

NORME TECNICHE PER CARICHI E SOVRACCARICHI

Il Ministro dei LL.PP. ha emanato con decreto 3 ottobre 1978 (v. in fascicolo 10-11/1978, pag. 413, anche per la nota esplicativa), una normativa tecnica concernente i criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi.

Tale normativa risulta adottata ai sensi dell'art. 1 della legge 2 febbraio 1974, n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche, ma la disposizione riveste portata di carattere generale e costituisce la prima attivazione dell'art. 1 della legge 64/1974.

Secondo l'opinione espressa dal Consiglio Superiore dei LL.PP. nel voto n. 826 del 26-27/4/1977 infatti, i carichi ed i sovraccarichi, e le loro combinazioni, cioè le azioni che agiscono o si prevede possano agire sulle costruzioni, nonché i criteri generali per le verifiche di sicurezza, sono tema fondamentale e comune ad ogni altra normativa tecnica.

Per quanto concerne la individuazione del campo di applicazione delle norme in esame la espressa indicazione delle « costruzioni ad uso civile ed industriale » e di « tutte le costruzioni da realizzare nel campo dell'ingegneria civile per quanto non in contrasto con vigenti norme specifiche », sembra risolva i problemi relativi al rapporto con il D.M. che detta le norme tecniche per la esecuzione delle opere in c.a. precompresso e per le strutture metalliche.

Come detto, il D.M. 3 ottobre 1978 è stato riportato nel fasc. 10-11/1978, a pag. 413. Facciamo ora seguire la circolare ministeriale contenente le istruzioni per l'applicazione, per comodità dei nostri abbonati riportata integralmente anche nella parte che ha già trovato collocazione nel D.M.; nel testo abbiamo cercato di emendare alcune delle inesattezze che compaiono nella copia diffusa presso Ordini professionali ed altri Enti.

Circ. LL.PP. 9 novembre 1978 n. 18591

Istruzioni relative ai carichi, sovraccarichi ed ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni.

PARTE I - VERIFICA DI SICUREZZA DELLE STRUTTURE.

1. Capitolo 1 — *Criteri generali di verifica.*
 - 1.1. Campo di applicazione.
 - 1.2. Unità di misura.
 - 1.3. I materiali.
 - 1.4. Scopo delle verifiche di sicurezza.
 - 1.5. Metodi di verifica.
2. Capitolo 2 — *Metodo semi-probabilistico agli stati limite.*
 - 2.1. Introduzione ai principi generali.
 - 2.2. Metodologia probabilistica.
 - 2.3. Valori caratteristici.
 - 2.4. Valori di calcolo.

PARTE II - AZIONI SULLE COSTRUZIONI.

1. Generalità sulle azioni.
2. Carichi permanenti.
3. Sovraccarichi.
 - 3.1. Carichi di esercizio.
 - 3.2. Neve.
 - 3.3. Spinta delle terre e dei materiali insilati.
 - 3.4. Vento.
4. Variazioni termiche.
5. Ritiro.
6. Fenomeni viscosi.
7. Condizioni di carico.

PARTE I - VERIFICA DI SICUREZZA DELLE STRUTTURE.

Capitolo 1 — CRITERI GENERALI DI VERIFICA.

1.1. Campo di applicazione.

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 (1).

1.2. Unità di misura.

I valori numerici riportati nelle presenti norme sono espressi in unità: metro/chilogrammo-forza/secondo. E' consentito anche l'impiego del sistema internazionale di unità S.I.

1.3. Materiali.

Per le proprietà dei materiali e la loro determinazione si rinvia alle prescrizioni di cui alle norme vigenti.

1.4. Scopo delle verifiche di sicurezza.

Scopo delle verifiche è di 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 e che sia assicurata la sua conservazione nel tempo.

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 (2).

1.5. Metodi di verifica.

I metodi di verifica ammessi dalle presenti norme sono:

a) il metodo convenzionalmente denominato « metodo delle tensioni ammissibili »;

b) il « metodo semi-probabilistico agli stati limite » (come illustrato al Cap. 2).

Oltre ai metodi a) e b) sono consentiti altri metodi di verifica scientificamente comprovati, purché venga assicurata una sicurezza non inferiore a quella ottenuta con l'applicazione dei sopradetti metodi (3).

Il metodo delle tensioni ammissibili è quello finora più comunemente conosciuto ed impiegato e può considerarsi perciò « tradizionale », anche in quanto, fino all'entrata in vigore delle norme tecniche di cui al D.M. 30 maggio 1972 per le costruzioni in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica, è stato l'unico considerato ed ammesso dalle precedenti norme legislative.

Per questo motivo si ritiene di poter omettere la specificazione di definizioni, metodologia e criteri, che invece viene fatta per il metodo semi-probabilistico agli stati limite nel successivo Capitolo 2.

Tuttavia non è difficile riconoscere che molte specificazioni qui inquadrare nella descrizione di quest'ultimo metodo corrispondono in realtà a delle procedure tradizionalmente seguite nell'ambito del metodo delle tensioni ammissibili.

Capitolo 2 — METODO SEMI-PROBABILISTICO AGLI STATI LIMITE.

2.1. Introduzione ai principi generali.

2.1.1. Premessa.

Secondo il metodo « semi-probabilistico agli stati limite » la sicurezza nei

(1) Identico al punto 1 dei « Criteri generali » allegati al D.M. 3-10-1978 (in fasc. 10-11/1978, pag. 413).

(2) Identico al punto 2.1 dei « Criteri generali » allegati al D.M.

(3) Identico al punto 2.2 dei « Criteri generali » allegati al D.M.

riguardi delle condizioni giudicate pregiudizievoli (stati limite) viene garantita, per quanto possibile, su basi statistiche.

2.1.2. Definizione degli stati limite.

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:

- a) stati limite ultimi, corrispondenti al valore estremo della capacità portante o comunque al raggiungimento di condizioni estreme;
- b) stati limite di esercizio, legati alle esigenze di impiego normale e di durata.

2.1.2.1. Stati limite ultimi.

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;
- degradazione o corrosione che rendano necessaria la sostituzione della struttura o di sue parti fondamentali.

Non si effettueranno di regola delle verifiche nei riguardi del raggiungimento degli stati-limite ultimi per effetto di azioni eccezionali quali uragani, esplosioni, urti, ecc.; tuttavia la concezione strutturale, i dettagli costruttivi ed i materiali usati dovranno essere tali da evitare che la struttura possa essere danneggiata in misura sproporzionata alla causa.

In presenza di cicli di carico di notevole intensità si effettuerà anche la verifica nei riguardi della formazione di meccanismi da collasso incrementale.

2.1.2.2. Stati limite di esercizio.

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

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

2.1.3. Verifiche da effettuare.

Occorre effettuare, con riferimento a quanto esposto nel punto precedente:

- verifiche agli stati limite ultimi;
- verifiche agli stati limite di esercizio.

2.1.4. Azioni da considerare nelle verifiche.

Per la determinazione delle sollecitazioni S (*) nei vari stati limite, si deve tener conto delle seguenti azioni F (**):

- a) le azioni dirette (forze): carichi permanenti (peso proprio ed altri

(*) Si indica « sollecitazione » o « caratteristica » della sollecitazione S ogni effetto od insieme di effetti interni (forza normale, momento flettente, forza di taglio, ecc.) che, a causa delle azioni, si determinano nella struttura; più in generale si potrà indicare con « S » ogni « effetto od insieme di effetti » (ivi comprese deformazioni, aperture di fessure, ecc. indotte dalle azioni sulla struttura).

(**) Si designa con il termine « azione » F ogni causa o insieme di cause (carichi permanenti, carichi variabili, deformazioni impresse, agenti chimico-fisici...) capaci di indurre stati limite in una struttura.

carichi fissi) e carichi variabili (carichi di servizio, neve, vento, sismi, spinta delle terre, forze dinamiche, ecc.);

b) le azioni indirette (deformazioni impresse): variazioni termiche, ritiro, pre-tensione, spostamenti di vincoli, difetti di montaggio, ecc.;

c) le azioni di carattere chimico fisico dovute a: agenti aggressivi, umidità, gelo, materiali nocivi ecc.

In particolare nella determinazione delle sollecitazioni S si dovrà tener conto degli effetti dovuti ad eccentricità non voluta, per imperfezioni geometriche, di carico, ecc.

2.2. Metodologia probabilistica.

2.2.1. Applicazione dei concetti probabilistici.

Il raggiungimento di uno stato limite può essere provocato dall'intervento concomitante di vari fattori di carattere aleatorio derivanti dalle incertezze relative:

- alle resistenze dei materiali impiegati ai valori assunti dal progettista, e ciò anche in relazione alle effettive condizioni realizzate in sito ed ai parametri che influiscono sullo stato limite considerato (carichi di lunga durata, fatica, fragilità, ecc.);

- all'intensità delle azioni dirette, indirette e di natura chimico-fisica ed alla probabilità della loro coesistenza;

- alla geometria della costruzione;

- alla divergenza tra gli effetti realmente indotti dai carichi e quelli calcolati.

L'obiettivo delle verifiche di sicurezza è di mantenere la probabilità di raggiungimento dello stato limite considerato entro il 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.

2.2.2. Procedimenti operativi del metodo semiprobabilistico.

Il metodo semiprobabilistico, qui adottato, prevede:

a) l'introduzione dei « valori caratteristici » (come definiti al punto 2.3.) per tutte le grandezze delle quali si vuole mettere in conto il carattere aleatorio, e in ogni caso per:

- le resistenze che definiscono le proprietà meccaniche dei materiali;
- l'intensità delle azioni;

b) la trasformazione di tali valori caratteristici in « valori di calcolo » adeguati allo stato limite considerato, mediante l'applicazione di coefficienti, al fine di scoprire gli altri fattori di incertezza di cui al punto 2.2.1. Le resistenze di calcolo dei materiali si ottengono dividendo le resistenze caratteristiche per i coefficienti γ_m . Le azioni di calcolo si ottengono dalle azioni caratteristiche, moltiplicandole per i coefficienti γ_f ;

c) il confronto tra i valori di calcolo delle resistenze con gli effetti delle azioni di calcolo, verificando che tali effetti, moltiplicati per un coefficiente γ_0 , non superino quelli compatibili con lo stato limite considerato. Il coefficiente γ_0 ha lo scopo di introdurre un eventuale margine tra resistenza di calcolo ed effetti delle azioni di calcolo, per tener conto di aleatorietà non considerate con γ_m e γ_f ; il suo valore sarà definito dalle normative specifiche dei singoli tipi strutturali e per i vari stati limite considerati.

