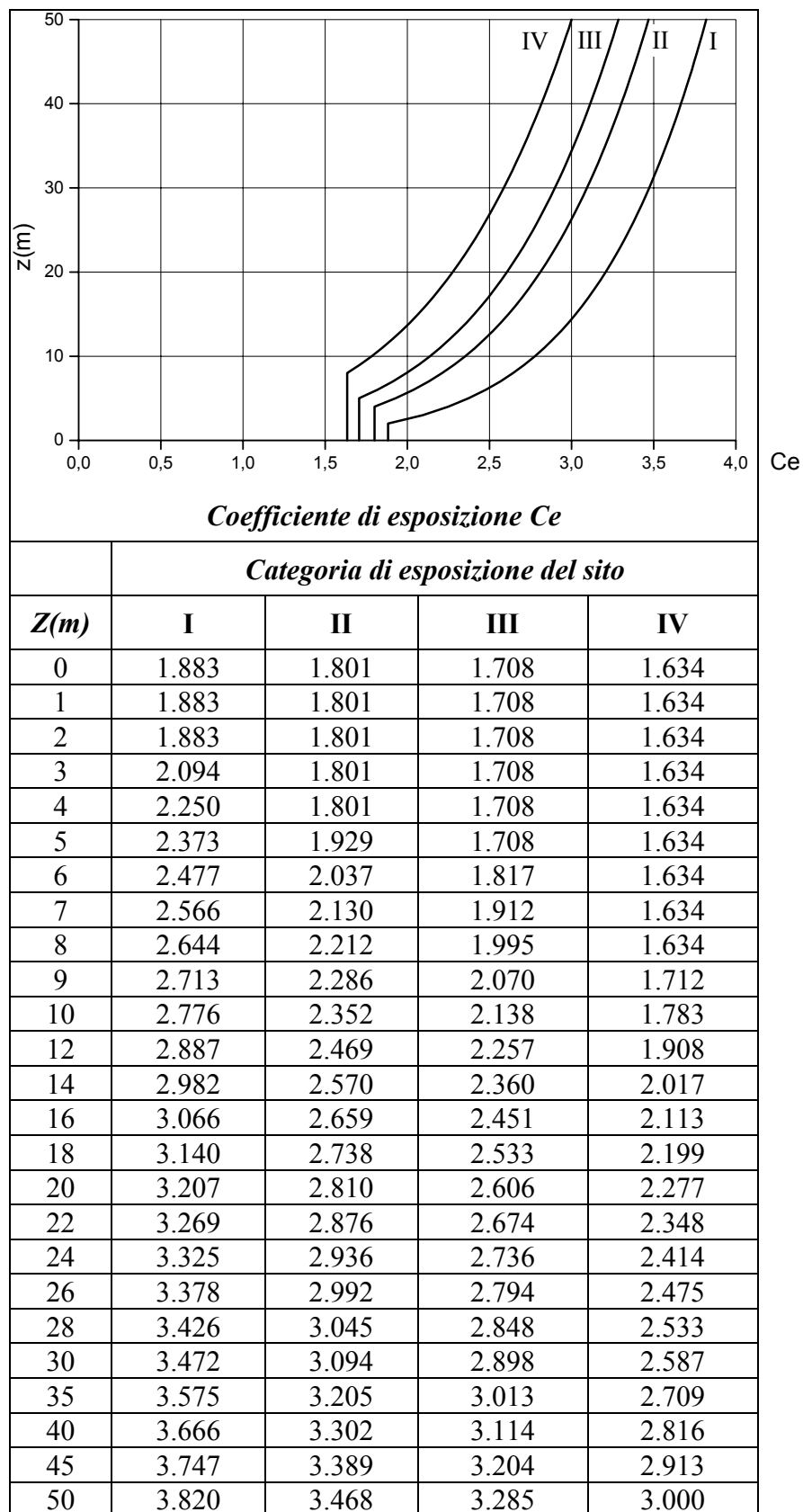


Fig. 8.4

8.7 Coefficiente di forma (o aerodinamico)

In assenza di valutazioni più precise, suffragate da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento, si assumono i valori riportati ai punti seguenti, con l'avvertenza che si intendono positive le pressioni dirette verso l'interno delle costruzioni.

8.7.1 Edifici a pianta rettangolare con coperture piane a falde inclinate o curve.

Per la valutazione della pressione esterna si assumerà (vedere figura 8.5):

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

$$c_{pe} = + 0,8$$

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

$$c_{pe} = +0,03 \cdot \alpha - 1 \quad (\alpha \text{ in gradi})$$

- 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):

$$c_{pe} = - 0,4$$

Per la valutazione della pressione interna si assumerà (vedere figura 8.6.):

- per costruzioni che hanno (o possono anche avere in condizioni eccezionali) una parete con aperture di superficie minore di 1/3 di quella totale:

$$c_{pi} = \pm 0,2$$

(scegliendo il segno che dà luogo alla combinazione più sfavorevole);

- per costruzioni che hanno (o possono anche avere in condizioni eccezionali) una parete con aperture di superficie non minore di 1/3 di quella totale:

$$c_{pi} = + 0,8 \text{ quando la parete aperta è sopravvento;}$$

$$c_{pi} = - 0,5 \text{ quando la parete aperta è sottovento o parallela al vento;}$$

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

$$c_{pe} + c_{pi} = \pm 1,2 \text{ per gli elementi normali alla direzione del vento;}$$

