

## 3 AZIONI SULLE COSTRUZIONI

### 3.1 OPERE CIVILI E INDUSTRIALI

#### 3.1.1 GENERALITÀ

Nel presente paragrafo vengono definiti i carichi, nominali e/o caratteristici, relativi a costruzioni per uso civile o industriale. La descrizione e la definizione dei carichi devono essere espressamente indicate negli elaborati progettuali.

Le azioni permanenti e quasi-permanenti legate all'azione gravitazionale sono determinate a partire dalle dimensioni geometriche e dalle caratteristiche di densità o di massa volumica dei materiali di cui è composta la costruzione sia nelle parti strutturali che in quelle non strutturali: i pesi specifici ed i carichi pertinenti devono essere definiti a partire da fonti riconosciute o dalle indicazioni dei paragrafi 3.1.2 e 3.1.3.

Nei paragrafi seguenti, sono fornite indicazioni sui valori dei carichi variabili da utilizzare nelle costruzioni: tali valori sono da considerare come valori nominali minimi.

**Tabella 3.1.I** - *Pesi per unità di volume dei principali materiali strutturali*

MATERIALI	PESO UNITÀ DI VOLUME [kN/m <sup>3</sup> ]
<b>Calcestruzzi cementizi e malte</b>	
Calcestruzzo ordinario	24,0
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25,0
Calcestruzzi "leggeri": da determinarsi caso per caso	14,0 ÷ 20,0
Calcestruzzi "pesanti": da determinarsi caso per caso	28,0 ÷ 50,0
Malta di calce	18,0
Malta di cemento	21,0
Calce in polvere	10,0
Cemento in polvere	14,0
Sabbia	17,0
<b>Metalli e leghe</b>	
Acciaio	78,5
Ghisa	72,5
Alluminio	27,0
<b>Materiale lapideo</b>	
Argilla compatta	21,0
Tufo vulcanico	17,0
Calcare compatto	26,0
Calcare tenero	22,0
Gesso	13,0
Granito	27,0
Laterizio (pieno)	18,0
<b>Legnami</b>	
Conifere e pioppo	4,0 ÷ 6,0
Latifoglie (escluso pioppo)	6,0 ÷ 8,0
<b>Sostanze varie</b>	
Carta	10,0
Vetro	25,0
Per materiali non compresi nella tabella si potrà far riferimento a specifiche indagini sperimentali o a normative di comprovata validità assumendo i valori nominali come valori caratteristici.	

I carichi saranno considerati agire staticamente, salvo casi particolari in cui gli effetti dinamici dovranno essere debitamente valutati. Oltre che la situazione definitiva d'uso, si dovranno considerare le azioni agenti in tutte le fasi esecutive della costruzione.

In fase di progetto, la robustezza dell'opera deve essere verificata imponendo azioni nominali convenzionali, in aggiunta alle altre azioni esplicite (non sismiche), applicate secondo due direzioni orizzontali ortogonali e consistenti in una frazione dei carichi pari all'1%, al fine di verificare il comportamento complessivo.

### 3.1.2 PESI PROPRI DEI MATERIALI STRUTTURALI

I pesi per unità di volume dei più comuni materiali, per la determinazione dei pesi propri strutturali, possono essere assunti pari a quelli riportati nella tabella 3.1.I.

### 3.1.3 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Sono considerati carichi permanenti i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione, quali quelli relativi a tamponature esterne, divisorie interne, massetti, isolamenti, pavimenti e rivestimenti del piano di calpestio, intonaci, controsoffitti, impianti ed altro, 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.

In linea di massima, in presenza di orizzontamenti anche con orditura unidirezionale ma con capacità di ripartizione trasversale, i carichi ed i sovraccarichi potranno assumersi per la verifica d'insieme come uniformemente ripartiti. In caso contrario, occorrerà valutarne le effettive distribuzioni.

I tramezzi e gli impianti leggeri di edifici per abitazioni e uffici possono assumersi, in genere, come carichi equivalenti distribuiti, quando i solai hanno adeguata capacità di ripartizione trasversale.

#### 3.1.3.1 Elementi divisorii interni

Per gli orizzontamenti degli edifici per abitazioni e uffici, il peso proprio di elementi divisorii interni potrà essere ragguagliato ad un carico permanente portato uniformemente distribuito  $g_{2k}$ , purché vengano adottate le misure costruttive atte ad assicurare una adeguata ripartizione del carico. Il carico uniformemente distribuito  $g_{2k}$  ora definito dipende dal peso proprio per unità di lunghezza  $G_{2k}$  delle partizioni nel modo seguente:

- per elementi divisorii con  $G_{2k} \leq 1,00$  kN/m :  $g_{2k} = 0,40$  kN/m<sup>2</sup>;
- per elementi divisorii con  $1,00 < G_{2k} \leq 2,00$  kN/m :  $g_{2k} = 0,80$  kN/m<sup>2</sup>;
- per elementi divisorii con  $2,00 < G_{2k} \leq 3,00$  kN/m :  $g_{2k} = 1,20$  kN/m<sup>2</sup>;
- per elementi divisorii con  $3,00 < G_{2k} \leq 4,00$  kN/m :  $g_{2k} = 1,60$  kN/m<sup>2</sup>;
- per elementi divisorii con  $4,00 < G_{2k} \leq 5,00$  kN/m :  $g_{2k} = 2,00$  kN/m<sup>2</sup>.

Elementi divisorii interni con peso proprio maggiore devono essere considerati in fase di progettazione tenendo conto del loro effettivo posizionamento sul solaio.

### 3.1.4 SOVRACCARICHI VARIABILI

I sovraccarichi variabili comprendono la classe dei carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- carichi verticali uniformemente distribuiti  $q_k$  [kN/m<sup>2</sup>],
- carichi orizzontali lineari  $H_k$  [kN/m]
- carichi orizzontali concentrati  $Q_k$  [kN].

I valori nominali e/o caratteristici delle 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 riportati nella Tabella 3.1.II. Tali valori sono comprensivi degli effetti dinamici ordinari purchè non vi sia rischio di risonanza delle strutture.

Tabella 3.1.II – Valori dei sovraccarichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
A	<b>Ambienti ad uso residenziale.</b> Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	<b>Uffici.</b> Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	<b>Ambienti suscettibili di affollamento</b> Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	3,00 4,00 5,00	2,00 4,00 5,00	1,00 2,00 3,00
D	<b>Ambienti ad uso commerciale.</b> Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	<b>Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale.</b> Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	≥ 6,00 —	6,00 —	1,00* —
F-G	<b>Rimesse e parcheggi.</b> Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	2,50 —	2 x 10,00 —	1,00** —
H	<b>Coperture e sottotetti</b> Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50 — —	1,20 — —	1,00 secondo categoria di appartenenza —

\* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati

\*\* per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso

I sovraccarichi verticali concentrati  $Q_k$  formano oggetto di verifiche locali distinte e non vanno sovrapposti ai corrispondenti carichi verticali ripartiti; essi vanno applicati su impronte di carico

appropriate all'utilizzo ed alla forma dell'orizzontamento; in assenza di precise indicazioni può essere considerata una forma dell'impronta di carico quadrata pari a 50 x 50 mm, salvo che per le rimesse ed i parcheggi, per i quali si applicano su due impronte di 200 x 200 mm, distanti 1,60 m.

I valori riportati nel prospetto sono da considerare come nominali, per condizioni di uso corrente delle rispettive categorie. Altri regolamenti potranno imporre valori superiori, in relazione ad esigenze specifiche.

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.

#### **3.1.4.1 Sovraccarichi variabili orizzontali**

I sovraccarichi orizzontali lineari  $H_k$  devono essere applicati a pareti - alla quota di 1,20 m dal rispettivo piano di calpestio - ed a parapetti o mancorrenti - alla quota del bordo superiore. Essi vanno considerati sui singoli elementi ma non sull'edificio nel suo insieme.

I sovraccarichi variabili orizzontali (lineari) indicati nella Tabella 3.1.II, devono essere utilizzati per verifiche locali, e non si sommano alle verifiche dell'edificio nel suo insieme.