2.2.3. Dimensioni geometriche, moduli elastici e coefficienti di dilatazione termica dei materiali.

In prima approssimazione le dimensioni geometriche, i valori dei moduli elastici dei materiali (E , G) e i coefficienti di dilatazione termica possono essere assunti deterministici.

2.3. Valori caratteristici.

2.3.1. Resistenze caratteristiche dei materiali.

Le resistenze caratteristiche dei materiali sono, per definizione, i frattili (*)

(*) Il « frattile di ordine α » di una variabile aleatoria x è, per definizione, quel valore x_α tale che:

$$\text{Prob. } \{ x \leq x_\alpha \} = \alpha$$

di ordine 0,05 delle rispettive distribuzioni statistiche. In mancanza di specifiche indagini sperimentali, tali distribuzioni si possono ritenere normali. Le resistenze caratteristiche R_k si calcolano mediante l'espressione:

$$R_k = R_m - k\delta \quad (**) (1)$$

in cui:

$$R_m = \frac{\sum_{i=1}^n R_i}{n} \rightarrow \text{è la media aritmetica degli } n \text{ risultanti speri-}$$

$$\delta = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (R_i - R_m)^2}{n-1}} \rightarrow \text{è lo scarto quadratico medio degli stessi,}$$

k $\rightarrow$ è un coefficiente che, per una probabilità accertata del 5 % e per una distribuzione statica normale della popolazione, risulta pari a 1,645.

Poiché in pratica si opera su un numero limitato n di saggi (di prelievi nel caso del calcestruzzo), il valore del coefficiente k deve essere adeguatamente incrementato in funzione di n . (Di regola si adottano per i diversi materiali i valori di k indicati nelle Norme Tecniche ai sensi dell'art. 21 della Legge 5 novembre 1971, n. 1086; per l'acciaio da costruzione si adottano i valori di k previsti per i controlli in stabilimento di barre ad aderenza migliorata).

Per l'acciaio da costruzione (profilati, tubi e lamiere), nelle more di attuazione dei controlli sistematici di tipo statistico, idonei a determinare il valore caratteristico della resistenza, si assume come tale, ai fini della verifica di cui alle presenti norme, il valore minimo tabellare della resistenza, garantito dal Produttore.

2.3.2. Azioni caratteristiche.

Il valore caratteristico delle azioni permanenti è il frattile di ordine 0,95 ovvero quello di ordine 0,05 delle relative distribuzioni statistiche (indicati F_k e F'_k rispettivamente), a seconda che i valori rilevanti ai fini della sicurezza siano quelli più elevati ovvero quelli più bassi.

Per le azioni variabili nel tempo, i valori caratteristici devono essere riferiti al periodo di vita prefissato per la struttura.

I valori caratteristici delle azioni sono espressi dalle relazioni:

$$F_k = F_m (1 + K \delta), \quad (2)$$

$$F'_k = F_m (1 - K' \delta), \quad (3)$$

in cui: F_m è il valore medio, $\delta = s/F_m$ è il coefficiente di variazione, K e K' sono coefficienti che dipendono dal tipo della distribuzione in esame. In mancanza di dati probabilistici specifici, i valori caratteristici delle azioni F_k e F'_k da considerare nei calcoli, saranno desunti dai dati indicati nella successiva Parte II. Il completamento delle relative indicazioni statistiche potrà fondarsi sulle informazioni risultanti da comprovate indagini specifiche.

2.3.3. Valore caratteristico delle forze di pre-tensione.

Quando si possano assimilare gli effetti della pre-tensione ad un insieme di forze esterne, l'intensità caratteristica delle forze di pre-tensione P_k è, per definizione, il frattile di ordine 0,95 (oppure 0,05) delle relative distribuzioni.

La forza caratteristica di pre-tensione agente in una data sezione, sia in corso di esecuzione che in esercizio, è definita in base:

— alla forza di pre-tensione iniziale caratteristica,

(**) Questa formula, come altre, nel testo diffuso presso vari enti, è riportata in modo errato. Si è cercato qui di emendare gli errori.

Con l'occasione vorremmo sommamente protestare contro i continui cambiamenti di simbologia. La formula in argomento, ad esempio, è la stessa che compare, con altri simboli, nell'All. 2 - cap. 3.2 - al D.M. 16-6-1976 (Norme Tecniche in c.a. - in fasc. 9/1976, pag. 367).

— al valore caratteristico assunto all'istante considerato dalle perdite di tensione istantanee e differite nel tempo.

2.4. Valori di calcolo.

2.4.1. Resistenze di calcolo dei materiali.

Le resistenze di calcolo R^* sono definite mediante l'espressione:

$$R^* = \frac{R_k}{\gamma_m} \quad (4)$$

I coefficienti γ_m , per gli stati limite ultimi e per gli stati di servizio, saranno precisati nelle normative specifiche dei singoli tipi costruttivi (strutture in acciaio, strutture in c.a., in c.a.p., ponti, ecc.), in relazione a quanto indicato ai punti 2.2.1. e 2.2.2.

In determinati casi il coefficiente γ_m potrà essere scisso in due o più coefficienti, riguardanti, ciascuno, le varie cause che possono dar luogo a specifiche riduzioni di resistenza.

2.4.2. Sollecitazioni di calcolo.

Le sollecitazioni di calcolo S^* si valutano applicando alla struttura le azioni caratteristiche F_k moltiplicate per i coefficienti γ_f indicati nel seguito:

$$S^* = \text{sollecitazioni indotte da } \{ \gamma_{fi} F_{ki} \} : (i = 1, 2, \dots, n) \quad (5)$$

Nel caso in cui le sollecitazioni siano proporzionali ai carichi, le sollecitazioni di calcolo S^* si possono valutare applicando i rispettivi coefficienti γ_f alle sollecitazioni indotte dalle singole azioni caratteristiche F_{ki} :

$$S^* = \sum_i \gamma_{fi} (\text{sollecitazioni indotte da } F_{ki}) = \sum_i \gamma_{fi} S_{ik} \quad (6)$$

Nel caso di calcoli fondati su ipotesi di non linearità può risultare opportuno suddividere, nelle norme specifiche, il coefficiente γ_f in due frazioni, applicate rispettivamente alle azioni ed alle sollecitazioni.

Nel calcolo si deve cercare la combinazione più sfavorevole delle azioni, e si può tener conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di più azioni con i rispettivi valori caratteristici.

2.4.2.1. Combinazioni di carico per stati limite ultimi.

Le formule di combinazione qui indicate hanno carattere orientativo e possono applicarsi a costruzioni civili o di tipo corrente per le quali non esistano regolamentazioni specifiche.

Nel caso di un solo carico variabile si considera la seguente combinazione (*):

$$G^* = \gamma_{g1} G_{g1k} + \gamma_{g2} G_{g2k} + \gamma_q G_{q1k} \quad (7)$$

In presenza di più carichi variabili di diversa origine (carichi di servizio, neve, vento, ecc.) oltre alla verifica (7) per il più gravoso carico variabile singolo, si considera la più sfavorevole delle combinazioni del tipo seguente:

$$G^* = \gamma_{g1} G_{g1k} + \gamma_{g2} G_{g2k} + \gamma_q [0,9 G_{q1k} + 0,8 G_{q2k} + 0,7 (G_{q3k} + G_{q4k} + \dots)] \quad (8)$$

ed escludendo i termini che danno contributo favorevole alla sicurezza.

I simboli di cui alle (7) e (8) hanno il seguente significato:

- G_{g1k} effetto del peso proprio della struttura;
- G_{g2k} effetto del carico permanente portato;
- G_{q1k} effetto del carico variabile più gravoso;
- G_{q2k} effetti degli altri carichi variabili.

I valori dei coefficienti γ_f sono i seguenti:

$$\gamma_{g1} = 1,35 (= 0,9 \text{ se il contributo di } G_{g1} \text{ operi a favore della sicurezza});$$

(*) Nelle formule che seguono, a seconda dell'impiego della (5) o (6), la notazione G_i rappresenta, rispettivamente l'azione generica F_i oppure la sollecitazione S_i ; nelle formule (7) e (8) gli indici g_i , q_i precisano l'indice generico f_i .

$$\gamma_{g^2} = 1,5 \quad (= 0,9 \text{ se il contributo di } G_{g^2} \text{ operi a favore della sicurezza});$$

$$\gamma_q = 1,5.$$

Nella relazione (8) non si devono considerare contemporaneamente presenti le azioni (o le sollecitazioni) del vento e del sisma.

In presenza di deformazioni impresse (esclusa la pre-tensione, vedi punto 2.4.3.), nella espressione (7) si deve aggiungere il termine $1,2G_{\varepsilon k}$ (dove $G_{\varepsilon k}$ corrisponde all'intervento delle deformazioni impresse caratteristiche); nella espressione (8) il termine $\Sigma G_{\varepsilon k}$. Il contributo delle deformazioni impresse non create appositamente deve però essere trascurato se risulta a favore della sicurezza.