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

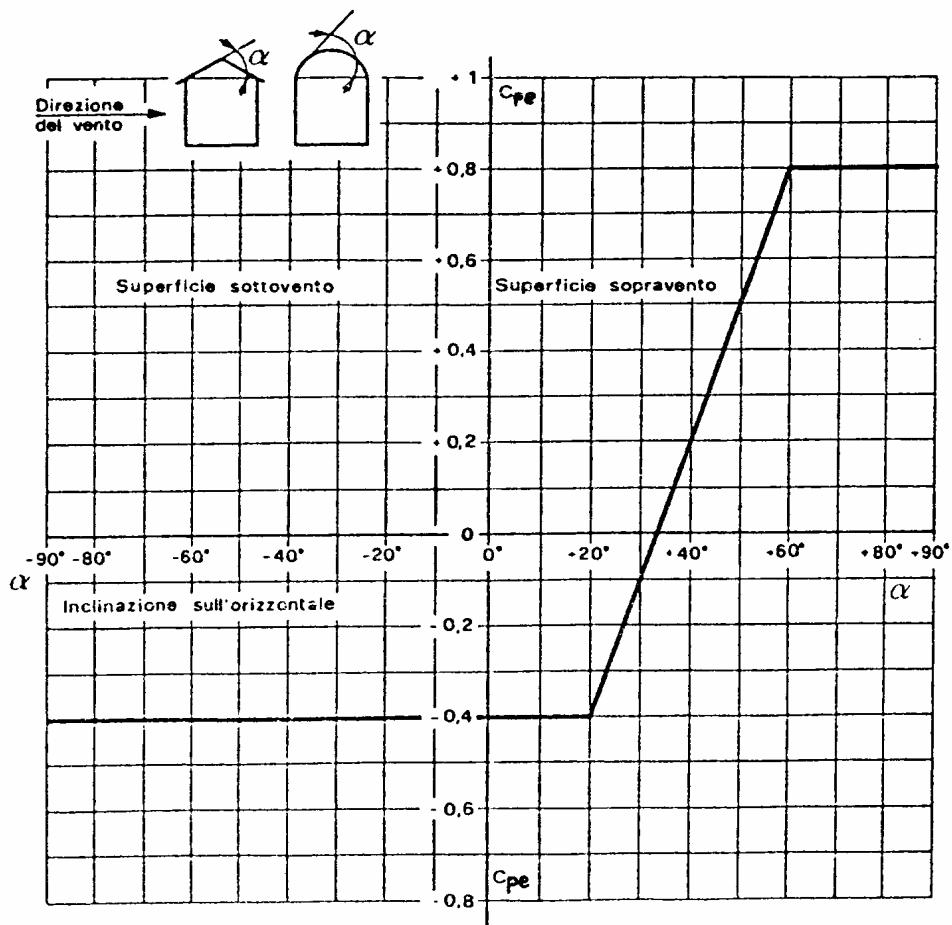


Fig. 8.5

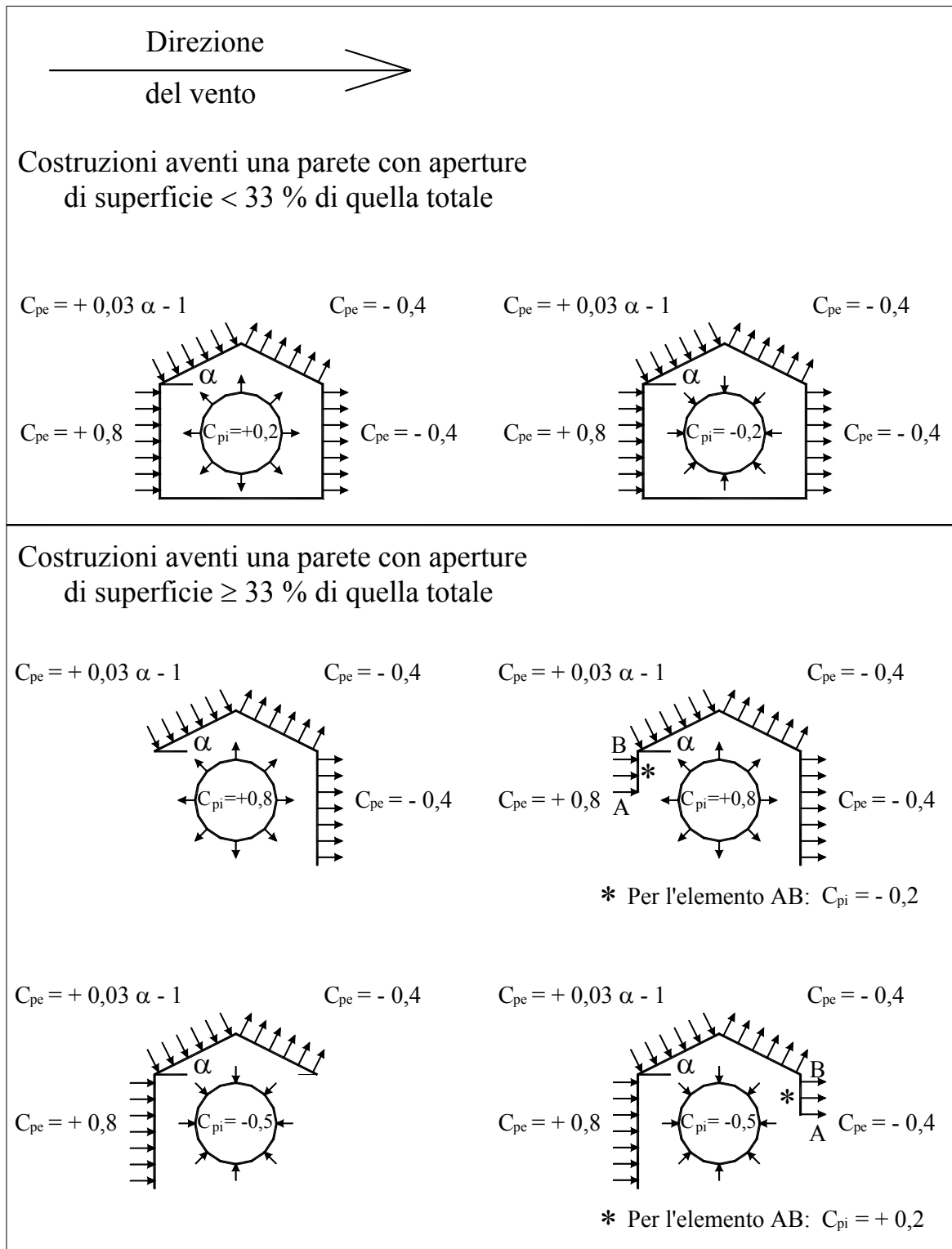


Fig. 8.6

8.7.2 Coperture multiple

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

8.7.2.1 - Per la determinazione delle azioni dovute al vento diretto normalmente alle linee di colmo si procede alle valutazioni seguenti.