In proposito va precisato che 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 dovranno garantire sufficiente stabilità in esercizio).

Il soddisfacimento della prescrizione potrà essere documentato anche per via sperimentale, e comunque mettendo in conto i vincoli che il manufatto possiede e tutte le risorse che il tipo costruttivo consente.

#### **3.1.4.2 Riduzione dei sovraccarichi**

Quando si verifichino elementi strutturali quali travi, pilastri, pareti portanti, fondazioni, interessati da carichi variabili applicati su superfici ampie, da presumersi non caricate per intero contemporaneamente col massimo sovraccarico, il valore del sovraccarico, purché appartenente tutto alla stessa categoria, potrà essere mediamente ridotto su tali superfici, rispetto a quello indicato nella Tabella 3.1.II, in funzione della estensione della superficie caricata complessiva di spettanza dell'elemento verificato.

## 3.2 AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche; le sue attuali fonti di riferimento sono riportate nell’Allegato A.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria **A** quale definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{V_R}$ , quali definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento  $V_R$ , quale definito nel § 2.4. In alternativa è ammesso l’uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito quale definita nell’Allegato A.

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{V_R}$ , a partire dai valori dei seguenti parametri:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima su affioramento rigido orizzontale;
- $S_{e,max}$  risposta spettrale massima in accelerazione;
- $S_{Ve,max}$  risposta spettrale massima in velocità.

Nelle zone classificate a sismicità molto bassa ai sensi del DPR 380/01 e dell’Allegato A per tutte le tipologie costruttive, quale che sia il tipo e la classe d’uso, valgono le sole indicazioni riportate all’inizio del capitolo 7, salvo provvedimenti specifici delle Regioni e Province Autonome.

### 3.2.1 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d’uso significativi;
- **Stato Limite di immediato utilizzo o di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell’interruzione d’uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della vita o Ultimo (SLU):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una significativa parte della resistenza per azioni orizzontale e resistenza e rigidità per azioni verticali quasi immutate manifestando

ancora, nel complesso, un significativo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali;

- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali, cui si associa una perdita sostanziale di rigidità ed una contenuta perdita di resistenza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva ancora una significativa parte della rigidità e resistenza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{V_R}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva Tabella 3.2.I.

**Tabella 3.2.I** – Probabilità di superamento  $P_{V_R}$  al variare dello stato limite considerato

Stato Limite		$P_{V_R}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLU	10%
	SLC	5%

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza (come avviene per gli ospedali), i valori di  $P_{V_R}$  forniti in tabella andranno sostituiti dai valori di  $P_{V_R}^*$  forniti dalla formula  $P_{V_R}^* = 1 - ((C_U - P_{V_R}) / C_U)^{C_U}$  ove  $C_U$  è il coefficiente d'uso definito in 2.4.3.

### 3.2.2 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

#### Categorie di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifici studi, come indicato nel § 7.11.5. In assenza di tali studi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento ad un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tabella 3.2.II e Tabella 3.2.III).

La classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente  $V_{s,30}$  di propagazione delle onde di taglio (definita successivamente) entro i primi 30 m di profondità. Per le fondazioni dirette, tale profondità è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni profonde è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

La misura diretta della velocità di propagazione delle onde di taglio è fortemente raccomandata. Nei casi in cui, tuttavia, tale determinazione non sia disponibile, la classificazione può essere effettuata in base ai valori del numero equivalente di colpi della prova penetrometrica dinamica (*Standard Penetration Test*)  $N_{SPT,30}$  (definito successivamente) nei terreni prevalentemente a grana grossa e della resistenza non drenata equivalente  $c_{u,30}$  (definita successivamente) nei terreni prevalentemente a grana fina.

**Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo**

Categoria	Descrizione
<b>A</b>	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
<b>B</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>C</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>D</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>E</b>	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Per queste cinque categorie di sottosuolo, le azioni sismiche sono definite al § 3.2.3 delle presenti norme.

Per terreni aventi caratteristiche meccaniche più scadenti di quelli di cui alle categorie D ed E, o appartenenti alle ulteriori categorie S1 ed S2 di seguito indicate (Tabella 3.2.III), è necessario predisporre specifici studi per la definizione delle azioni sismiche, particolarmente nei casi in cui la presenza di terreni suscettibili di liquefazione e/o di argille d'elevata sensibilità possa comportare fenomeni di collasso del terreno.

**Tabella 3.2.III – Categorie aggiuntive di sottosuolo.**

Categoria	Descrizione
<b>S1</b>	Depositi di terreni che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
<b>S2</b>	Depositi di terreni liquefacibili, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti.

La velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s,30}$  è definita dall'espressione

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}} \quad (\text{m/s})$$

La resistenza penetrometrica dinamica equivalente  $N_{SPT,30}$  è definita dall'espressione

$$N_{SPT,30} = \frac{\sum_{i=1,M} h_i}{\sum_{i=1,M} \frac{h_i}{N_{SPT,i}}}$$

La resistenza non drenata equivalente  $c_{u,30}$  è definita dall'espressione

$$c_{u,30} = \frac{\sum_{i=1,K} h_i}{\sum_{i=1,K} \frac{h_i}{c_{u,i}}}$$

Nelle precedenti espressioni si indica con:

- $h_i$  spessore (in metri) dell' $i$ -esimo strato compreso nei primi  $H$  m di profondità;
- $V_{s,i}$  velocità delle onde di taglio nell' $i$ -esimo strato (per deformazioni di taglio  $\gamma < 10^{-4} \%$ );
- $N_{SPT,i}$  numero di colpi  $N_{SPT}$  nell' $i$ -esimo strato;
- $c_{u,i}$  resistenza non drenata nell' $i$ -esimo strato;
- $N$  numero di strati compresi nei primi 30 m di profondità;
- $M$  numero di strati di terreni a grana grossa compresi nei primi 30 m di profondità;
- $K$  numero di strati di terreni a grana fina compresi nei primi 30 m di profondità.

Nel caso di sottosuoli costituiti da stratificazioni di terreni a grana grossa e a grana fina ricadenti nelle categorie da **A** ad **E**, quando non si disponga di misure dirette della velocità delle onde di taglio si può procedere come segue:

- determinare  $N_{SPT,30}$  limitatamente agli strati di terreno a grana grossa compresi entro i primi 30 m di profondità;
- determinare  $c_{u,30}$  limitatamente agli strati di terreno a grana fina compresi entro i primi 30 m di profondità;
- individuare le classi corrispondenti singolarmente ai parametri  $N_{SPT,30}$  e  $c_{u,30}$ ;
- riferire il sottosuolo alla classe peggiore tra quelle individuate al punto precedente.

### Categorie topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifici studi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tabella 3.2.IV):

**Tabella 3.2.IV** – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media dei pendii $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media dei pendii $i > 30^\circ$

Le suesposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

### 3.2.3 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

#### 3.2.3.1 Descrizione del moto sismico in superficie e sul piano di fondazione

Ai fini delle presenti norme l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da  $X$  ed  $Y$  ed una verticale contrassegnata da  $Z$ , da considerare tra di loro indipendenti. Salvo quanto specificato nel §7.11 per le opere e i sistemi geotecnici la componente verticale verrà considerata ove espressamente specificato (v. Cap. 7) e purché il sito nel quale la costruzione sorge non sia a *sismicità molto bassa o bassa*.

Ciascuna componente può essere descritta, in funzione del tipo di analisi che si adotta, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima attesa in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;
- accelerogramma.

Sulla base di appositi studi si può poi passare dai valori in superficie ai valori sul piano di fondazione, come definito nel § 3.2.2; in assenza di tali studi l'azione in superficie può essere assunta come agente sul piano di fondazione.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta ovvero dalle due componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

La componente che descrive il moto verticale è caratterizzata dal suo spettro di risposta o dalla componente accelerometrica verticale. In mancanza di documentata informazione specifica, in via semplificata l'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie possono essere determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali. La componente accelerometrica verticale può essere correlata alle componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

Per la definizione delle forme spettrali (spettri elastici e spettri di progetto) e degli accelerogrammi, si rimanda ai paragrafi successivi.