2.4.2.1.1. Azioni eccezionali.

Le azioni eccezionali (uragani, urti, esplosioni, ecc.) da considerare solo quando prescritte, si combinano solo con i carichi di carattere permanente. In tal caso alle verifiche di cui alle formule (7) ÷ (8) sopra riportate, si aggiunge la seguente:

$$G^* = G_{g1k} + G_{g2k} + G_{dk} + \gamma_{ex} G_{ex} \quad (9)$$

espressione in cui G_{dk} corrisponde alla frazione dei carichi variabili caratteristici aventi una durata di applicazione superiore a 30 giorni all'anno e G_{ex} è il valore nominale della azione eccezionale considerata.

I valori del fattore γ_{ex} nell'applicazione della formula (9), vengono fissati nell'intervallo $1,0 \div 1,5$ in relazione alla importanza dei danni cui potrebbe dar luogo il raggiungimento dello stato limite considerato.

2.4.2.2. Combinazioni di carico per stati limite di esercizio.

Le formule di combinazione qui indicate hanno carattere orientativo e possono applicarsi a costruzioni civili o industriali di tipo corrente per le quali non esistano regolamentazioni specifiche.

Negli stati limite di esercizio gli effetti prodotti dai carichi permanenti, carichi variabili e deformazioni impresse, si valutano mediante la condizione:

$$G^* = G_{g1k} + G_{g2k} + G_{qk} + G_{\varepsilon k} \quad (10)$$

Qualora si debbano considerare varie combinazioni dei carichi variabili o delle deformazioni impresse, ai termini G_{q1k} si applicano i coefficienti riduttori che figurano nella formula (8) e si aggiunge $\Sigma G_{\varepsilon k}$.

2.4.3. Valore di calcolo delle forze di pre-tensione.

2.4.3.1. Stati limite ultimi.

Nelle formule (7), (8) e (9) si aggiunge il termine:

$$P^* = \gamma_p P_k \quad (11)$$

e si considerano i seguenti casi:

azioni massime, pre-tensione minima: $\gamma_p = 0,9$;

azioni minime, pre-tensione massima: $\gamma_p = 1$.

In queste espressioni P_k designa alternativamente il valore minimo od il valore massimo di P_k come definito in 2.3.3.

2.4.3.2. Stati limite di esercizio.

Nella formula (10) si aggiunge il termine:

$$P^* = P_k \quad (12)$$

e si attribuisce a P_k uno dei valori estremi definiti in 2.3.3.

La tensione massima raggiunta nell'acciaio preteso negli stati limite di esercizio non deve mai superare il valore della pre-tensione iniziale nella sezione considerata. La sollecitazione negli acciai deve essere limitata qualora si prevedano effetti di fatica.

2.4.4. Modifica dei livelli di sicurezza.

Le normative specifiche assegneranno ai coefficienti γ_m e γ_o valori tali che, in unione ai valori dei coefficienti γ_f indicati al paragrafo 2.4.2.1., ne risultino livelli usualmente accettati di probabilità di raggiungimento dello stato limite ultimo per il previsto periodo di utilizzo della struttura. Qualora per certe strutture il raggiungimento di tale stato limite ultimo possa apportare particolare

pericolo alla comunità, può essere richiesto un livello di sicurezza maggiore. Similmente in altri casi può essere sufficiente un grado di sicurezza inferiore. Nel prospetto 2.4.1., a titolo di esempio, sono riportati i valori dei coefficienti γ_r per il livello di rischio L e per livelli di rischio 10L e L/10.

PROSPETTO 2.4.1

Livelli di rischio	10L	L	L/10
Coefficienti γ_r	$\left\{ \begin{array}{l} 1,27 \\ 1,38 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 1,35 \\ 1,50 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 1,43 \\ 1,61 \end{array} \right.$

2.4.5. Stati limite di corrosione e di degrado tecnologico.

In mancanza di prescrizioni specifiche, i tecnici responsabili devono impartire istruzioni di carattere operativo che l'esperienza ha dimostrato valide per una accettabile durevolezza dell'opera, nei confronti di tali stati limite.

Parte II - AZIONI SULLE COSTRUZIONI

Capitolo 1 — GENERALITA' SULLE AZIONI

I dati riportati sono relativi alle azioni da assumersi nel calcolo delle costruzioni, per le quali non siano vigenti norme specifiche; in particolare si rimanda all'apposita regolamentazione per i ponti stradali e ferroviari, per gli apparecchi di sollevamento, e per gli elettrodotti. Per le costruzioni in zona sismica si dovrà fare riferimento anche alle norme di legge in vigore.

I valori indicati nel seguito, ai punti 2, 5 e 6, potranno considerarsi quali valori nominali di riferimento e potranno essere direttamente assunti quali valori caratteristici.

I valori di cui ai punti 3 e 4 potranno considerarsi quali valori nominali di riferimento assimilabili a valori caratteristici nella verifica delle costruzioni di tipo usuale; in particolare le azioni di cui al punto 3.4. dovranno essere valutate caso per caso per le strutture non usuali (ciminiere, torri, antenne, ecc.) nelle quali tali azioni assumono un carattere nettamente predominante.

Nella verifica con il metodo delle tensioni ammissibili si assumono direttamente i valori dei carichi indicati nel seguito.

Capitolo 2 — CARICHI PERMANENTI

2.1 Pesi di materiali e di elementi costruttivi

In mancanza di conoscenza diretta, i pesi degli elementi costruttivi dovranno essere assunti conformi ai dati di cui alla tabella 2.I secondo quanto indicato nei prospetti 2.I e 2.II e 2.III, in questi si riportano i dati medi unitari, rispettivamente, per materiali da costruzione e in deposito, per 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/m² 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 un'adeguata distribuzione del carico.

Prospetto 2.I - Pesi per materiali da costruzione e in deposito

N.	Materiali	Peso dell'unità di volume Kgf/m ³
A) Laterizi stivati		
1	Mattoni pieni comuni	1.700
2	Mattoni semipieni	1.300
3	Mattoni forati	800
4	Mattoni refrattari	2.000

B) Legnami		
5	Abeti, acero, castagno, ciliegio, duginale, larice, mogano, olmo, pini, pioppi, pino rigido, salici	600
6	Carpini, faggio, frassino, noce, querce robinia, teak	800
7	Bosso, ebano	1.200
C) Metalli		
8	Acciaio	7.850
9	Alluminio	2.700
10	Bronzo	8.800
11	Ghisa	7.250
12	Leghe di alluminio	2.800
13	Magnesio	1.800
14	Nichelio	8.800
15	Ottone	8.500
16	Piombo	11.400
17	Rame	8.900
18	Stagno	7.300
19	Zinco	7.200
D) Prodotti agricoli		
20	Erba fresca sciolta	400
21	Farina in sacchi	500
22	Fieno sciolto	70
23	Fieno pressato	300
24	Frumento	750
24 bis	Letame fresco	300
25	Letame maturo	600
26	Mangimi in pani	1.100
27	Paglia sciolta	50
28	Paglia pressata	150
29	Tabacco legato o in balle	350
E) Rocce		
30	Ardesia	2.700
31	Arenaria	2.300
31 bis	Basalto	2.900
32	Calcare compatto	2.500
33	Calcare tenero	2.200
34	Diorite	2.900
35	Dolomia	2.600
36	Gneiss	2.700
37	Granito	2.800
38	Marmo saccaroide	2.700
39	Pomice	900
40	Porfido	2.600
41	Sienite	2.800
42	Travertino	2.400
43	Tufo vulcanico	1.700
F) Sostanze varie		
44	Argilla compatta	2.100
45	Benzina	740
46	Bitume	1.300
47	Calce in sacchi	1.000
48	Carbone di legna	320
49	Carbone fossile in pezzi	900
50	Carta	1.000
51	Cemento in sacchi	1.500
52	Dinamite	1.500
53	Fibre tessili	1.350
54	Ghiaccio	900
55	Lana di vetro	100
56	Legname in ciocchi	400
57	Petrolio	800

58	Sughero	250
59	Torba asciutta	300
60	Torba umida	600
61	Vetro	2.500
62	Acqua dolce	1.000
63	Acqua di mare	1.035

Prospetto 2.II - *Materiali insilabili*

N.	Materiali	Peso dell'unità di volume Kgf/m ³	Angolo di attrito interno
— <i>Materiali insilabili</i>			
1	Sabbia	1.700	30°
2	Ghiaia e pietrisco	1.500	30°
3	Sabbia e ghiaia, bagnata	2.000	30°
4	Sabbia e ghiaia, asciutta	1.900	35°
— <i>Combustibili</i>			
5	Carbon fossile allo stato naturale mediamente umido	1.000	45°
6	Coke	500	45°
7	Lignite	700	35°
8	Mattonelle di lignite alla rinfusa	800	30°
— <i>Da costruzione</i>			
9	Calce in polvere	1.000	25°
10	Cemento in polvere	1.400	25°
11	Cenere di coke	700	25°
12	Ceneri volanti	1.000	45°
13	Gesso	1.300	45°
14	Pomice	700	35°
15	Scorie d'alto forno diametro medio 30 ÷ 70 mm	1.500	40°
	Id. id. minute	1.100	25°
16	Scorie leggere d'alto forno	700	35°
— <i>Prodotti agricoli</i>			
17	Barbabietola	550	40°
18	Crusca e farina	500	45°
19	Fumenti, legumi, patate, semi di lino, zucchero	750	35°
20	Riso	800	35°
21	Semola di grano	550	30°

Prospetto 2.III - *Pesi per elementi costruttivi*

N.	Materiali	Peso dell'unità di volume o dell'unità di superficie
A) <i>Calcestruzzi</i>		
1	Calcestruzzo ordinario (non armato)	2.400 Kgf/m ³
2	Calcestruzzo armato, ordinario e precompresso	2.500 »
B) <i>Malte</i>		
3	Malta di calce	1.800 »
4	Malta di cemento	2.100 »
5	Malta bastarda (di calce o cemento)	1.900 »
6	Malta di gesso	1.200 »
7	Intonaco (spessore 1,5 cm.)	30 »
C) <i>Manti di copertura</i>		
8	Manto impermeabilizzante di asfalto o simile	30 »
9	Manto impermeabilizzante prefabbricato con strati bituminosi di feltro, di vetro e simili	10 »

10	Tegole maritate (embrici e coppi)	60	»
11	Sottotegole di tavelloni forati (spessore 3 ÷ 4 cm.)	35	»
12	Lamiere di acciaio ondulate o nervate	12	»
13	Lamiere di alluminio ondulate o nervate	5	»
14	Lastre traslucide di resina artificiale, ondulate o nervate	10	»
15	Lastre ondulate di cemento-amianto	20	»
D) Muratura			
16	Muratura di mattoni pieni	1.800	Kgf/m ³
17	Muratura di mattoni semipieni	1.600	»
18	Muratura di mattoni forati	1.100	»
19	Muratura di pietrame e malta	2.200	»
20	Muratura di pietrame listato	2.100	»
21	Muratura di blocchi forati di calcestruzzo	1.200	»
E) Pavimenti (escluso sottofondo)			
22	Gomma linoleum o simili	10	Kgf/m ²
23	Legno	25	»
24	Laterizio o ceramica o gres o graniglia (spessore 2 cm.)	40	»
25	Marmo (spessore 3 cm.)	80	»
F) Vetri			
26	Normale (3 mm.)	7.5	Kgf/m ²
27	Forte (4 mm.)	10	»
28	Spesso 5 (5 mm.)	12.5	»
29	Spesso 5 (6 mm.)	15	»
30	Retinato (8 mm.)	20	»

Capitolo 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 (4).