Azioni esterne sui singoli elementi:

- per la prima copertura colpita dal vento valgono i coefficienti stabiliti nel punto 8.7.1;
- per la seconda copertura il coefficiente relativo allo spiovente sopravvento viene ridotto del 25%;
- per tutte le coperture successive i coefficienti relativi ad ambedue gli spioventi vengono ridotti del 25%.

Azioni d'insieme:

- si applicano al primo e all'ultimo spiovente le pressioni valutate secondo i coefficienti indicati nel punto 8.7.1;
- contemporaneamente si considera applicata alla superficie proiettata in piano di tutte le parti del tetto, una azione superficiale orizzontale di tipo tangenziale il cui valore unitario è assunto convenzionalmente pari a: $0,10 \cdot q_{ref} \cdot c_e$

8.7.2.2 - Per la determinazione delle azioni dovute al vento diretto parallelamente alle linee di colmo (e ai piani di falda) si considererà in ogni caso un'azione tangente come definita al punto 8.3, utilizzando i coefficienti di attrito indicati in Tabella 8.3 al punto 8.8.

8.7.3 Tettoie e pensiline isolate

Per tettoie o pensiline isolate ad uno o due spioventi per le quali il rapporto tra l'altezza totale sul suolo o la massima dimensione in pianta non è maggiore di uno, si assumeranno i seguenti valori del coefficiente c_p :

Per elementi con spioventi con inclinazione sull'orizzontale $\alpha \neq 0^\circ$:

- *tettoie e pensiline a due spioventi piani (vedere figura 8.7)*

$$\begin{array}{ll} c_p = \pm 0,8 \cdot (1 + \sin\alpha) & \text{per spiovente sopravvento} \\ c_p = 0,6 & \text{per spiovente sottovento} \end{array}$$

- *tettoie e pensiline a un solo spiovente piano (vedere figura 8.7)*

$$c_p = \pm 1,2 \cdot (1 + \sin\alpha)$$

(scegliendo il segno che dà luogo alla combinazione più sfavorevole);

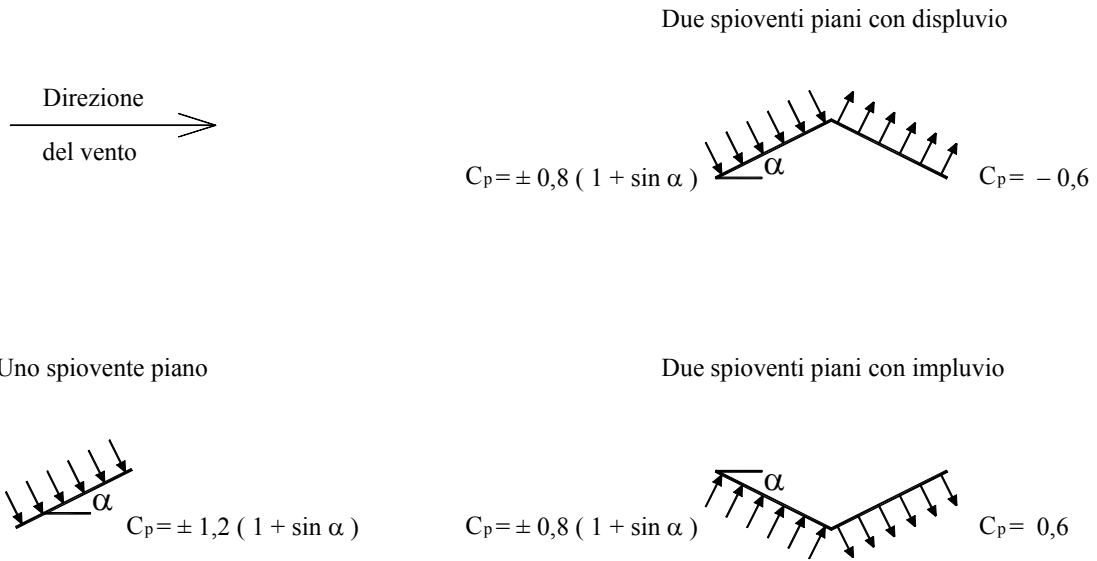


Fig. 8.7

Per tettoie e pensiline di qualsiasi tipologia, con spioventi con inclinazione sull'orizzontale $\alpha = 0^\circ$:

$$c_p = \pm 1,2$$

8.7.4 Travi ad anima piena e reticolari

Travi isolate.

Indicate con:

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 va considerata agente solo su S_p e va valutata utilizzando i seguenti valori per il coefficiente c_p :

$$c_p = 2 - \frac{4}{3} \cdot \varphi \quad \text{per } 0 \leq \varphi < 0,3$$

$$c_p = 1,6 \quad \text{per } 0,3 \leq \varphi \leq 0,8$$

$$c_p = 2,4 - \varphi \quad \text{per } 0,8 < \varphi \leq 1$$

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

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

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

Per $d/h \geq 5$ gli elementi vengono considerati come isolati.
Per $2 < d/h < 5$ si procede all'interpolazione lineare.

8.7.5 Torri e pali a traliccio a sezione rettangolare o quadrata.

Per torri e pali a traliccio a sezione rettangolare o quadrata, per vento spirante normalmente ad una delle pareti, salvo più accurate valutazioni, i coefficienti di forma sono da valutare nel modo seguente:

$$c_p = \begin{cases} 2,4 & \text{per torri con elementi tubolari a sezione circolare} \\ 2,8 & \text{per torri con elementi di forma di sezione diversa dalla circolare} \end{cases}$$

L'azione di insieme esercitata dal vento spirante normalmente ad una delle pareti va valutata con riferimento alla superficie della parte piena di una sola faccia.