#### 3.2.3.2 Spettro di risposta elastico in accelerazione

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione massima convenzionale  $a_g$  su sottosuolo di categoria **A** che caratterizza il sito. Sia la forma spettrale che il valore di  $a_g$  variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{V_R}$  (v. § 2.4 e § 3.2.1).

Gli spettri così definiti potranno essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro dovrà essere definito da appositi studi ovvero l'azione sismica andrà descritta mediante accelerogrammi. In eguale modo si opererà in presenza di sottosuoli di categoria **S1** o **S2**.

##### 3.2.3.2.1 Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{V_R}$  considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned}
0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times F_o \times \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \times F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times F_o \\
T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times F_o \times \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times F_o \times \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)
\end{aligned} \tag{3.2.1}$$

nelle quali  $T$  ed  $S_e$  sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale. Inoltre si ha:

$S$  coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_S \times S_T \tag{3.2.2}$$

dove  $S_S$  è il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi espressioni 3.2.11) ed  $S_T$  è il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tabella 3.2.VI);

$\eta$  fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%, mediante la relazione seguente:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55 \tag{3.2.3}$$

dove  $\xi$  (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

$F_o$  fattore che quantizza l'amplificazione spettrale massima, in termini di rapporto tra  $S_e(T)_{max}$  (definita al § 3.2) ed accelerazione orizzontale massima del suolo  $a_g$ , mediante la relazione:

$$F_o = \frac{S_{e,max}}{a_g} \tag{3.2.4}$$

$T_C$  periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, determinato in termini di rapporto tra  $S_{Ve,max}$  ed  $S_{e,max}$  (definite al § 3.2) mediante la relazione:

$$T_C = C_C \times \frac{S_{Ve,max}}{S_{e,max}} \tag{3.2.5}$$

dove  $C_C$  è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi tabella 3.2.V);

$T_B$  periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, determinato mediante la relazione:

$$T_B = T_C / 4 \tag{3.2.6}$$

$T_D$  periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = \frac{a_g}{g} \times 4,0 + 1,6 \tag{3.2.7}$$

Per categorie speciali di sottosuolo, per determinati sistemi geotecnici o se si intenda aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante più rigorose analisi di risposta sismica locale. Queste analisi presuppongono un'adeguata conoscenza delle proprietà geotecniche dei terreni e, in particolare, delle relazioni sforzi-deformazioni in campo ciclico, da determinare mediante specifiche indagini e prove.

In mancanza di tali determinazioni, per le componenti orizzontali del moto e per le categorie di sottosuolo di fondazione definite nel § 3.2.2, la forma spettrale su sottosuolo di categoria A con superficie topografica orizzontale è modificata attraverso il coefficiente stratigrafico  $S_S$ , il coefficiente topografico  $S_T$  e il coefficiente  $C_C$  che modifica il valore del periodo  $T_C$ .

### Amplificazione stratigrafica

Per sottosuolo di categoria **A** il coefficiente  $S_S$  vale 1, il coefficiente  $C_C$  vale  $2\pi$ .

Per le categorie di sottosuolo **B**, **C**, **D** ed **E** i coefficienti  $S_S$  e  $C_C$  possono essere calcolati, in funzione dei valori di  $S_{e,max}$  ed  $S_{Ve,max}$  relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nelle formule 3.2.11 e 3.2.12 di Tab. 3.2.V nelle quali  $g$  è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

**Tabella 3.2.V** – Espressioni di  $S_S$  e di  $C_C$

Categoria sottosuolo	$S_S$ [3.2.8]	$C_C$ [3.2.9]
<b>A</b>	1,00	$2\pi$
<b>B</b>	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \times \frac{S_{e,max}}{g} \leq 1,20$	$4,79 \times \left( \frac{S_{e,max}}{S_{Ve,max}} \right)^{0,20}$
<b>C</b>	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \times \frac{S_{e,max}}{g} \leq 1,50$	$3,60 \times \left( \frac{S_{e,max}}{S_{Ve,max}} \right)^{0,33}$
<b>D</b>	$0,90 \leq 1,90 - 0,75 \times \frac{S_{e,max}}{g} \leq 1,80$	$3,13 \times \left( \frac{S_{e,max}}{S_{Ve,max}} \right)^{0,50}$
<b>E</b>	$1,00 \leq 1,50 - 0,10 \times \frac{S_{e,max}}{g} \leq 1,60$	$3,46 \times \left( \frac{S_{e,max}}{S_{Ve,max}} \right)^{0,40}$

### Amplificazione topografica

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di studi specifici di risposta sismica locale, si utilizzano i valori massimi del coefficiente topografico  $S_T$  riportati nella Tabella 3.2.VI, in funzione delle categorie topografiche definite in § 3.2.2. e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

**Tabella 3.2.VI** – Valori del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza del bordo superiore	1,0÷1,2
T3	In prossimità della cresta	1,0÷1,2
T4	In prossimità della cresta	1,2÷1,4

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità fino alla base dove  $S_T$  assume valore unitario.

### 3.2.3.2.2 Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_{ve}(T) = a_g \times S \times \eta \times F_v \times \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \times F_v} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_{ve}(T) = a_g \times S \times \eta \times F_v \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_{ve}(T) = a_g \times S \times \eta \times F_v \times \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_{ve}(T) = a_g \times S \times \eta \times F_v \times \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned} \tag{3.2.13}$$

nelle quali  $T$  ed  $S_{ve}$  sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale verticale e  $F_v$  è il fattore che quantizza l'amplificazione spettrale massima, in termini di rapporto tra  $S_e(T)_{max}$  (definita al § 3.2) ed accelerazione orizzontale massima del suolo  $a_g$ , mediante la relazione:

$$F_v = 1,35 \times F_o \times \left( \frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \tag{3.2.14}$$

I valori di  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $S$ ,  $\eta$  sono quelli già definiti al § 3.2.3.2.1 per le componenti orizzontali; i valori di  $S_s$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$ , salvo più accurate determinazioni, sono quelli riportati nella Tabella 3.2.VII.

**Tabella 3.2.VII** – Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale

Categoria di sottosuolo	$S_s$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A, B, C, D, E	1,0	0,05	0,15	1,0

Per tener conto delle condizioni topografiche, in assenza di studi specifici si utilizzano i valori del coefficiente topografico  $S_T$  riportati in Tabella 3.2.VI.

### 3.2.3.2.3 Spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali

Lo spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali  $S_{De}(T)$  si ricava dalla corrispondente risposta in accelerazione  $S_e(T)$  mediante la seguente espressione:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \times \left( \frac{T}{2\pi} \right)^2 \quad [3.2.15]$$

purché il periodo di vibrazione  $T$  non ecceda i valori  $T_E$  indicati in Tabella 3.2.VIII.

**Tabella 3.2.VIII** – Valori dei parametri  $T_E$  e  $T_F$

Categoria sottosuolo	$T_E$	$T_F$
A	4,5	10,0
B	5,0	10,0
C, D, E	6,0	10,0

Per periodi di vibrazione eccedenti  $T_E$ , le ordinate dello spettro possono essere ottenute dalle formule seguenti:

per  $T_E < T \leq T_F$ :

$$S_{De}(T) = 0,025 \times a_g \times S \times T_C \times T_D \times \left[ 2,5 \times \eta + (1 - 2,5 \times \eta) \times \frac{T - T_E}{T_F - T_E} \right] \quad [3.2.16]$$

per  $T > T_F$ :

$$S_{De}(T) = d_g \quad [3.2.17]$$

dove tutti i simboli sono già stati definiti, ad eccezione di  $d_g$ , definito nel paragrafo successivo.

### 3.2.3.3 Spostamento orizzontale e velocità orizzontale del terreno

I valori dello spostamento orizzontale  $d_g$  e della velocità orizzontale  $v_g$  massimi del suolo sono dati dalle seguenti espressioni:

$$d_g = 0,025 \times S \times T_C \times T_D \times a_g \quad [3.2.18]$$

$$v_g = 0,16 \times S \times T_C \times a_g$$

dove  $a_g$ ,  $S$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  assumono i valori già utilizzati al 3.2.3.2.1.