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 3.1. (5).

Prospetto 3.I - Carichi d'esercizio		Carico Kgf/m ²
N.	Locale	
1	Locali d'abitazione o di servizio o 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 (sala riunioni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi, palestre, negozi con carichi rilevanti ecc.)	500 600
4	Sale da ballo, tribune senza posti fissi, ecc.	400
5	Balconi e scale { per edifici d'abitazione per edifici pubblici e scolastici	500 100
6	Sottotetto accessibile	300
7	Rimesse per autovetture a 2,5 t di peso	Variabili secondo i casi, comunque non
8	Archivi e biblioteche	minori di 600

(4) Identico al punto 3.3 dei « Criteri generali » allegati al D.M.

(5) Identico al punto 3.3.1 dei « Criteri generali » allegati al D.M.

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

In ogni caso si dovrà tener conto in special modo 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 riterranno caricati a pieno carico e 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.

Gli elementi ai quali si debba accedere per lavori di riparazione, manutenzione o pulizia (ad esempio correnti e arcarecci della copertura) devono essere previsti per un carico di almeno 100 Kg.

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

3.1.2. I parapetti saranno 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), riducibile a 80 Kg/m per i locali di abitazione. Maggiorazioni adeguate devono essere previste in casi particolari, quali ad esempio tribune.

3.2. Neve (6).

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

3.2.2. In ogni caso per località ad altitudine non maggiore di 300 m, 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 metri) maggiore di 300 m, tale carico sarà aumentato di

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

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 dovrà essere considerato per intero.

3.2.4. Si dovrà tener conto dell'eventuale formazione di sacche di neve, ad esempio in corrispondenza dei compluvi, adottando un peso specifico apparente compreso tra 250 e 500 Kg/m³ 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 utilizzeranno i valori dei pesi dell'unità di volume e degli angoli di attrito dati nel prospetto 2.II; si farà riferimento a tali valori tranne che per i materiali di peso dell'unità di volume variabile in misura notevole: in quest'ultimo caso è opportuna una determinazione diretta.

(6) Tutto il punto 3.2 è identico a quello indicato con il n. 3.3.2 dei « Criteri generali » allegati al D.M.

3.4. Vento (7).

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 occorrerà tener debito conto in sede di progetto (Vedasi 3.4.4.).

3.4.1.1. Le azioni statiche del vento, la cui direzione si considera orizzontale, si traducono in pressioni e depressioni agenti normalmente alla superficie, sia esterna sia interna, 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 considererà la combinazione più gravosa della pressione p_s , agente sulla superficie esterna, e della pressione p_i agente sulla superficie interna dell'elemento.

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 reticolari, deve considerarsi anche l'ipotesi di vento spirante secondo la direzione di una delle diagonali.

3.4.1.2. Le pressioni sono date dall'espressione

$$p = c q$$

dove c è il coefficiente di esposizione e di forma;

q è la pressione cinetica esercitata dal vento.

3.4.2. Pressione cinetica q .

La pressione cinetica per altezze di 20 m dal suolo (*) assume di regola 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.

Zona	1	2	3	4
q_{20Kgt/m^2}	80	80	100	120

3.4.2.1. La divisione della zona corrisponde alle figure 3.3. e 3.4. e 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 1.200 e 2.000 m.; entroterra delle regioni B e C a quote tra 800 e 1.500 m.

Zona 4 - Fascia costiera della regione E; entroterra della regione A a quote maggiori di 2.000 m.; entroterra delle regioni B e C a quote maggiori di 1.500 m.; entroterra delle regioni D ed E a quote maggiori di 800 m.

Si indicano con:

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

entroterra, le località a distanza maggiore dal mare 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.

3.4.2.2. Per costruzioni di altezza massima H non maggiore di 10 m. si adotterà una pressione cinetica uniforme pari a

$$0,75 q_{20}$$

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

(7) Tutto il punto 3.4 è identico a quello indicato con il n. 3.3.3 dei « Criteri generali » allegati al D.M.