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

Salvo documentazione specifica, i medesimi coefficienti si adottano cautelativamente anche per torri a sezione triangolare per le quali non è da applicare il coefficiente 1,15 suddetto.

8.7.6 Corpi cilindrici

Per i corpi cilindrici a sezione circolare di diametro d e lunghezza h i coefficienti di forma sono i seguenti:

$$c_p = \begin{cases} 1,2 & \text{per } d \cdot \sqrt{q} \leq 2,2 \\ (1,783 - 0,263 \cdot d \cdot \sqrt{q}) & \text{per } 2,2 < d \cdot \sqrt{q} < 4,2 \\ 0,7 & \text{per } d \cdot \sqrt{q} \geq 4,2 \end{cases}$$

essendo d espresso in metri e $q = q_{ref} \cdot c_e$ (N/m^2), con q_{ref} , c_e definiti rispettivamente ai punti 8.4 e 8.6.

L'azione di insieme esercitata dal vento va valutata con riferimento alla superficie proiettata nel piano ortogonale alla direzione del vento.

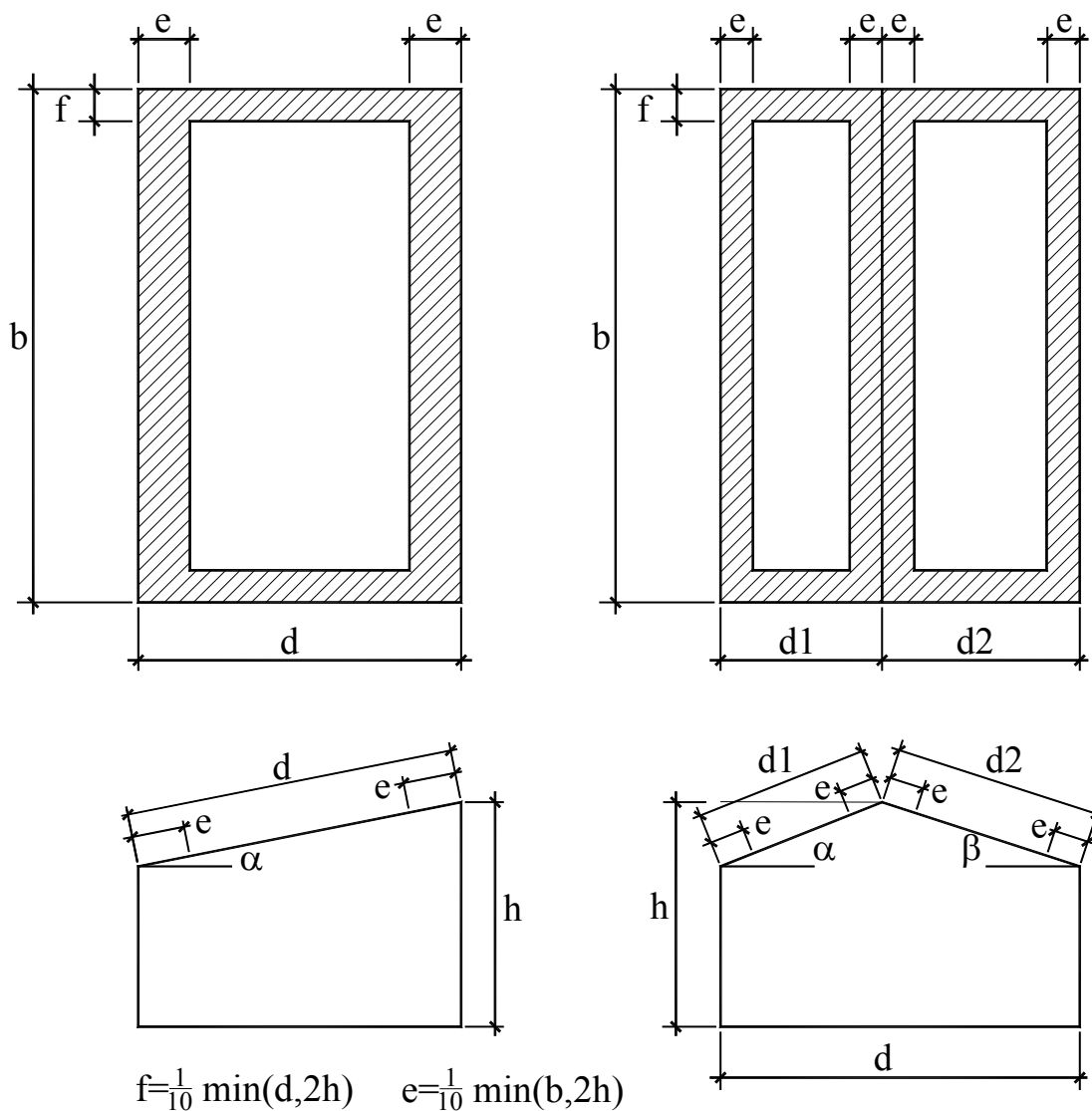
Le espressioni sopra indicate valgono anche per i corpi prismatici a sezione di poligono regolare di otto o più lati, essendo d il diametro del cerchio circoscritto.

8.7.7 Corpi sferici

Per una sfera di raggio R l'azione di insieme esercitata dal vento va valutata con riferimento alla superficie proiettata sul piano ortogonale alla direzione del vento, $S = \pi \cdot R^2$, utilizzando il coefficiente $c_p = 0,35$.

8.7.8 Pressioni massime locali

a) Nei casi di cui ai punti 8.7.1, 8.7.2 e 8.7.3, nelle zone di discontinuità della forma esterna della costruzione ed, in particolare, nelle strutture secondarie disposte nella fascia perimetrale dell'edificio ed in corrispondenza dei displuvi, il valore assoluto del coefficiente di pressione può subire sensibili incrementi (vedere fig. 8.9). Tali effetti, dovuti a vorticosità locale, in assenza di specifiche prove in galleria del vento, potranno essere valutati assumendo, per le zone comprese nelle fasce sopra descritte, il coefficiente $c_p = -1.8$.