### 3.2.3.4 Spettri di progetto per gli stati limite di esercizio

Per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{V_r}$  considerata (v. 2.4 e 3.2.1).

### 3.2.3.5 Spettri di progetto per gli stati limite ultimi

Qualora le verifiche agli stati limite ultimi non vengano effettuate tramite l'uso di opportuni accelerogrammi ed analisi dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle strutture le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso un fattore riduttivo delle forze elastiche, denominato fattore di struttura  $q$ , che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso lo spettro di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico

corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{V_R}$  considerata (v. 2.4 e 3.2.1), con le ordinate ridotte ponendo nelle formule 3.2.4:

$$\eta = \frac{1}{q} \quad [3.2.19]$$

Si assumerà comunque  $S_d(T) \geq 0,2a_g$ .

### 3.2.3.6 Impiego di accelerogrammi

Gli stati limite, ultimi e di esercizio, possono essere verificati mediante l'uso di accelerogrammi, o artificiali o simulati o naturali. Ciascun accelerogramma descrive una componente, orizzontale o verticale, dell'azione sismica.

La durata degli accelerogrammi deve essere stabilita sulla base della magnitudo e degli altri parametri fisici che determinano la scelta del valore di  $a_g$  e di  $S_s$ . In assenza di studi specifici la durata della parte pseudo-stazionaria degli accelerogrammi sarà almeno pari a 10 s; la parte pseudo-stazionaria deve essere preceduta e seguita da tratti ad intensità crescente da zero e decrescente a zero, di modo che la durata complessiva dell'accelerogramma sia non inferiore a 25 s.

Gli accelerogrammi artificiali devono avere uno spettro di risposta elastico coerente con lo spettro di risposta elastico adottato nella progettazione. La coerenza con lo spettro elastico è da verificare in base alla media delle ordinate spettrali ottenute con i diversi accelerogrammi, per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi$  del 5%. L'ordinata spettrale media non dovrà presentare uno scarto in difetto superiore al 10%, rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico, in alcun punto dell'intervallo di periodi  $0,15 \text{ s} \div 2,0 \text{ s}$  e  $0,15 \text{ s} \div 3 T$ , in cui  $T$  è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura in campo elastico, per le verifiche agli stati limite ultimi e  $0,15 \text{ s} \div 1,5 T$ , per le verifiche agli stati limite di esercizio. Nel caso di costruzioni con isolamento sismico, il limite superiore dell'intervallo di coerenza è assunto pari a  $1,2 T_{is}$ , essendo  $T_{is}$  il periodo equivalente della struttura isolata, valutato per gli spostamenti del sistema d'isolamento prodotti dallo stato limite in esame.

L'uso di accelerogrammi artificiali non è ammesso nelle analisi di opere e sistemi geotecnici.

L'uso di accelerogrammi generati mediante simulazione fisica della sorgente e della propagazione, è ammesso, a condizione che siano adeguatamente giustificate le ipotesi relative alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente e alle condizioni stratigrafiche e topografiche del sito.

L'uso di accelerogrammi registrati è ammesso, a condizione che la loro scelta sia adeguatamente giustificata in base alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente, alle condizioni stratigrafiche e topografiche del sito di registrazione, alla magnitudo e agli altri parametri fisici che determinano la scelta del valore dei parametri che definiscono lo spettro di risposta elastico, di cui al § 3.2.3.2, caratteristico del sito.

Gli accelerogrammi registrati devono comunque essere scalati in modo da rispettare i limiti di coerenza con gli spettri di risposta, precedentemente definiti.

## 3.2.4 COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni già fornita in 2.5.3 e che qui si riporta:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} Q_{ki} \quad [3.2.20]$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} Q_{ki} \quad [3.2.21]$$

I valori dei coefficienti  $\psi_{2i}$  sono riportati nella successiva Tabella 3.2.IX

**Tabella 3.2.IX – Coefficienti  $\psi_{2i}$  per varie destinazioni d'uso.**

Destinazione d'uso (vedi Tabella 2.6.II)	$\psi_{2i}$
Abitazioni, uffici, Scale (Categorie A e B)	0,30
Uffici aperti al pubblico, Scuole, Negozi, Autorimesse (Categorie C, D, F, G)	0,60
Magazzini, Archivi, Biblioteche (Categoria E)	0,80
Tetti e coperture con neve (Categoria H, Neve)	0,20
Vento e variazioni termiche	0,00

Nel caso dei ponti, e per le sole verifiche agli stati limite ultimi, le azioni da considerare in aggiunta a quella sismica sono solo quelle dovute ai carichi permanenti, secondo l'espressione:

$$G_1 + G_2 + P + E \quad [3.2.22]$$

### 3.2.5 ASPETTI DELL'AZIONE SISMICA DOVUTI ALLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO

#### 3.2.5.1 Variabilità spaziale del moto

Nei punti di contatto dell'opera con il terreno (fondazioni) il moto sismico è generalmente diverso, a causa del suo carattere intrinseco di propagazione, delle disomogeneità e delle discontinuità eventualmente presenti, e della diversa risposta locale del terreno dovuta a particolari caratteristiche stratigrafiche e topografiche.

Degli effetti sopra indicati dovrà tenersi conto quando tali effetti possono essere significativi e in ogni caso quando le condizioni di sottosuolo sono variabili lungo lo sviluppo dell'opera, in misura tale da richiedere l'uso di spettri di risposta diversi.

In assenza di modelli fisicamente più accurati e adeguatamente documentati, un criterio di prima approssimazione per tener conto della variabilità spaziale del moto consiste nel sovrapporre agli effetti dinamici, valutati ad esempio con lo spettro di risposta, gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi.

Nel dimensionamento delle strutture in elevazione tali effetti potranno essere trascurati quando la struttura di fondazione sia rigida e resistente a sufficienza da rendere minime le distorsioni in pianta dovute agli spostamenti relativi; negli edifici questo avviene, ad esempio, quando si collegano tra loro in modo opportuno i plinti di fondazione.

Gli effetti dinamici possono essere valutati adottando un'unica azione sismica, corrispondente alla categoria di sottosuolo che induce le sollecitazioni più severe. Qualora l'opera venga suddivisa in porzioni, ciascuna fondata su sottosuolo a caratteristiche ragionevolmente omogenee, per ciascuna di esse si adotterà l'appropriata azione sismica.

### 3.2.5.2 Spostamento assoluto e relativo del terreno

Il valore dello spostamento assoluto orizzontale massimo del suolo ( $d_g$ ) può ottenersi utilizzando l'espressione 3.2.18.

Nel caso in cui sia necessario valutare gli effetti della variabilità spaziale del moto richiamati nel paragrafo precedente, il valore dello spostamento relativo tra due punti  $i$  e  $j$  caratterizzati dalle proprietà stratigrafiche del rispettivo sottosuolo ed il cui moto possa considerarsi indipendente, può essere stimato secondo l'espressione seguente:

$$d_{ij\max} = 1.25\sqrt{d_{gi}^2 + d_{gj}^2} \quad [3.2.23]$$

dove  $d_{gi}$  e  $d_{gj}$  sono gli spostamenti massimi del suolo nei punti  $i$  e  $j$ , calcolati con riferimento alle caratteristiche locali del sottosuolo.

Il moto di due punti del terreno può considerarsi indipendente per punti posti a distanze notevoli, in relazione al tipo di sottosuolo; il moto è reso indipendente anche dalla presenza di forti variabilità orografiche tra i punti.