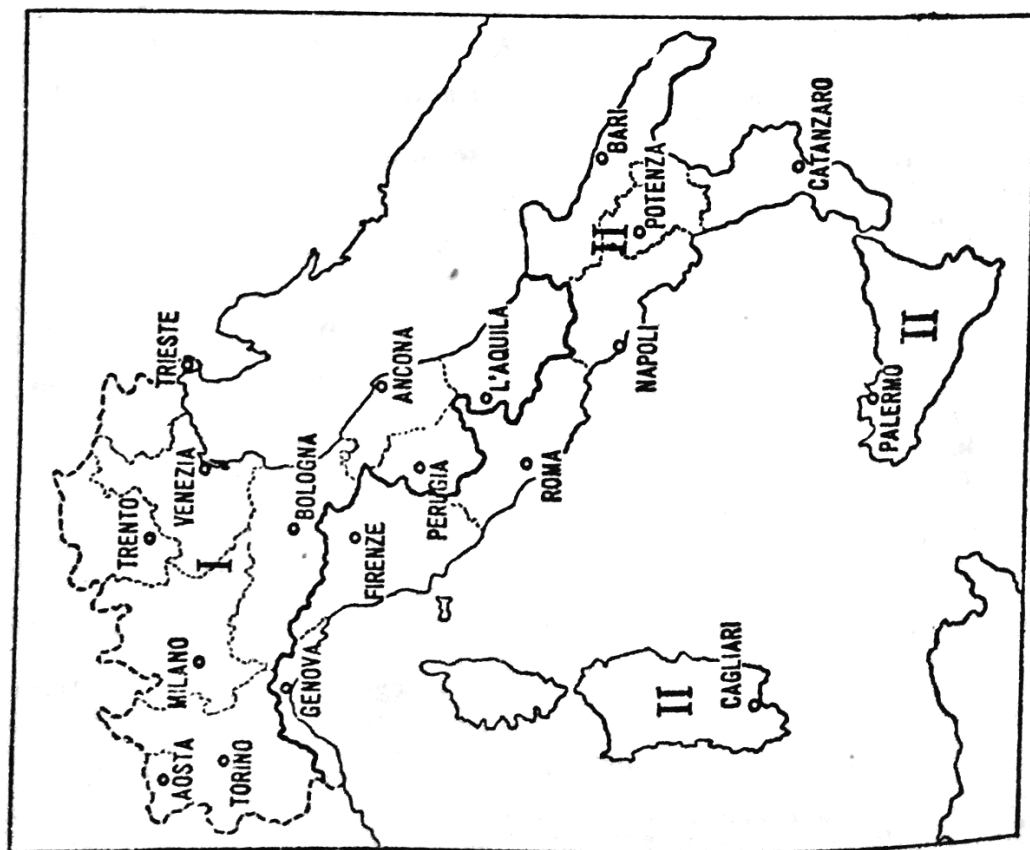


Figura 3-1

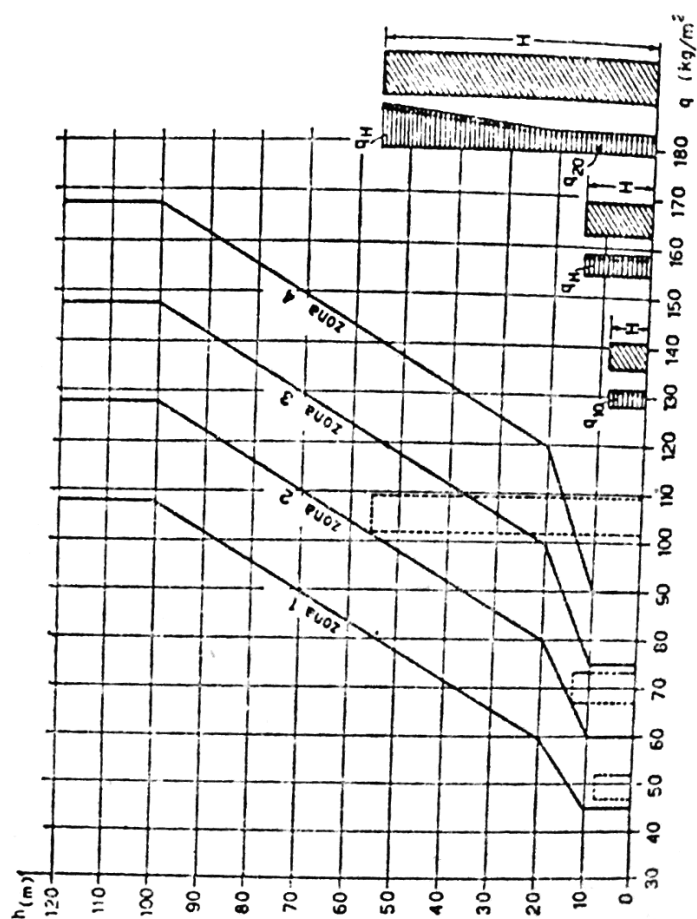


Figura 3-2

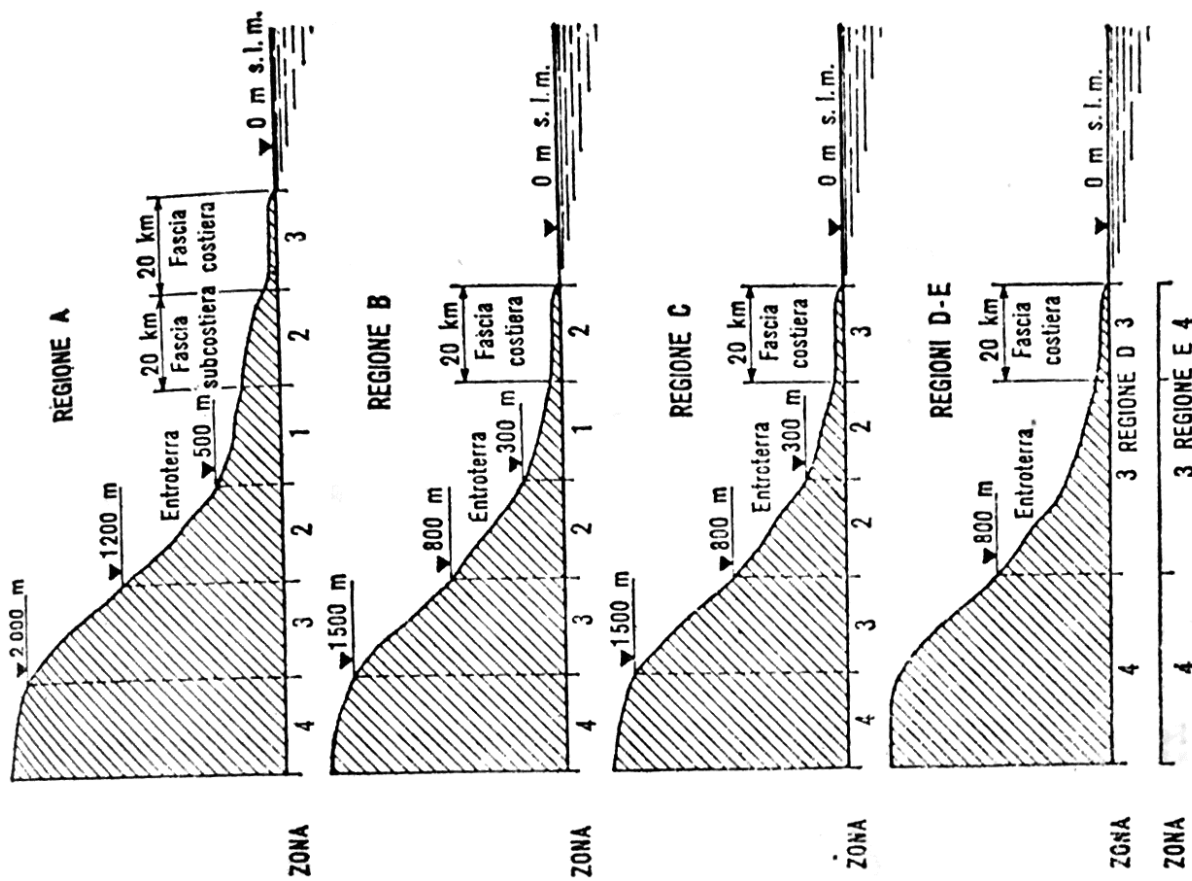


Figura 3-4

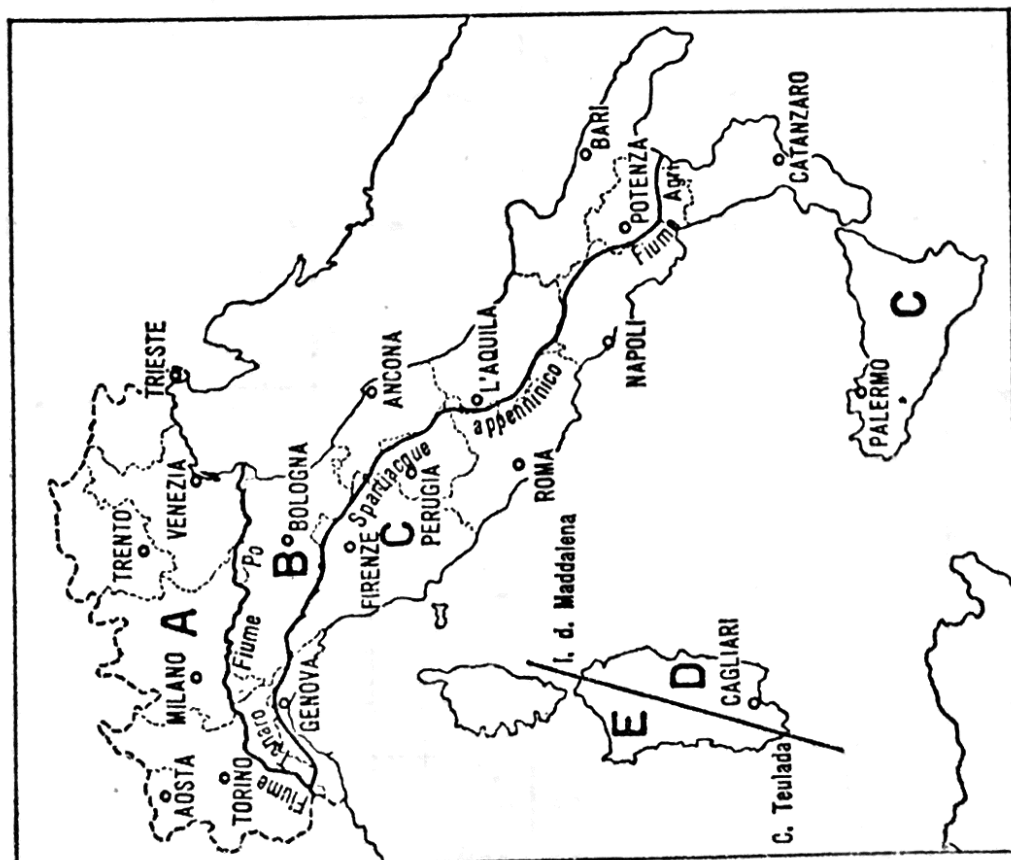


Figura 3-3

3.4.2.3. Per costruzioni di altezza massima H (in metri) compresa fra 10 e 20 m. si adotterà una pressione cinetica uniforme pari a

$$\frac{H + 20}{40} q_{20}$$

3.4.2.4. Per costruzioni di altezza massima H (in metri) maggiore di 20 m. si adotterà una pressione cinetica uniforme pari a q_{20} per le parti di edificio fino a 20 m.

Per le parti di costruzione a quote H comprese tra 20 e 100 si adotterà una pressione cinetica pari a:

$$q_{20} + 60 \frac{H - 20}{100} \text{ (Kgf/m}^2\text{)}$$

Per le parti di costruzione a quote maggiori di 100 m la pressione cinetica rimarrà costante (vedere figura 3.2.).

3.4.3. Coefficienti di esposizione e di forma c .

In assenza di più precise determinazioni si assumeranno i valori riportati ai punti seguenti.

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

Per la valutazione della pressione esterna, per superficie di area maggiore di 15 m², si assumerà (vedere figura 3-5 e 3-6):

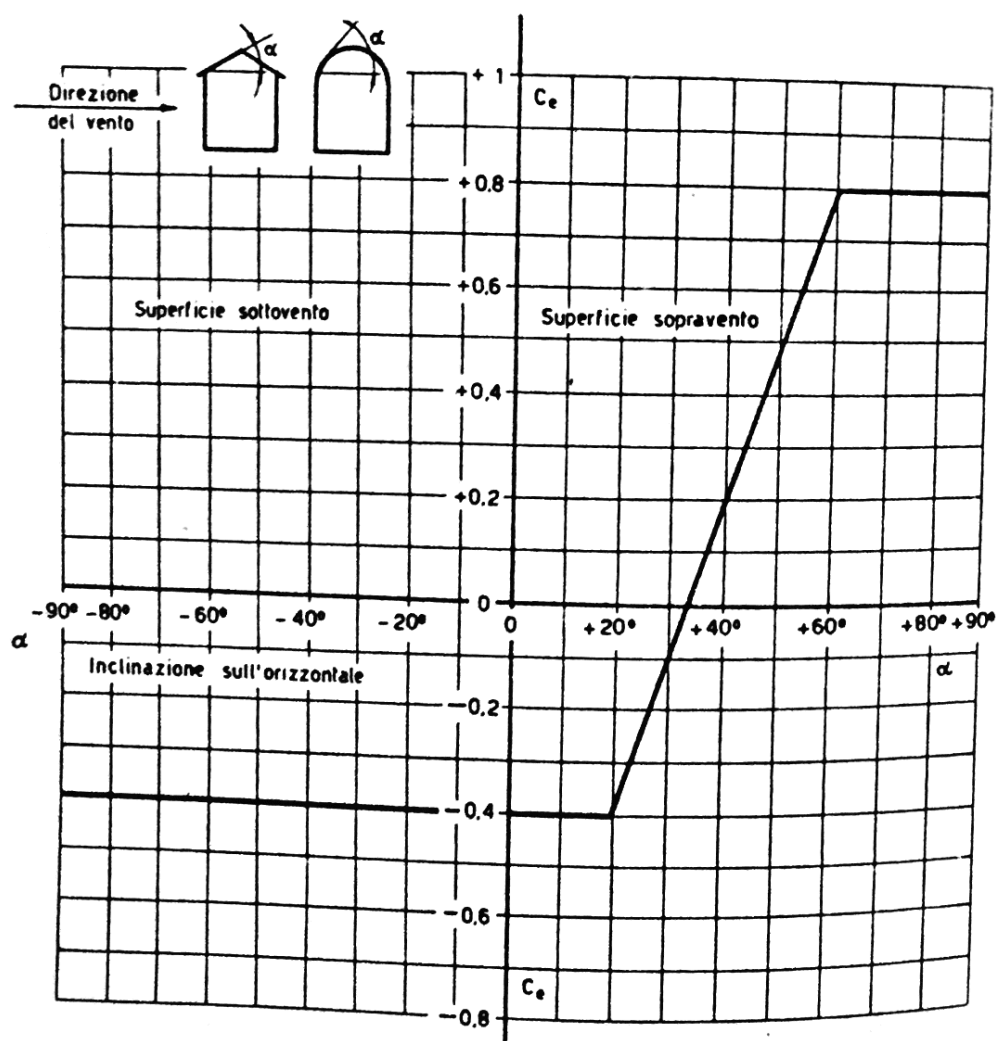


Figura 3-5

— 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 $20^\circ < \alpha < 60^\circ$:

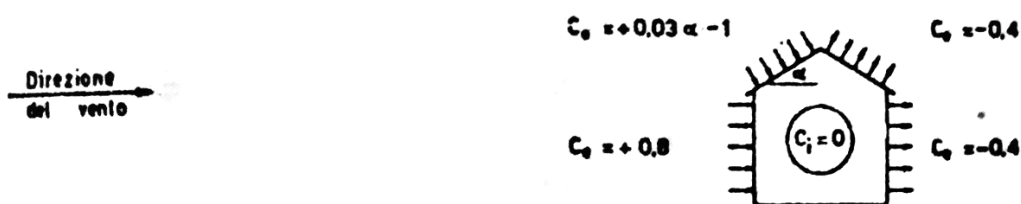
$$c_e = +0,03 \alpha - 1 \quad (\alpha \text{ in gradi})$$

— 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):

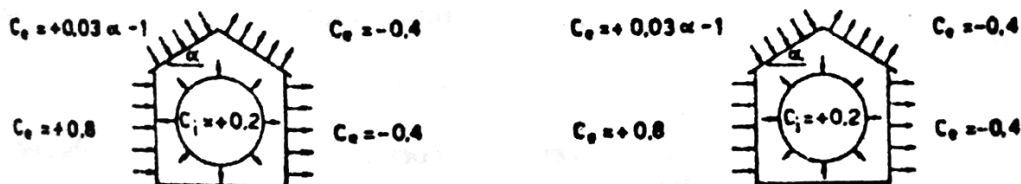
$$c_e = -0,4$$

Per la valutazione della pressione interna, per superficie di area maggiore di 15 m^2 , si assumerà (vedere figura 3-6):

Costruzioni stagne



Costruzioni non stagne



Costruzioni aventi una parete con aperture di superficie $> 33\%$ di quella totale:

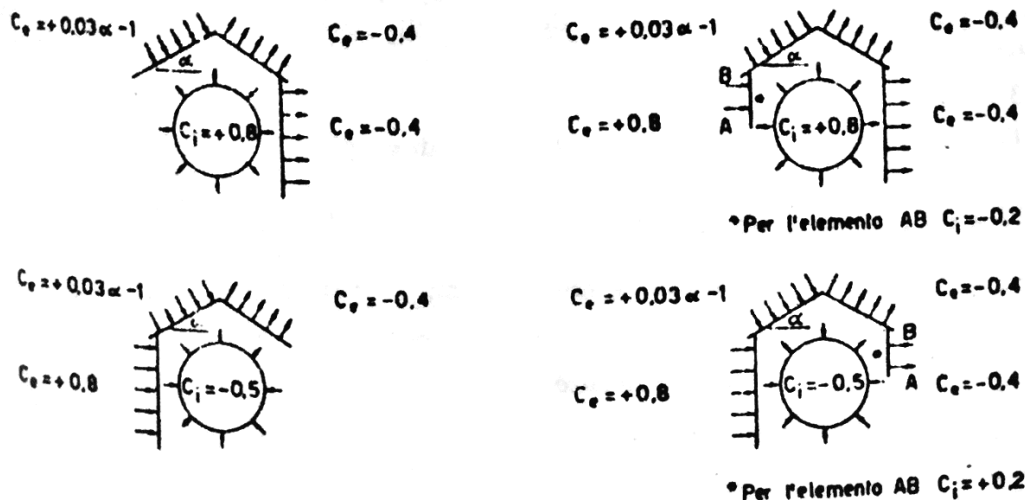


Figura 3-6

— 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 (o possono anche avere in condizioni eccezionali) una parete con aperture di superficie non minore di $1/3$ di quella totale:

$$c_i = + 0,8 \quad \text{quando la parete aperta è sopravvento}$$

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

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

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

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

3.4.3.2. Coperture multiple.

Si intende per copertura multipla un insieme di elementi identici e contigui (ad esempio coperture 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 nel punto 3.4.4.1.;

— 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 3.4.4.1.

Inoltre contemporaneamente si considera, applicata alla superficie proiettata in piano di tutte le altre parti del tetto, un'azione superficiale orizzontale, di tipo tangenziale, pari a $0,10 q$.

3.4.3.3. Tettoie e pensiline isolate.

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

— tettoie e pensiline a due spioventi piani (vedere figura 3-7):

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

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

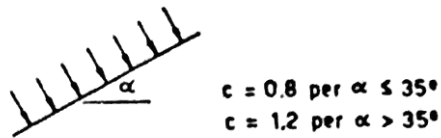
— tettoie e pensiline a un solo spiovente piano (vedere figura 3-7):

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

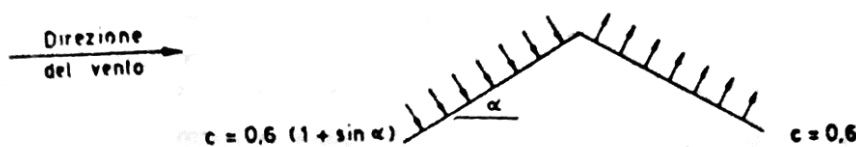
$$c = 1,2 \quad \text{per } \alpha > 35^\circ$$

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

Uno splovente piano



Due sploventi piani con displuvio



Due sploventi piani con impluvio



Figura 3-7

3.4.3.4. Travi ad anima piena e reticolari.

Travi isolate.

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

$c = 2 - 4/3 \varphi$	per $0 \leq \varphi < 0,3$
$c = 1,6$	per $0,3 \leq \varphi \leq 0,8$
$c = 2,3 - \varphi$	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 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 $\frac{d}{h} \geq 5$ gli elementi vengono considerati come isolati.

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

3.4.3.5. Per torri e pali a traliccio a sezione rettangolare o quadrata, per vento spirante normalmente ad una delle pareti, l'azione d'insieme è data da:

$$N = c q S_p$$

dove:

S_p è la superficie della parte piena di una sola faccia

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

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, gli stessi coefficienti si adottano cautelativamente anche per torri a sezione triangolare per le quali non è da applicare il coefficiente 1,15 suddetto.

3.4.3.6. Corpi cilindrici.

Per i corpi cilindrici di diametro d ed altezza h , in metri, l'azione d'insieme è data da:

$$N = c q d h,$$

dove:

$$c = \begin{cases} 1,2 & \text{per } d \sqrt{q} \leq 0,7 \\ (1,783 - 0,833) d \sqrt{q} & \text{per } 0,7 < d \sqrt{q} < 1,3 \\ 0,7 & \text{per } d \sqrt{q} \geq 1,3 \end{cases}$$

essendo q espresso in Kgf/m^2 .

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

3.4.3.7. Corpi sferici.

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

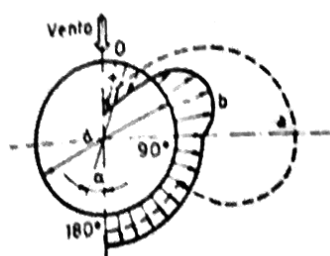
$$N = c q \pi R^2 \quad \text{con } c = 0,35$$

3.4.3.8. Pressioni massime locali.

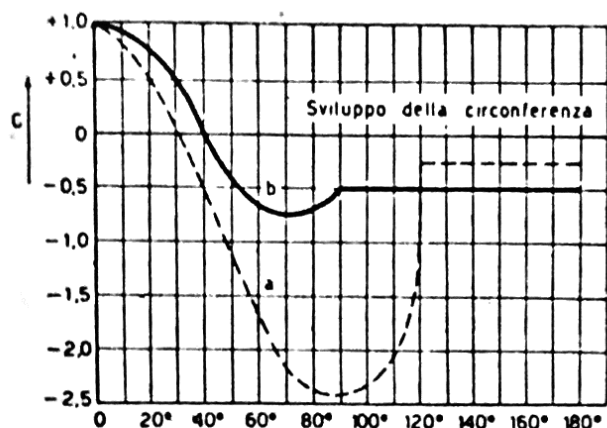
Nei casi di cui ai punti 3.4.3.1, 3.4.3.2. e 3.4.3.3., per elementi di superficie di area minore di 15 m^2 , come pure per zone di discontinuità della forma esterna della costruzione, il valore massimo locale della pressione si otterrà applicando un coefficiente globale $c = \pm 1,6$.

Nei casi di cui ai punti 3.4.3.6. e 3.4.3.7. le pressioni massime locali vanno determinate in base alla distribuzione rappresentata in figura 3-8.

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



Distribuzione della
pressione esterna
sulle superfici
cilindriche e sferiche



Superficie sviluppata del cilindro α
Curva a per superficie liscia
(metalli, intonaco liscio)
Curva b per superficie ruvida
(Muratura con giunti di malta, intonaco rustico)

Figura 3-8

Coefficienti di esposizione e di forma C

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

3.4.4. Effetti dinamici.

3.4.4.1. Generalità.

In particolari tipi costruttivi il vento può dare luogo a fenomeni dinamici. Questi possono indurre nella struttura uno stato di sollecitazione più pericoloso di quello determinabile sulla base delle azioni statiche definite al punto 3.4.1.2.; bisognerà pertanto determinare se gli effetti dinamici risultino maggiori o minori di quelli statici.