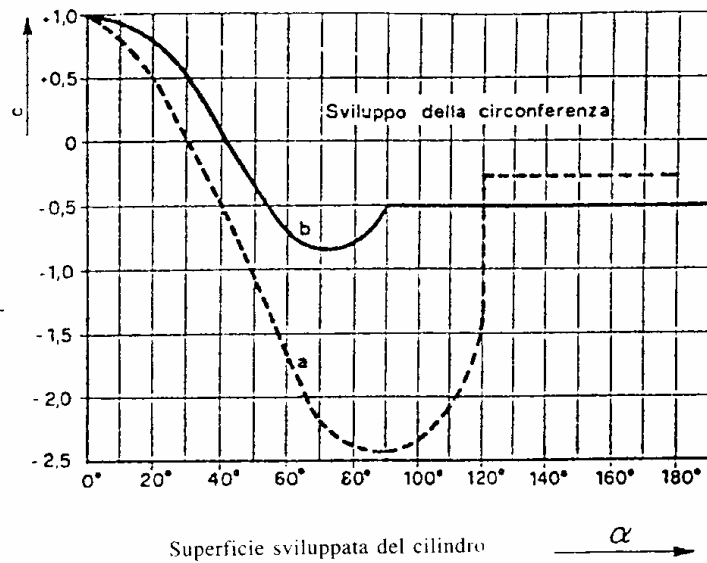
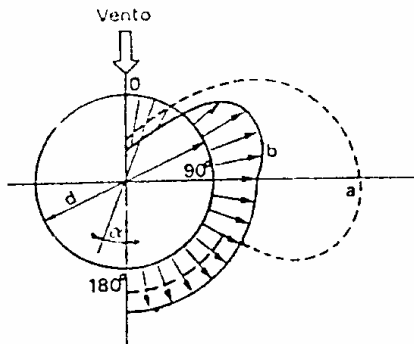
a) Copertura ad una falda

b) Copertura a due falde

Fig. 8.9

b) nei casi di cui ai punti 8.7.6 e 8.7.7 le pressioni massime locali vanno determinate utilizzando il coefficiente di forma c , la cui distribuzione è rappresentata in figura 8.8.

Distribuzione della pressione esterna sulle superfici cilindriche e sferiche



Curva a per superfici lisce (metalli, intonaco liscio)

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

α	Per le curve		α	Per le curve	
	a	b		a	b
0°	+ 1,00	+ 1,00	70°	- 2,15	- 0,80
10°	+ 0,90	+ 0,95	80°	- 2,37	- 0,73
20°	+ 0,55	+ 0,80	90°	- 2,45	- 0,50
30°	+ 0,05	+ 0,50	100°	- 2,38	- 0,50
40°	- 0,50	0	110°	- 2,10	- 0,50
50°	- 1,10	- 0,45	115°	- 1,24	- 0,50
60°	- 1,70	- 0,72	120°-180°	- 0,25	- 0,50

Coefficiente di forma c

Fig. 8.8

Le pressioni massime locali non vengono messe in conto per la determinazione delle azioni d'insieme.

8.8 Coefficiente di attrito

In assenza di più precise valutazioni suffragate da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento, si assumeranno i valori riportati nella Tabella 8.3.

Tabella 8.3

Superficie	Coefficiente d'attrito c_f
Liscia (acciaio, cemento a faccia liscia..)	0,01
Scabra (cemento a faccia scabra, catrame..)	0,02
Molto scabra (ondulata, costolata, piegata..)	0,04

8.9 Coefficiente dinamico

In mancanza di più precise valutazioni suffragate da opportuna documentazione, le figure 8.10 e 8.11 forniscono il coefficiente dinamico degli edifici e delle ciminiere di altezza minore di 200 m. La figura 8.12 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 dalla figura 8.11 è maggiore di 1,2 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 figure precedenti il coefficiente dinamico sarà valutato secondo procedimenti di comprovata affidabilità.