In assenza di forti discontinuità orografiche, lo spostamento relativo tra punti a distanza  $x$  si può valutare con l'espressione:

$$d_{ij}(x) = d_{ij0} + (d_{ij\max} - d_{ij0}) \left[ 1 - e^{-1.25(x/v_s)^{0.7}} \right] \quad [3.2.24]$$

dove  $v_s$  è la velocità di propagazione delle onde di taglio e  $d_{ij0}$ , spostamento relativo tra due punti a piccola distanza, è dato dall'espressione:

$$d_{ij0}(x) = 1.25 \left| d_{gi} - d_{gj} \right| \quad [3.2.25]$$

Per punti ad una distanza inferiore ai 20 m lo spostamento relativo, se i punti ricadono su sottosuoli differenti, è rappresentato da  $d_{ij0}$ , se i punti ricadono su sottosuolo dello stesso tipo, può essere stimato con le espressioni 3.2.26, anziché con l'espressione 3.2.24:

$$d_{ij}(x) = \frac{d_{ij\max}}{v_s} \times 2,3x \quad \text{per sottosuolo tipo D} \quad [3.2.26]$$

$$d_{ij}(x) = \frac{d_{ij\max}}{v_s} \times 3,0x \quad \text{per sottosuolo di tipo diverso da D}$$

### 3.3 AZIONI DEL VENTO

#### 3.3.1 GENERALITÀ

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 3.3.3. Peraltro, per le 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.

#### 3.3.2 VELOCITÀ DI RIFERIMENTO

La velocità di riferimento  $v_b$  è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II (vedi Tabella 3.3.II), mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche  $v_b$  è data dall'espressione:

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

$$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

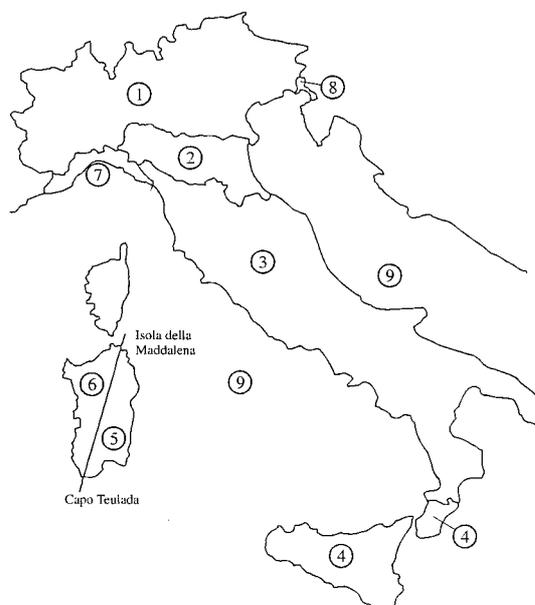
dove:

$v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_a$  sono parametri forniti nella Tabella 3.3.I e legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame, in funzione delle zone definite in Figura 3.3.1;  
 $a_s$  è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

**Tabella 3.3.I - Valori dei parametri  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_a$**

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ (m/s)	$a_0$ (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	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
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	0,020
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	0,020

Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare si potrà fare riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione. I valori della velocità di riferimento possono essere ricavati da dati supportati da opportuna documentazione o da indagini statistiche adeguatamente comprovate. Fatte salve tali valutazioni, comunque raccomandate in prossimità di vette e crinali, i valori utilizzati non dovranno essere minori di quelli previsti per 1500 m di altitudine.



**Figura 3.3.1** – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

### 3.3.3 AZIONI STATICHE EQUIVALENTI

Le azioni statiche del vento sono costituite da 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, si deve considerare anche l'ipotesi di vento spirante secondo la direzione di una delle diagonali.

### 3.3.4 PRESSIONE DEL VENTO

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

dove

$q_b$  è la pressione cinetica di riferimento di cui al punto 3.3.6;

$c_e$  è il coefficiente di esposizione di cui al punto 3.3.7;

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

$c_d$  è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Indicazioni per la sua valutazione sono riportate al punto 3.3.8.

### 3.3.5 AZIONE TANGENZIALE DEL VENTO

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

$$p_f = q_b c_e c_f$$

dove

$q_b, c_e$  sono definiti ai punti 3.3.6 e 3.3.7;

$c_f$  è il coefficiente d'attrito, funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

### 3.3.6 PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO.

La pressione cinetica di riferimento  $q_b$  (in N/m<sup>2</sup>) è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$$

dove

$v_b$  è la velocità di riferimento del vento (in m/s);

$\rho$  è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m<sup>3</sup>.

### 3.3.7 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. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di  $z = 200$  m, esso è 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 3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

$c_t$  è il coefficiente di topografia.

**Tabella 3.3.II** – Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	$k_r$	$z_0$ (m)	$z_{min}$ (m)
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

In mancanza di analisi specifiche, la categoria di esposizione è assegnata nella Figura 3.3.2 in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita in Tabella 3.3.III. Nelle fasce entro i 40 km dalla costa delle zone 1, 2, 3, 4, 5 e 6, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

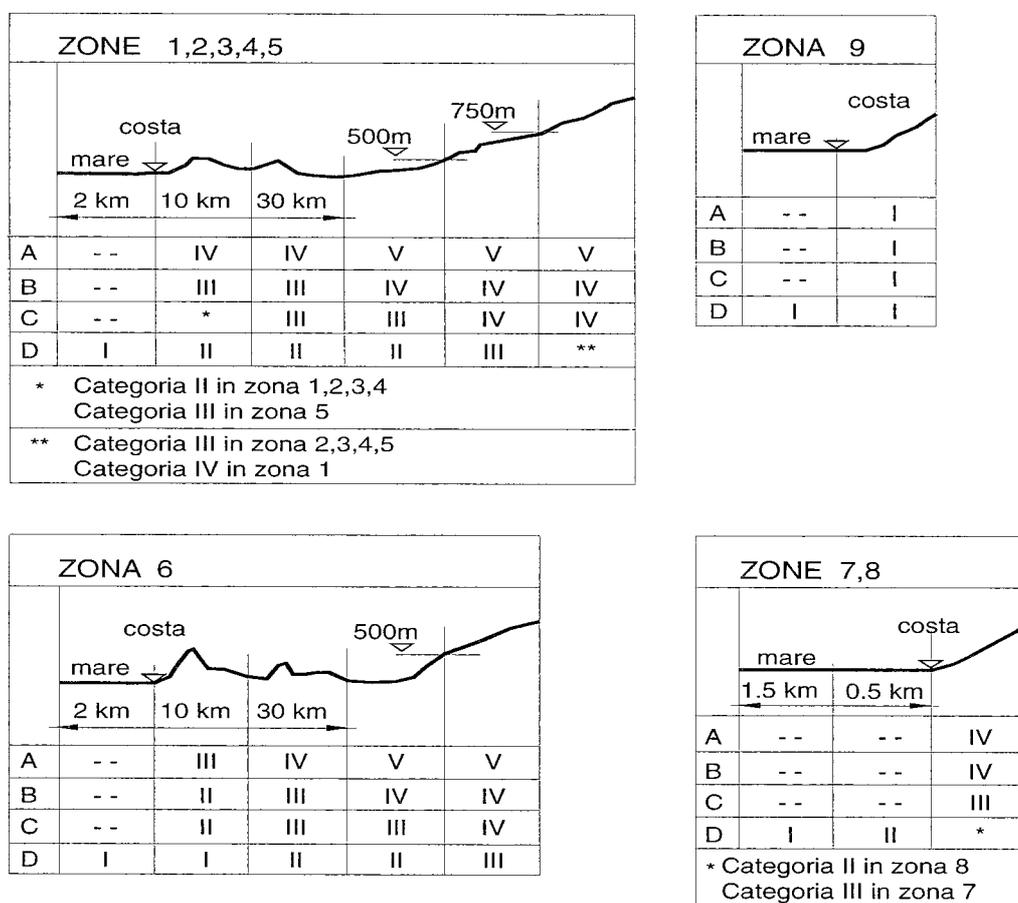
Il coefficiente di topografia  $c_t$  è posto di regola pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane. In questo caso, la Figura 3.3.3 riporta le leggi di variazione di  $c_e$  per le diverse categorie di esposizione.

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

**Tabella 3.3.III - Classi di rugosità del terreno**

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.