Per talune strutture (edifici alti, ciminiere, antenne, tralicci) gli effetti dinamici possono essere valutati secondo quanto indicato al punto 3.4.4.2. Per altre strutture, non riconducibili a schemi semplici (coperture di grande luce, cavi, ponti sospesi) si raccomanda una analisi teorica apposita o, se il caso, una adeguata indagine sperimentale.

3.4.4.2. Criteri di calcolo.

La pressione dinamica P_D agente in corrispondenza della generica quota h della costruzione si calcola mediante la formula:

$$P_D = p_s (1 + \xi \tau)$$

dove:

p è la pressione statica valutata in corrispondenza della quota h secondo quanto prescritto al punto 3.4.1., 3.4.2., 3.4.3.

ξ è il coefficiente dinamico, funzione del periodo proprio T del primo modo di vibrare della struttura.

τ è il coefficiente di pulsazione, funzione della quota h che si considera.

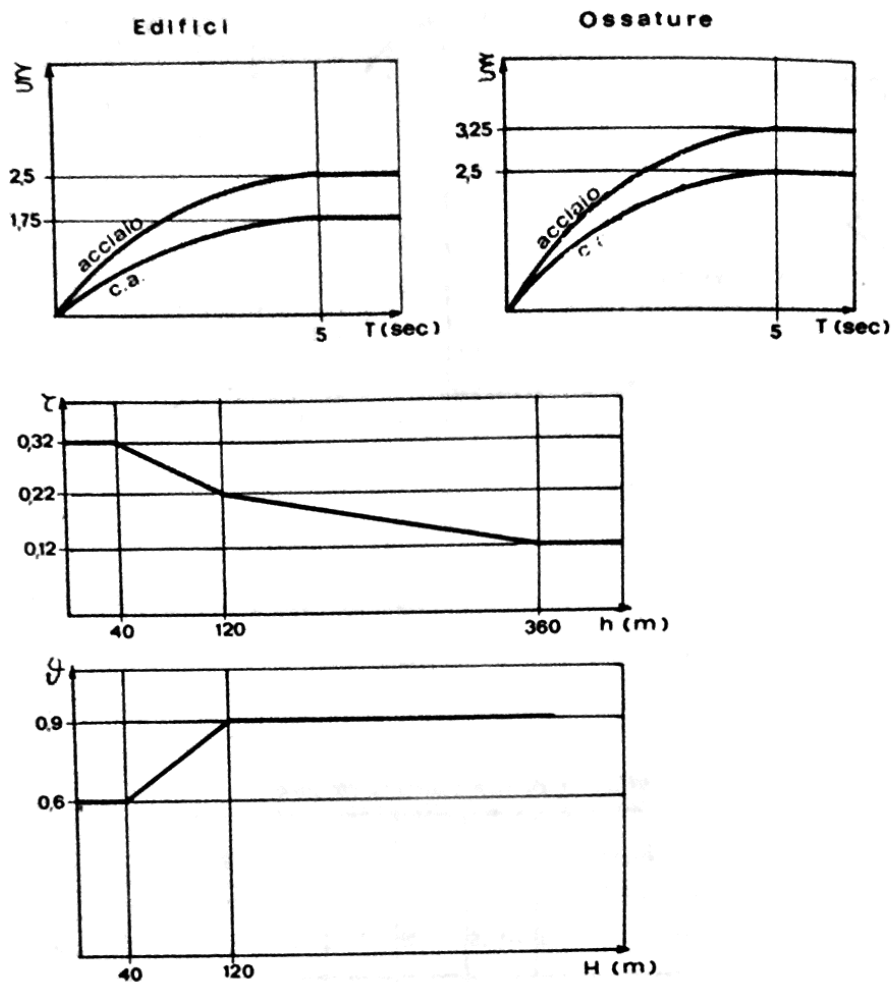


Figura 3-9

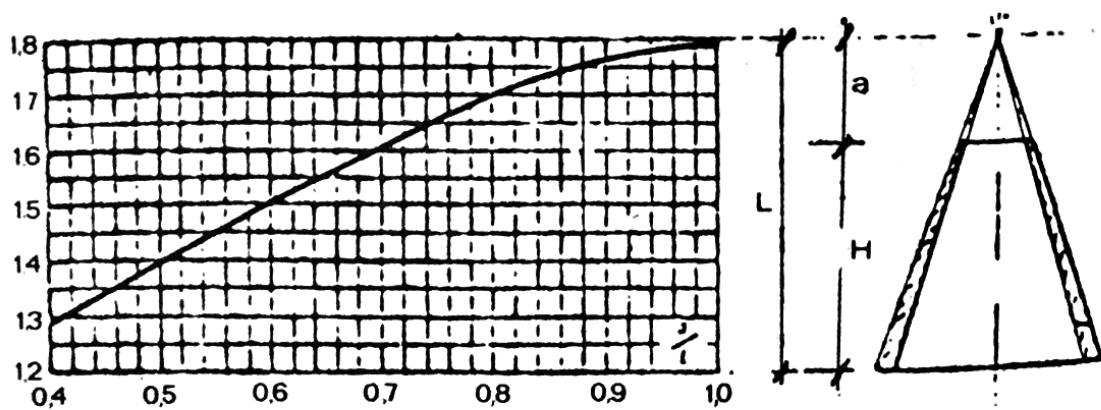


Figura 3-10

Φ è il coefficiente riduttivo, funzione della altezza totale H dell'edificio, che tiene conto della non contemporaneità degli effetti dinamici sull'intera costruzione.

Nel calcolo del periodo proprio T si potrà tener conto se è il caso, della collaborazione di tutte le parti, anche non tipicamente strutturali quali tampionamenti, facciate, pareti o canne isolanti ecc.

Per alcune tipologie tipiche le espressioni del periodo T sono riportate al punto 3.4.4.3.

In mancanza di più precise determinazioni i coefficienti ξ , τ , Φ possono essere calcolati con le formule sotto indicate dove le lunghezze sono espresse in metri e il periodo in secondi (vedi fig. 3-9).

Coefficiente ξ .

— Edifici civili o industriali in cemento armato dotati di pareti:

$$\xi = 0.70 (T - 0.10T^2) \text{ per } T \leq 5 \text{ sec.}$$

$$\xi = 1.75 \text{ per } T > 5 \text{ sec.}$$

— Edifici civili o industriali in acciaio dotati di pareti oppure ossature in cemento armato:

$$\xi = 1.0 (T - 0.10T^2) \text{ per } T \leq 5 \text{ sec.}$$

$$\xi = 2.50 \text{ per } T > 5 \text{ sec.}$$

— Ossature in acciaio:

$$\xi = 1.30 (T - 0.10T^2) \text{ per } T \leq 5 \text{ sec.}$$

$$\xi = 3.25 \text{ per } T > 5 \text{ sec.}$$

Coefficiente τ .

$$\tau = \begin{cases} 0.32 & \text{per } h < 40 \text{ m} \\ 0.32 - 0.10 \left(\frac{h}{80} - 0.50 \right) & 40 \leq h < 120 \\ 0.22 - 0.10 \left(\frac{h}{240} - 0.50 \right) & 120 \leq h < 360 \\ 0.12 & h \geq 360 \end{cases}$$

Coefficiente Φ .

$$\Phi = \begin{cases} 0.60 & \text{per } H < 40 \text{ m} \\ 0.60 + 0.30 \left(\frac{H}{80} - 0.50 \right) & 40 \leq H < 120 \\ 0.90 & H \geq 120 \end{cases}$$

3.4.4.3. Valutazione approssimata del periodo proprio T del 1° modo di vibrare.

Edifici.

Per il calcolo del valore del periodo T (in secondi) del primo modo di vibrare, in mancanza di determinazioni più accurate, possono essere utilizzate le formule approssimate che seguono:

edifici in muratura
$$T = 0,06 \frac{H}{\sqrt{I}} \sqrt{\frac{H}{2I + H}}$$

edifici con controventi formati da pareti in c.a.
$$T = 0,08 \frac{H}{\sqrt{I}} \sqrt{\frac{H}{1 + H}}$$

edifici intelaiati in c.a.
$$T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{I}}$$

edifici intelaiati in acciaio

$$T = 0,08 \frac{H}{\sqrt{I}}$$

In queste espressioni H è l'altezza dell'edificio in metri, I la massima dimensione, in metri, della base nella direzione secondo cui si considera agire il vento.

Torri.

Per strutture con masse distribuite uniformemente lungo l'altezza valgono le formule seguenti.

— Prismi o cilindri a sezione uniforme:

$$T = 1,79 H^2 \sqrt{\frac{p}{g E I}}$$

dove:

p = peso per unità di altezza

g = accelerazione di gravità ($9,81 \text{ m/s}^2$)

E = modulo di elasticità

I = momento di inerzia della sezione.

— Coni tronchi con sezioni omotetiche:

$$T = K H^2 \sqrt{\frac{p}{g E I}}$$

dove, con il significato dei simboli di fig. 3-10:

p è il peso per unità di lunghezza della sezione di base;

I è il momento di inerzia della sezione resistente alla base;

K è dato dal diagramma di fig. 3-10.

3.4.5. Effetti geometrici.

In alcune strutture particolarmente snelle (torri ciminiere ecc....) i carichi verticali possono causare componenti di sollecitazioni correlate a spostamenti dovuti al vento oltre che agli inevitabili errori di verticalità connessi alla esecuzione.

Tali effetti possono essere considerati dovuti al vento ai fini delle combinazioni di carico definite al capitolo 2.