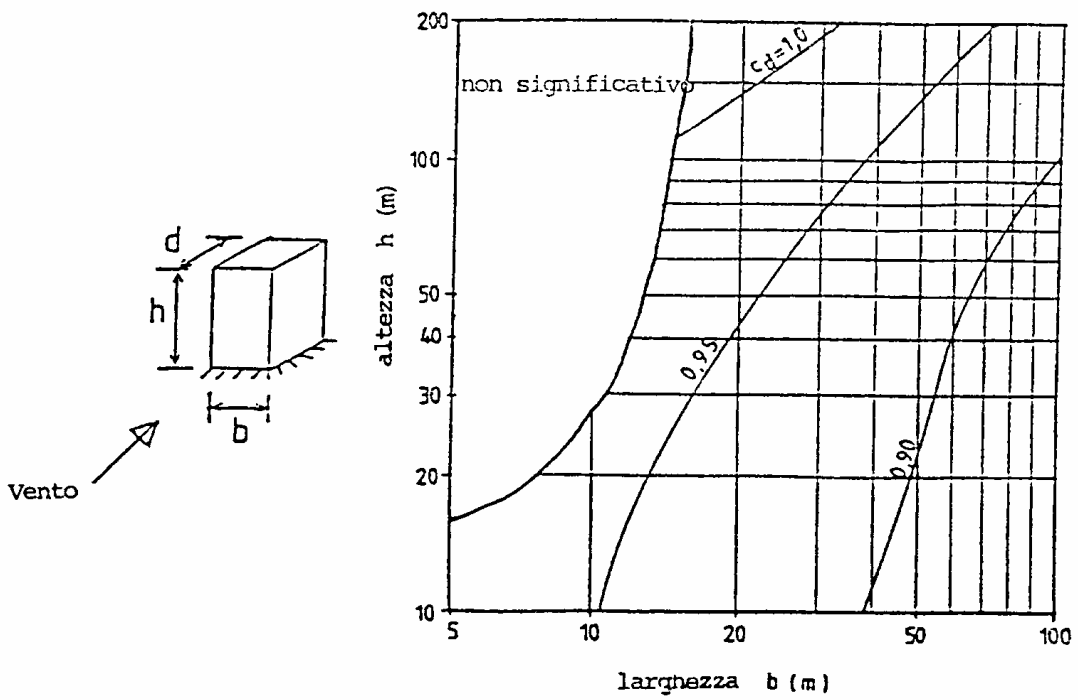


Fig. 8.10(a) – Edifici in c.a. o muratura

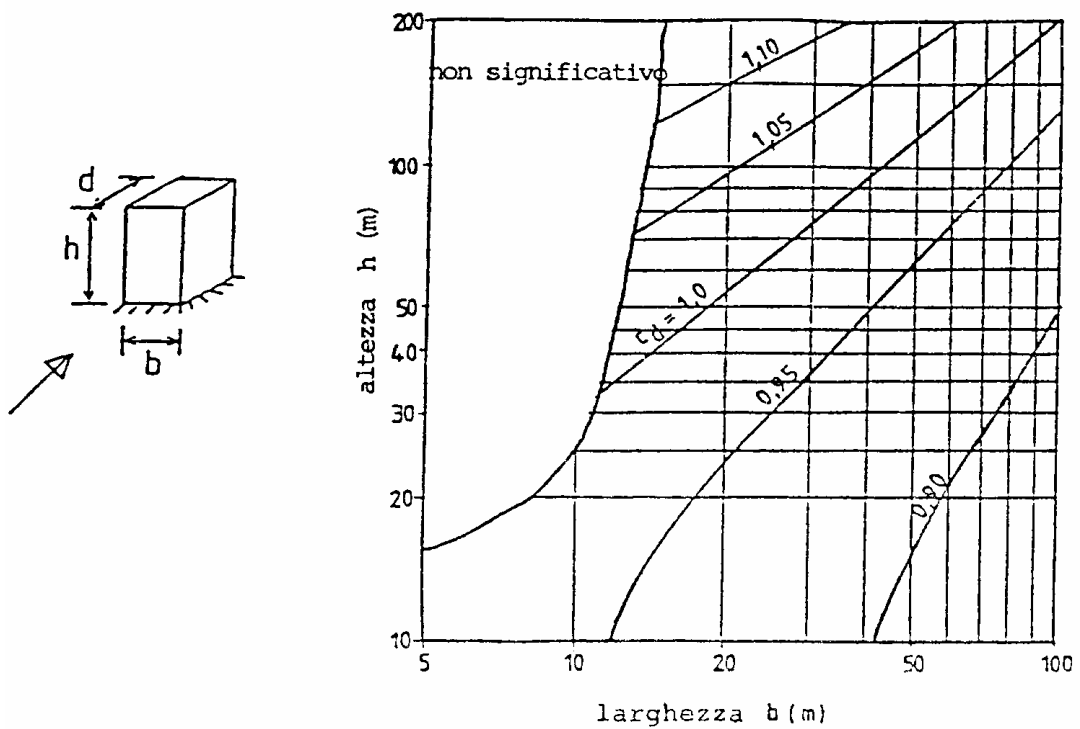


Fig. 8.10(b) – Edifici a struttura in acciaio

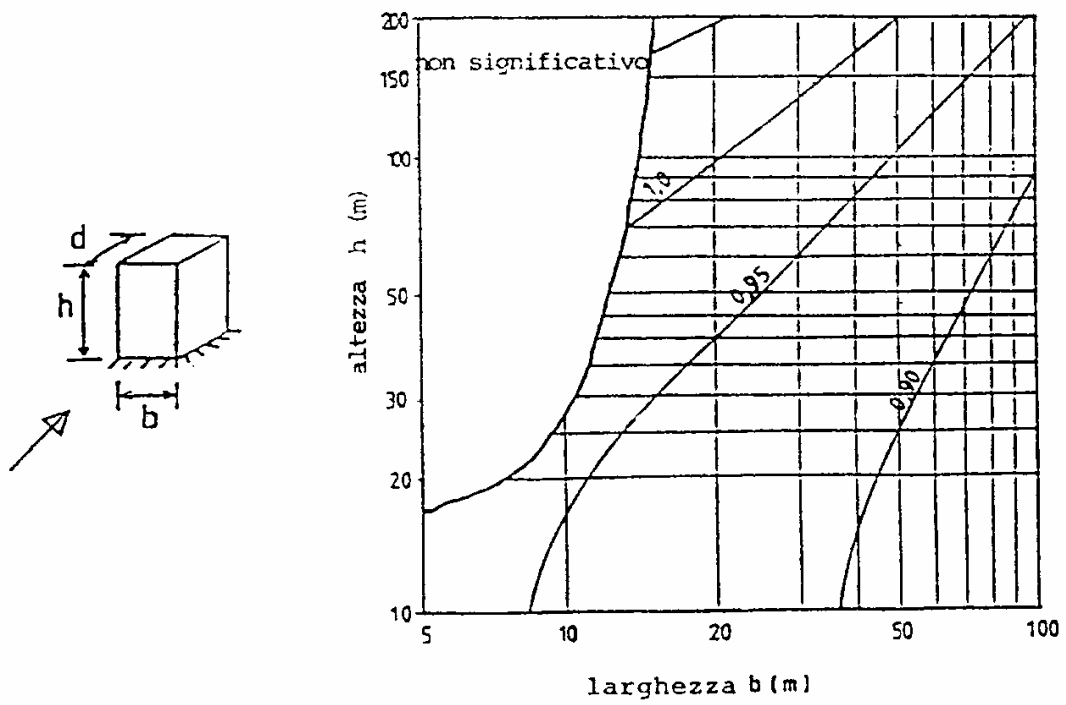


Fig. 8.10(c) – Edifici a struttura composta acciaio-calcestruzzo o edifici in acciaio con travi composte