**Figura 3.3.2 - Definizione delle categorie di esposizione**

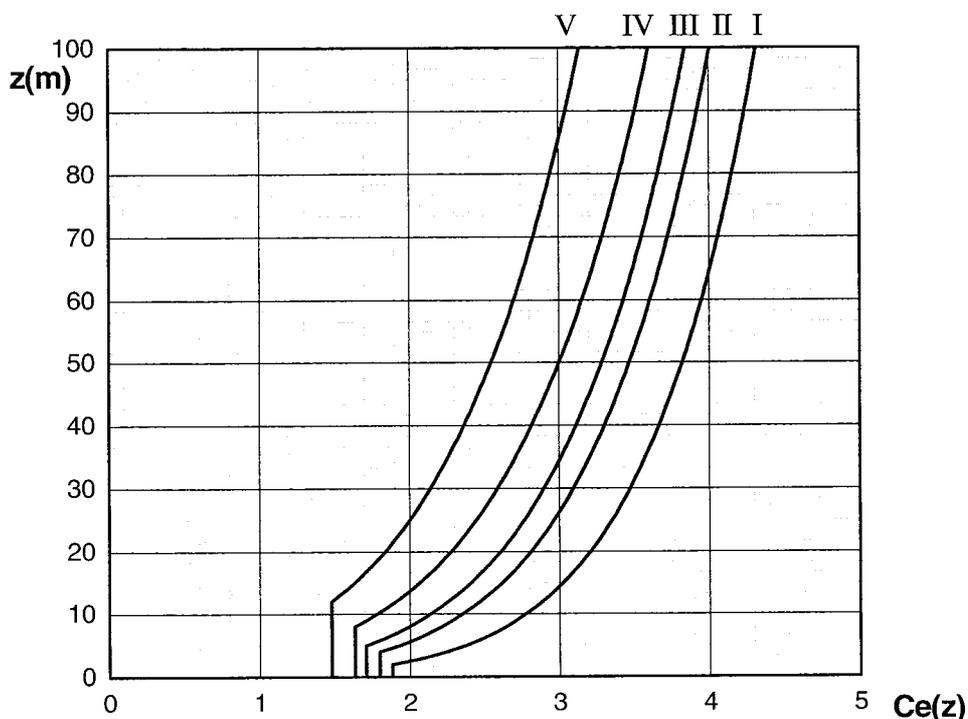


Figura 3.3.3 - Andamento del coefficiente di esposizione  $c_e$  con la quota (per  $c_t = 1$ )

### 3.3.8 COEFFICIENTE DINAMICO

Il coefficiente dinamico tiene in conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura.

Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

### 3.3.9 PARTICOLARI PRECAUZIONI NEL PROGETTO DI STRUTTURE SOGGETTE ALL'AZIONE DEL VENTO

Strutture particolarmente deformabili quali antenne, ciminiere, ponti o strutture sorretti da cavi devono essere verificate anche rispetto ai fenomeni di interazione vento-struttura, i quali possono indurre vibrazioni strutturali, degrado delle caratteristiche di rigidità della struttura, o fatica nei collegamenti. Le verifiche di non superamento di stati limite ultimi e di esercizio saranno condotte mediante procedimenti analitici, sperimentali o numerici che tengano conto delle conoscenze attuali in materia.

L'azione del vento può assumere, inoltre, particolare rilievo per la presenza in uno stesso sito di più corpi strutturali. Nel progetto di strutture non usuali per forma, tipologia, dimensione e collocazione urbanistica, si dovrà procedere ad una valutazione accurata della risposta al vento, mediante comprovati metodi sperimentali o numerici.

#### 3.3.9.1 Effetti torsionali

Nel caso di costruzioni di grandi dimensioni o di forma non simmetrica quali gli edifici alti, gli impalcati da ponte e le strutture di sostegno per insegne pubblicitarie di grandi dimensioni le azioni del vento inducono effetti torsionali che possono essere incrementati dalla risposta dinamica della struttura investita.

Tali effetti possono essere valutati, quando rilevanti, mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

### 3.3.9.2 Distacco di vortici

Per strutture o elementi strutturali snelli di forma cilindrica quali ciminiere, torri per l'illuminazione, elementi di travi reticolari, ponti ed in qualche caso edifici alti, si deve tener conto dell'effetto dinamico dovuto al distacco alternato dei vortici da un lato e dall'altro del corpo investito dal vento. Esso produce una forza ciclica ortogonale alla direzione del vento e all'asse del corpo cilindrico, la cui frequenza  $f_s$  è data dalla formula di Strouhal:

$$f_s = S_t \cdot v / b$$

dove:

$b$  è la dimensione della sezione trasversale perpendicolare alla direzione del vento;

$v$  è la velocità media del vento;

$S_t$  è il numero di Strouhal, funzione della forma della sezione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento. A titolo indicativo,  $S_t = 0,2$  nel caso di sezioni circolari.

Quando la frequenza del distacco dei vortici eguaglia una frequenza propria della struttura, si realizzano condizioni di risonanza con ampiezze tanto più grandi quanto più piccolo è lo smorzamento e la massa della struttura.

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.

### 3.3.9.3 Fenomeni di natura aeroelastica

L'azione del vento sulle costruzioni o loro elementi in generale consiste nella sovrapposizione di forze di natura aerodinamica (sostanzialmente indipendenti dal moto relativo fra la struttura e il fluido) e di natura aeroelastica (o autoeccitate, la cui presenza è dovuta al moto relativo fra la struttura e il fluido).

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

Si definiscono critiche le velocità del vento il cui superamento rende negativo lo smorzamento e/o labile la struttura. La prima situazione dà luogo a fenomeni aeroelastici comunemente chiamati *galloping*, tipico di elementi strutturali non circolari, o *flutter*, tipico di ponti sospesi o strallati o di profili alari. La seconda situazione dà luogo a un fenomeno aeroelastico comunemente chiamato *divergenza*, tipico delle lastre molto sottili, ad esempio i cartelloni pubblicitari.

Questi fenomeni devono essere studiati con opportune prove aeroelastiche in galleria del vento e con procedimenti analitici adeguatamente comprovati.

### 3.4 AZIONI DELLA NEVE

#### 3.4.1 CARICO NEVE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

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

dove:

$q_s$  è il carico neve sulla copertura;

$\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura, fornito al successivo punto 3.4.5;

$q_{sk}$  è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m<sup>2</sup>], fornito al successivo punto 3.4.2 per un periodo di ritorno di 50 anni;

$C_E$  è il coefficiente di esposizione di cui al punto 3.4.3;

$C_t$  è il coefficiente termico di cui al punto 3.4.4.

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

#### 3.4.2 VALORE CARATTERISTICO DEL CARICO NEVE AL SUOLO

Il carico 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 e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, 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 riportate nel seguito, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni (vedi Figura 3.4.1). Va richiamato il fatto che tale zonazione non può tenere conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, dovranno essere definiti singolarmente.

L'altitudine di riferimento  $a_s$  è la quota del suolo sul livello del mare nel sito di realizzazione dell'edificio.

Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare si dovrà fare riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione utilizzando comunque valori di carico neve non inferiori a quelli previsti per 1500 m.

I valori caratteristici minimi del carico della neve al suolo sono quelli riportati nel seguito.