3.4.6. Effetti di risonanza.

Nelle costruzioni a sezione circolare o poligonale regolare si può verificare una situazione di risonanza dovuta al distacco di una scia ordinata di vortici alternativi (scia di Karman), in corrispondenza di una ben precisa velocità del vento detta velocità critica. La formazione di tale scia è possibile solo se le superfici della costruzione sono sufficientemente lisce e d'altra parte la risonanza della struttura non può avvenire se non in presenza di vento con velocità sensibilmente costante nel tempo. Per tali ragioni si ammette convenzionalmente che non si possa parlare di pericoli di risonanza se la velocità critica è superiore a 25 m/s e se la costruzione ha superficie scabre o. non continue quali quelle formate da reticoli di aste.

In mancanza di più precise determinazioni si procederà alla verifica di risonanza come indicato nel seguito.

— Si determina la velocità critica del vento che può ingenerare la scia alternata con la formula:

$$V_{cr} = \frac{b}{sT}$$

dove:

b è la larghezza media della costruzione;

T è il suo periodo proprio corrispondente al primo modo di vibrare;

s è il numero di Strouhal che può essere assunto pari a 0,25 per costruzioni a sezioni quadrate e pari a 0,20 per costruzioni a sezioni circolari o poligonali con numero di lati superiore a quattro.

— Se $v_{cr} > 25$ m/s le verifiche ulteriori possono essere omesse. In caso contrario si procede come segue.

— Si determinerà la pressione critica del vento corrispondente alla sua velocità critica con la formula:

$$p_{cr} = \frac{1}{2} \rho v_{cr}^2 \quad (\text{Kgf/m}^2)$$

dove:

ρ è la densità dell'aria da assumersi pari a $0,125 \text{ kgf/m}^3$.

— Si calcola, in corrispondenza della generica altezza h della costruzione misurata a partire dal suolo, la forza per unità di lunghezza, normale alla direzione del vento, agente in condizioni critiche sulla costruzione. Essa è espressa dalla formula:

$$F_{T,cr} = \frac{0.5}{\Delta} p_{cr} b \frac{h}{H}$$

dove:

b è la larghezza della costruzione in corrispondenza della altezza h che si considera;

H è l'altezza totale della costruzione;

Δ è il decremento logaritmico di smorzamento che può essere assunto pari a:

0,10 per costruzioni in acciaio

0,20 » » in c.a.p.

0,30 » » in c.a.

0,40 » » in muratura.

— Si calcola, in corrispondenza della generica altezza h della costruzione la forza per unità di lunghezza, parallela alla direzione del vento, agente in condizione critica sulla costruzione. Essa è espressa dalla formula:

$$F_{L,cr} = p_{cr} d \Phi (1 + \xi \tau)$$

dove Φ , ξ , τ hanno i valori definiti al punto 3.4.4.

— Si determina la forza risultante per unità di lunghezza in condizioni di risonanza pari a:

$$D_{cr} = \sqrt{F_{T,cr}^2 + F_{L,cr}^2}$$

e si verifica che i suoi effetti sulla costruzione non risultino più pericolosi, ai fini della sicurezza della costruzione, degli effetti dinamici calcolati in 3.4.4.

Se gli effetti generati nella presente situazione sono invece più sfavorevoli di quelli dinamici calcolati in 3.4.4. e di quelli statici, allora essi sono da assumersi come effetti del vento nelle combinazioni di carico previste nella parte 1.

Capitolo 4. — VARIAZIONI TERMICHE

Si dovrà tenere 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 $\pm 25^\circ$ per le strutture di acciaio e di $\pm 15^\circ$ per le strutture di c.a. e c.a.p., direttamente esposte alle azioni atmosferiche; e di $\pm 15^\circ$ per le strutture di acciaio e $\pm 10^\circ$ per le strutture di c.a. e c.a.p. per opere non direttamente esposte.

In generale la variazione di temperatura potrà 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 ed altro, ne dovrà essere tenuto debito conto.

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

Per variazioni di temperatura entro l'intervallo $\pm 25^{\circ}\text{C}$ si potranno assumere per le costanti elastiche i valori medi determinati alla temperatura di 20°C . In mancanza di una determinazione sperimentale diretta il coefficiente di dilatazione termica α , per i vari materiali avrà i valori riportati nel prospetto 4.1.

Prospetto 4.1.

Materiale	$10 \alpha \tau$ $^{\circ}\text{C} - 1$
—	—
Acciaio	12
Alluminio	23
Ghisa	10
Piombo	29
Rame	18
Marmo	7
Calcestruzzo	10
Laterizi	6
Laterizi - Parallelamente alle fibre	3
Legno - Perpendicolarmente alle fibre	9
Vetro	8

Capitolo 5. — RITIRO

Per le costruzioni in conglomerato cementizio armato normale e precompresso, quando non si ricorra ad additivi speciali, si dovrà tener conto del ritiro del calcestruzzo mediante un coefficiente di contrazione al quale, in mancanza di determinazione sperimentale diretta, saranno da attribuire i seguenti valori:

- 40×10^6 non armato
- 30×10^6 con armatura metallica $\leq 1\%$
- 20×10^6 con armatura metallica $> 1\%$

Tali valori si riferiscono ad una stagionatura dei getti in ambiente di normale umidità: dovranno essere adeguatamente aumentati per stagionatura in aria secca e potranno, al contrario, essere adeguatamente diminuiti per stagionatura in aria molto umida. Non sarà tenuto conto del ritiro per getti maturati e mantenuti in acqua per almeno un anno.

Ai fini della valutazione delle eventuali sollecitazioni indotte dal ritiro si tengano presenti i fenomeni viscosi di cui al capitolo 6.

Capitolo 6. — FENOMENI VISCOSI

Nei casi in cui è prescritto tener conto delle deformazioni viscosi, e così pure nei casi in cui il progettista intenda non trascurare i benefici che le deformazioni stesse possono apportare in particolari regimi tensionali, ci si dovrà riferire alle indicazioni di cui alle Norme Tecniche ai sensi dell'art. 21 della legge 5 novembre 1971, n. 1086 (8).

(8) Le Norme Tecniche attualmente vigenti sono quelle approvate con D.M. 16-6-1976 (v. in fascicolo 9/1976). Un ulteriore aggiornamento di dette norme è previsto entro il 1979.

Capitolo 7. — CONDIZIONI DI CARICO

7.1. Le condizioni di carico da considerare nel metodo di verifica semiprobabilistico sono quelle di cui al Cap. 2 della Parte 1^a.

7.2. Nell'applicazione dei metodi di verifica delle tensioni ammissibili previsti dalle Norme Tecniche ai sensi dell'art. 21 della Legge 5 novembre 1971, n. 1086 si considerano le seguenti condizioni di carico:

a) costruzioni in cemento armato: le azioni si cumulano nel modo più sfavorevole per ciascuna verifica, in un'unica condizione di carico, comprendente le azioni prevedibili sulla costruzione;

b) costruzioni in cemento armato precompresso: le azioni, comprendenti la compressione, si cumulano, nel modo più sfavorevole, per le diverse condizioni di carico corrispondente alle successive fasi di costruzione e di esercizio;

c) costruzioni in acciaio: le azioni si combinano, nel modo più sfavorevole in due classi di condizioni di carico, comprendenti:

— la 1^a le azioni di cui ai carichi permanenti, ai carichi di esercizio, alla neve ed alla spinta delle terre;

— la 2^a tutte le azioni previste.

ALLEGATO 1 ALLA PARTE 1^a (*):

a) Coefficiente γ_m e γ_o per la verifica allo stato limite ultimo delle membrature semplicemente inflesse.

Strutture in cemento armato

Si riportano i valori dei coefficienti γ_m relativi alla resistenza dei materiali, e del coefficiente γ_o , in accordo con quanto attualmente previsto dall'art. 2.7.1. del D.M. 16 giugno 1976, contenente le norme tecniche sulle opere in c.a. e coerentemente con i valori dei coefficienti γ_f prescritti dalla Norma sulla sicurezza e sui carichi.

— Per il calcestruzzo:

$\gamma_o = 1,5$; come resistenza caratteristica del calcestruzzo deve adottarsi quella cubica a 28 giorni divisa per il fattore 1,3;

— Per l'armatura:

$\gamma_a = 1,05$ per acciaio controllato in stabilimento

$= 1,20$ per acciaio non controllato in stabilimento;

— per il coefficiente γ_o :

$\gamma_o = 1,10$.

Strutture in acciaio

Si riportano i valori del coefficiente γ_m relativo alla resistenza del materiale e del coefficiente γ_o , in accordo con quanto attualmente previsto dall'art. 3.1. del D.M. 30 maggio 1976, contenente le norme tecniche per l'esecuzione delle opere a struttura metallica, e coerentemente con i valori dei coefficienti γ_f prescritti dalla Norma sulla sicurezza e sui carichi.

$\gamma_a = 1,05$

$\gamma_o = 1,12$

b) Per le verifiche al collasso per formazione di meccanismo delle strutture iperstatiche e per gli altri stati limite, i coefficienti γ_m e γ_o vengono fissati dalle apposite normative.

(*) Come chiarito dal Consiglio Superiore dei lavori pubblici nel voto n. 826/1977 con le precisazioni di cui alle lett. a) e b) « avuto riguardo al progresso degli studi nel settore (come ad esempio in sede di formulazione delle norme CEB) si introduce anche un accenno di apertura alle normative future che potranno — e si auspica al più presto — definire i detti coefficienti per le strutture iperstatiche ed in pratica quindi agevolare la diffusione dell'applicazione del metodo semiprobabilistico della verifica allo stato limite nei casi più frequenti e ricorrenti.

Ciò in speciale riferimento alle costruzioni in zona sismica, la cui normativa specifica dovrà in futuro aggiornarsi, anche con ogni debita cautela e al momento opportuno, aprendosi alla nuova prospettiva dei metodi di verifica della sicurezza allo stato limite, rappresentato dal collasso per formazione di meccanismo, delle strutture dell'edificio ».