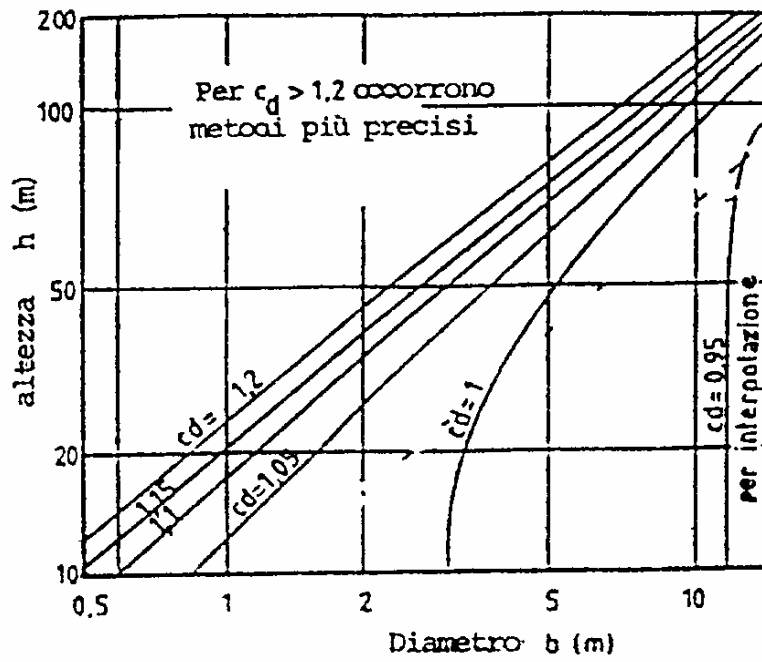


Fig. 8.11(a) – Ciminiere in acciaio, saldate, senza rivestimento interno

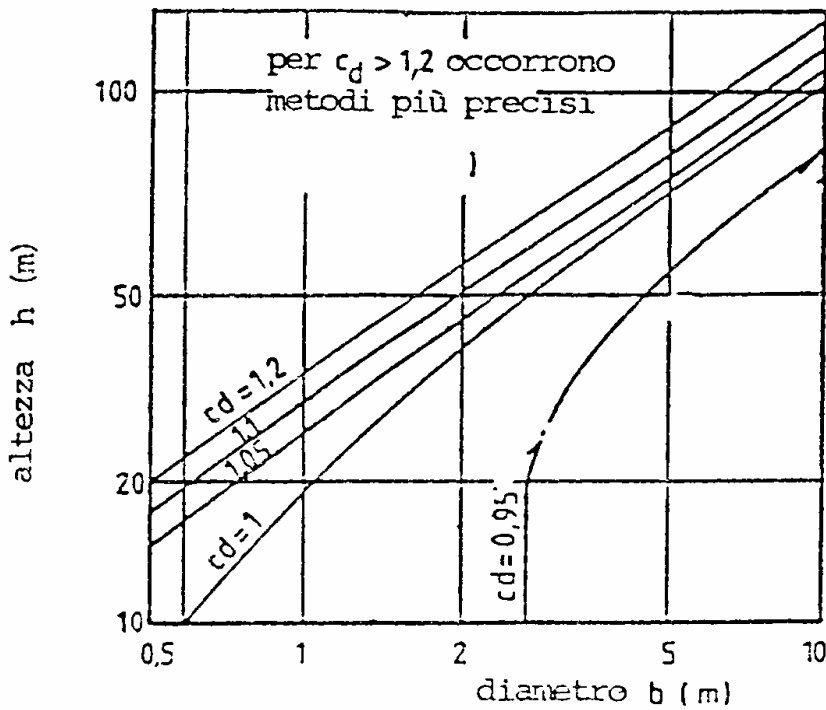


Fig. 8.11(b) – Ciminiere in acciaio, saldate, con rivestimento interno

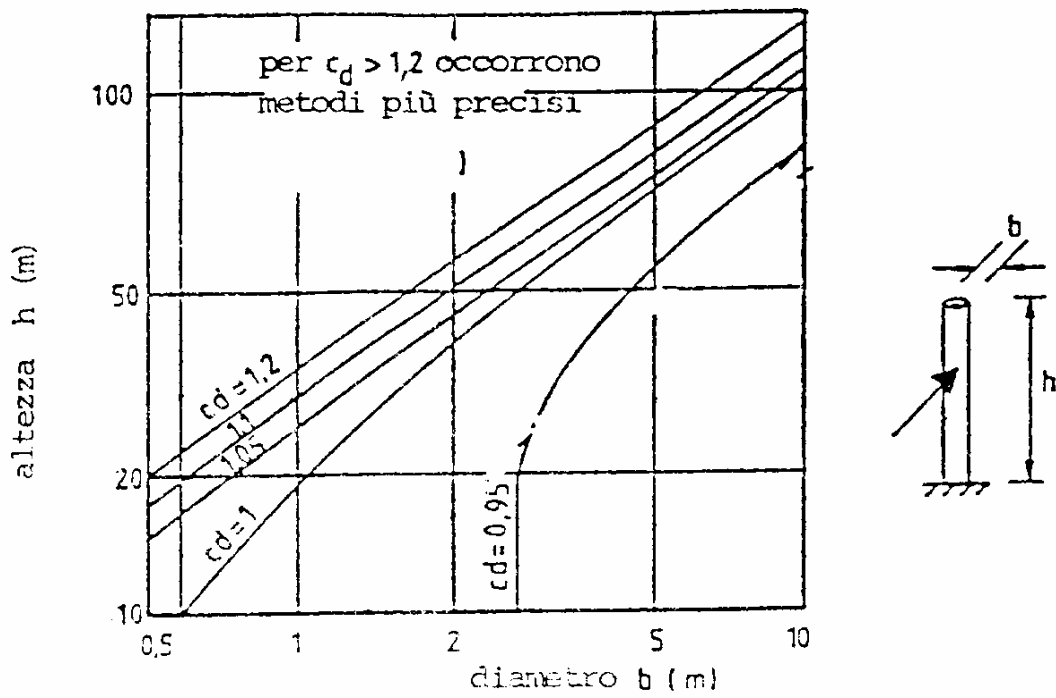


Fig. 8.11(c) – Ciminiere in c.a.