##### **Zona I - Alpina**

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

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 1,50 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 1,39 [1 + (a_s/728)]^2 \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m} \end{aligned}$$

##### **Zona I – Mediterranea**

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

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

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

### Zona II

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

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

$$q_{sk} = 0,85 [1 + (a_s/48)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

### Zona III

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 Valenzia, Viterbo:

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

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

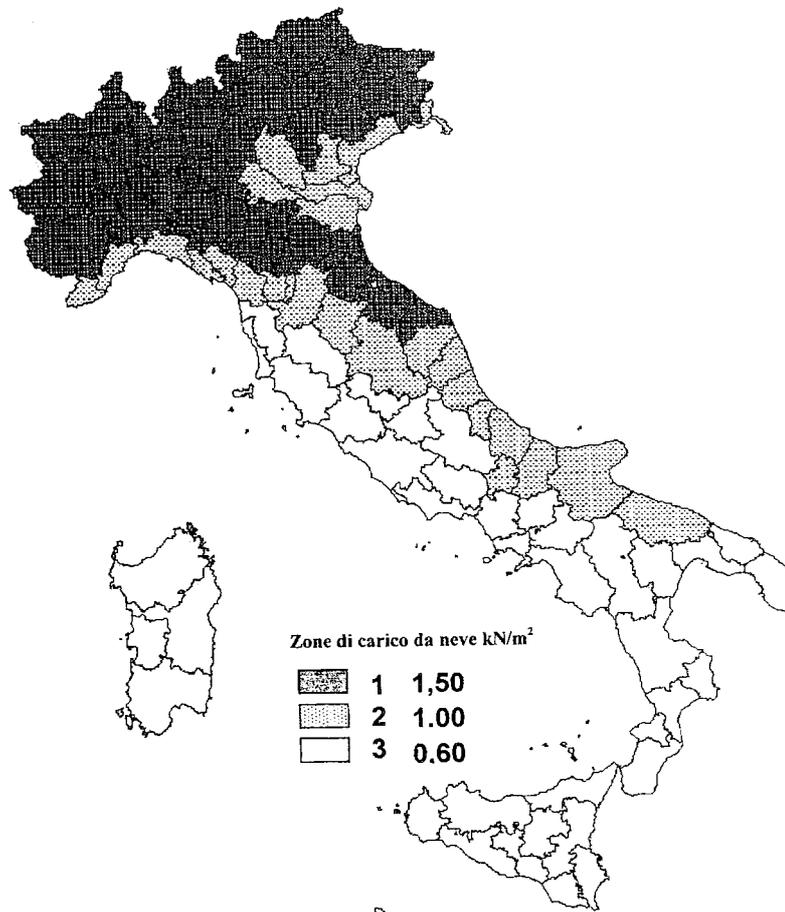


Figura 3.4.1

### 3.4.3 COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Il coefficiente di esposizione  $C_E$  può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori consigliati del coefficiente di esposizione per diverse classi di topografia sono forniti in Tabella 3.4.I. Se non diversamente indicato, si assumerà  $C_E = 1$ .

**Tabella 3.4.I – Valori di  $C_E$  per diverse classi di topografia**

Topografia	Descrizione	$C_E$
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o accerchiata da costruzioni o alberi più alti	1,1

#### 3.4.4 COEFFICIENTE TERMICO

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato  $C_t = 1$ .

#### 3.4.5 CARICO NEVE SULLE COPERTURE

Devono essere considerate le due seguenti principali disposizioni di carico:

- carico da neve depositata in assenza di vento;
- carico da neve depositata in presenza di vento.

##### 3.4.5.1 Coefficiente di forma per le coperture

In generale verranno usati i coefficienti di forma per il carico neve contenuti nel presente paragrafo, dove vengono indicati i relativi valori nominali essendo  $\alpha$ , espresso in gradi sessagesimali, l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale.

I valori del coefficiente di forma  $\mu_1$ , riportati in Tabella 3.4.II si riferiscono alle coperture ad una o due falde.

**Tabella 3.4.II – Valori del coefficiente di forma**

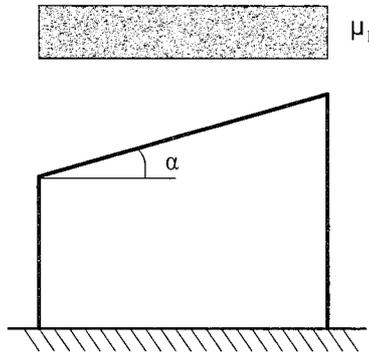
Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Per coperture a più falde, per coperture con forme diverse, così come per coperture contigue a edifici più alti o per accumulo di neve contro parapetti o più in generale per altre situazioni ritenute significative dal progettista si deve fare riferimento a normative di comprovata validità.

##### 3.4.5.2 Copertura 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  $\alpha$ .

Si deve considerare la condizione riportata in Figura 3.4.2, la quale deve essere utilizzate per entrambi i casi di carico con o senza vento.



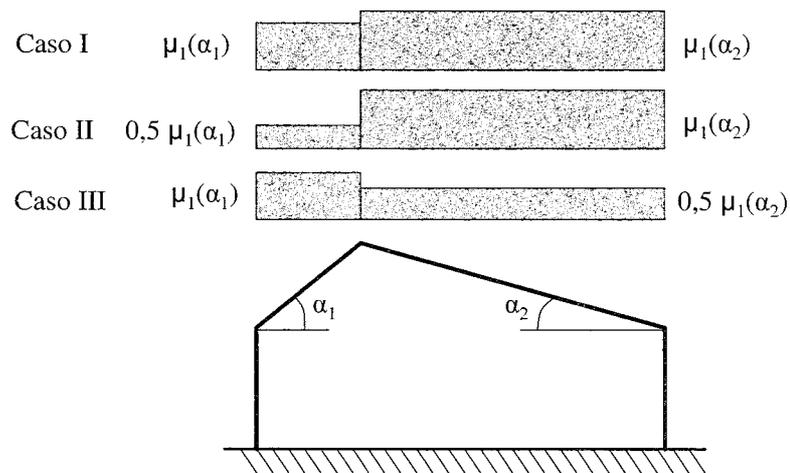
**Figura 3.4.2** – Condizioni di carico per coperture ad una falda

### 3.4.5.3 Copertura 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  $\alpha$ .

Per il caso di carico da neve senza vento si deve considerare la condizione denominata *Caso I* riportata in Figura 3.4.3.

Per il caso di carico da neve con vento si deve considerare la peggiore tra le condizioni denominate *Caso II* e *Caso III* riportate in Figura 3.4.3.



**Figura 3.4.3** – Condizioni di carico per coperture a due falde

## 3.5 AZIONI DELLA TEMPERATURA

### 3.5.1 GENERALITÀ

Variazioni giornaliere e stagionali della temperatura esterna, irraggiamento solare e convezione, comportano variazioni della distribuzione di temperatura nei singoli elementi strutturali.

La severità delle azioni termiche è in generale influenzata da più fattori, quali le condizioni climatiche del sito, l'esposizione, la massa complessiva della struttura e la eventuale presenza di elementi non strutturali isolanti.

### 3.5.2 TEMPERATURA DELL'ARIA ESTERNA

La temperatura dell'aria esterna,  $T_{est}$ , può assumere il valore  $T_{max}$  o  $T_{min}$ , definite rispettivamente come temperatura massima estiva e minima invernale dell'aria nel sito della costruzione con riferimento ad un periodo di ritorno di 50 anni.

In mancanza di dati specifici relativi al sito in esame, possono assumersi i valori :

$$T_{max} = 45 \text{ °C}; T_{min} = -15 \text{ °C}.$$

### 3.5.3 TEMPERATURA DELL'ARIA INTERNA

In mancanza di più precise valutazioni, legate alla tipologia della costruzione ed alla sua destinazione d'uso, la temperatura dell'aria interna,  $T_{int}$ , può essere assunta pari a 20 °C.

### 3.5.4 DISTRIBUZIONE DELLA TEMPERATURA NEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Il campo di temperatura sulla sezione di un elemento strutturale monodimensionale con asse longitudinale  $x$  può essere in generale descritto mediante:

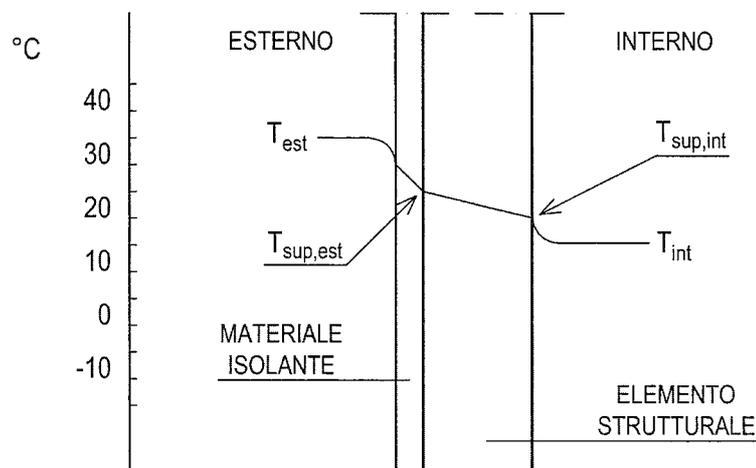
- la componente uniforme  $\Delta T_u = T - T_0$  pari alla differenza tra la temperatura media attuale  $T$  e quella iniziale alla data della costruzione  $T_0$ ;
- le componenti variabili con legge lineare secondo gli assi principali  $y$  e  $z$  della sezione,  $\Delta T_{My}$  e  $\Delta T_{Mz}$ ;

Nel caso di strutture soggette ad elevati gradienti termici si dovrà tener conto degli effetti indotti dall'andamento non lineare della temperatura all'interno delle sezioni.