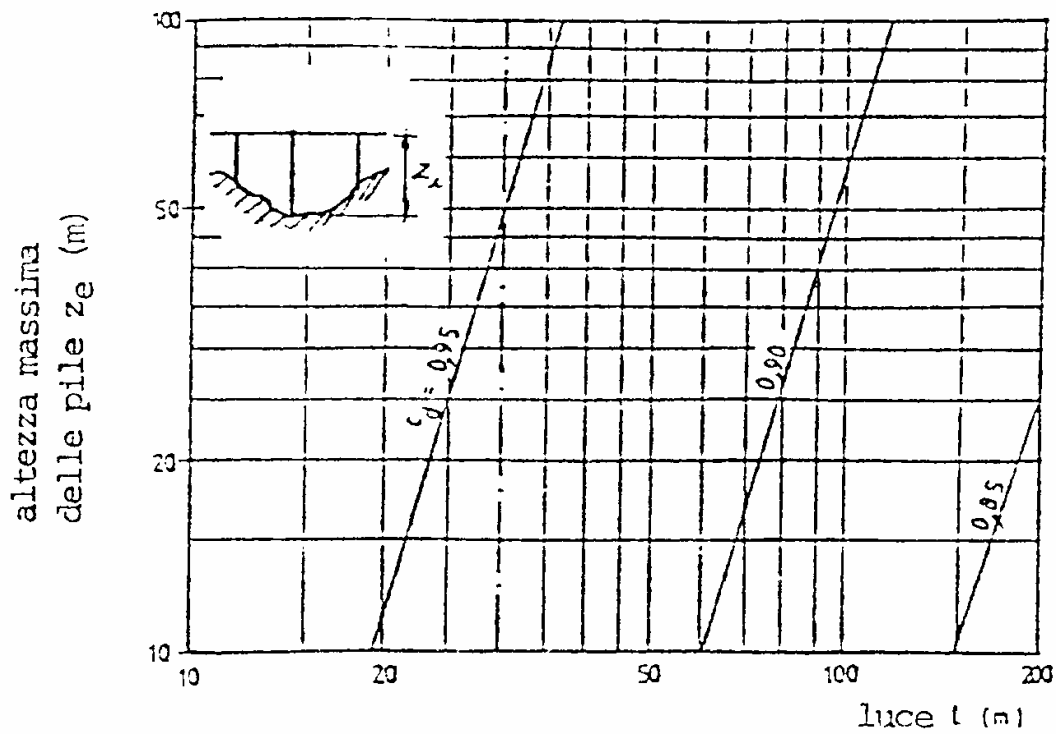


fig. 8.12 – Ponti stradali, ferroviari e pedonali

8.10 Distacco di vortici

Per strutture o elementi strutturali snelli di forma cilindrica quali ciminiere, torri per l'illuminazione, elementi di travi reticolari, ponti e in qualche caso edifici alti si deve tenere conto dell'effetto dinamico dovuto al fenomeno del "distacco di vortici". Questo fenomeno consiste nel distacco alternato dei vortici da un lato e dall'altro del corpo, ortogonalmente rispetto alla direzione del vento e all'asse del corpo cilindrico. La frequenza di tale eccitazione è data dalla formula di Strouhal:

$$f_s = St V / b$$

ove b è la dimensione della sezione trasversale perpendicolare alla direzione del vento,

V è la velocità del vento

St è il numero di Strouhal pari a 0,2 nel caso di sezioni circolari, e pari a valori compresi fra 0,06 e 0,5 nel caso di sezioni rettangolari

Valori del coefficiente di Strouhal per altre sezioni possono essere ricavati da prove sperimentali e/o da letteratura specialistica.

Quando la frequenza di Strouhal f_s eguaglia una frequenza propria della struttura si possono avere condizioni di risonanza con ampiezze tanto più grandi quanto più piccolo è lo smorzamento.

Quando siano da temersi importanti effetti di fatica causati dalla continuità dell'azione del distacco dei vortici, occorrerà adottare particolari cautele ed effettuare opportune verifiche basate su prove sperimentali e metodi analitici comprovati.

8.11 Fenomeni di natura aeroelastica

L'azione del vento su un corpo viene indicata come sovrapposizione di forze di natura aerodinamica (sostanzialmente indipendenti dal moto relativo fra corpo e fluido) e di natura aeroelastica (o autoeccitate, in cui la presenza del moto del corpo è condizione necessaria per il loro insorgere).

Le forze aerodinamiche funzioni del moto e delle velocità del vento cambiano il comportamento della struttura modificando frequenze proprie e fattori di smorzamento.

Se il coefficiente di smorzamento all'aumentare della velocità passa da positivo a negativo, al disopra di tale velocità critica si ha instabilità che può essere classificata ad un grado di libertà quale quella che si verifica su corpi con forma tozza o a due gradi di libertà tipo flutter per profili di tipo allungato od alare. Questi fenomeni devono essere studiati con opportune prove aeroelastiche in galleria del vento e con procedimenti analitici adeguatamente comprovati.

9 VARIAZIONI TERMICHE.

Si considerano le variazioni di temperatura rispetto a quella iniziale di riferimento, assunta quale convenzionale zero termico.

Per gli edifici la variazione termica massima nell'arco dell'anno, nel singolo elemento strutturale è assunta convenzionalmente pari a:

•Strutture in c.a. e c.a.p.:

esposte $\pm 15^{\circ}\text{C}$;

protette $\pm 10^{\circ}\text{C}$;

•Strutture in acciaio:

esposte $\pm 25^{\circ}\text{C}$;

protette $\pm 15^{\circ}\text{C}$;

Di regola, per le strutture monodimensionali, la variazione termica si può considerare uniforme sulla sezione e costante su ogni elemento strutturale.

Opportuna attenzione deve essere posta nella schematizzazione dei vincoli a terra nella modellazione strutturale di calcolo sia per le strutture in c.a. che per le strutture in acciaio.

In casi particolari può essere necessario considerare, oltre alla variazione uniforme, anche una seconda distinta condizione di più breve durata con variazione lineare della temperatura nella sezione.

Va inoltre tenuto presente che possono aversi differenze di temperatura tra struttura ed elementi non strutturali ad essa collegati.