La temperatura media attuale  $T$  può essere valutata come media tra la temperatura della superficie esterna  $T_{sup,est}$  e quella della superficie interna dell'elemento considerato,  $T_{sup,int}$ .

Le temperature della superficie esterna,  $T_{sup,est}$ , e quella della superficie interna  $T_{sup,int}$ , dell'elemento considerato vengono valutate a partire dalla temperatura dell'aria esterna,  $T_{est}$ , e di quella interna,  $T_{int}$ , tenendo conto del trasferimento di calore per irraggiamento e per convezione all'interfaccia aria-costruzione e della eventuale presenza di materiale isolante (vedi Figura 3.5.1).

In mancanza di determinazioni più precise, la temperatura iniziale può essere assunta  $T_0=15 \text{ °C}$ .



**Figura 3.5.1** – Andamento della temperatura all'interno di un elemento strutturale.

Per la valutazione del contributo dell'irraggiamento solare si può fare riferimento alla Tabella 3.5.I.

**Tabella 3.5.I** – Contributo dell'irraggiamento solare

Stagione	Natura della superficie	Incremento di Temperatura	
		superfici esposte a Nord-Est	superfici esposte a Sud-Ovest od orizzontali
Estate	Superficie riflettente	0°C	18°C
	Superficie chiara	2°C	30°C
	Superficie scura	4°C	42°C
Inverno		0°C	0°C

### 3.5.5 AZIONI TERMICHE SUGLI EDIFICI

Nel caso in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura è consentito tener conto, per gli edifici, della sola componente  $\Delta T_u$ , ricavandola direttamente dalla Tabella 3.5.II.

**Tabella 3.5.II** – Valori di  $\Delta T_u$  per gli edifici

Tipo di struttura	$\Delta T_u$
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	$\pm 25$ °C
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	$\pm 15$ °C
Strutture in acciaio esposte	$\pm 35$ °C
Strutture in acciaio protette	$\pm 20$ °C

Nel caso in cui la temperatura costituisca, invece, azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura, l'andamento della temperatura T nelle sezioni degli elementi strutturali deve essere valutato più approfonditamente studiando il problema della trasmissione del calore.

### 3.5.6 PARTICOLARI PRECAUZIONI NEL PROGETTO DI STRUTTURE SOGGETTE AD AZIONI TERMICHE SPECIALI

Strutture ed elementi strutturali in contatto con liquidi, aeriformi o solidi a temperature diverse, quali ciminiere, tubazioni, sili, serbatoi, torri di raffreddamento, ecc., devono essere progettati

tenendo conto delle distribuzioni di temperatura corrispondenti alle specifiche condizioni di servizio.

### 3.5.7 EFFETTI DELLE AZIONI TERMICHE

Per la valutazione degli effetti delle azioni termiche, si potrà fare riferimento ai coefficienti di dilatazione termica  $\alpha_T$  riportati in Tabella 3.5.III.

**Tabella 3.5.III** – Coefficienti di dilatazione termica

<b>Materiale</b>	$\alpha_T (10^{-6}/^{\circ}\text{C})$
Alluminio	24
Acciaio da carpenteria	12
Calcestruzzo strutturale	10
Strutture miste acciaio-calcestruzzo	12
Calcestruzzo alleggerito	7
Muratura	6 ÷ 10
Legno (parallelo alle fibre)	5
Legno (ortogonale alle fibre)	30 ÷ 70

### 3.6 AZIONI ECCEZIONALI

Le azioni eccezionali sono quelle che si presentano in occasione di eventi quali incendi, esplosioni ed urti.

Quando è necessario tenerne conto esplicito, si considererà la seguente combinazione eccezionale di azioni:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21}Q_{1k} + \psi_{22}Q_{2k} + \dots$$

Dove  $A_d$  è il valore di calcolo dell'azione eccezionale.

Quando non si effettuano verifiche specifiche nei confronti delle azioni eccezionali quali, esplosioni, urti, ecc., la concezione strutturale, i dettagli costruttivi ed i materiali usati dovranno essere tali da evitare che la struttura possa essere danneggiata in misura sproporzionata rispetto alla causa.

#### 3.6.1 INCENDIO

##### 3.6.1.1 Definizioni

Per *incendio*, si intende la combustione autoalimentata ed incontrollata di materiali combustibili presenti in un compartimento.

Ai fini della presente norma si fa riferimento ad un *incendio convenzionale di progetto* definito attraverso una *curva di incendio* che rappresenta l'andamento, in funzione del tempo, della temperatura dei gas di combustione.

La curva di incendio di progetto può essere:

- *nominale*: curva adottata per la classificazione delle costruzioni e per le verifiche di resistenza al fuoco di tipo convenzionale;
- *naturale*: curva determinata in base a modelli d'incendio e a parametri fisici che definiscono le variabili di stato all'interno del compartimento.

La *resistenza al fuoco* è la capacità di una costruzione, di una parte di essa o di un elemento costruttivo di mantenere, per un tempo prefissato, la *resistenza meccanica*, l'*isolamento termico* ed la *tenuta* alle fiamme, ai fumi e ai gas caldi della combustione nonché tutte le altre prestazioni se richieste.

Per *compartimento antincendio* si intende una parte della costruzione delimitata da elementi costruttivi resistenti al fuoco.

Per *carico d'incendio specifico* si intende il potenziale termico effettivo che può essere prodotto nel corso della combustione completa di tutti i materiali combustibili contenuti in un *compartimento*, riferito all'unità di superficie. I valori del carico d'incendio specifico di progetto ( $q_{f,d}$ ) sono determinati mediante la relazione:

$$q_{f,d} = q_f \cdot \delta_{q1} \cdot \delta_{q2} \cdot \delta_n \quad [\text{MJ/m}^2]$$

dove:

$\delta_{q1} \geq 1,00$  è il fattore che tiene conto del rischio di incendio in relazione alla dimensione del compartimento

$\delta_{q2} \geq 0,80$  è il fattore che tiene conto del rischio di attivazione in relazione al tipo di attività svolta nel compartimento

$\delta_n = \prod_{i=1}^{10} \delta_{ni} \geq 0,20$  è il fattore che tiene conto delle differenti misure di protezione dall'incendio (sprinkler, etc, rivelatori, squadre antincendio, ecc.)

$q_f$  è il valore nominale del carico d'incendio [MJ/m<sup>2</sup>]

Qualora nel compartimento siano presenti elevate dissimmetrie nella distribuzione dei materiali combustibili il valore nominale  $q_f$  del carico d'incendio è calcolato anche con riferimento all'effettiva distribuzione dello stesso. Per distribuzioni molto concentrate del materiale combustibile si può fare riferimento all'incendio localizzato, valutando, in ogni caso, se si hanno le condizioni per lo sviluppo di un incendio generalizzato.

Per *incendio localizzato* deve intendersi un focolaio d'incendio che interessa una zona limitata del compartimento antincendio, con sviluppo di calore concentrato in prossimità degli elementi strutturali posti superiormente al focolaio o immediatamente adiacenti.

### 3.6.1.2 Richieste di prestazione

Al fine di limitare i rischi derivanti dagli incendi, le costruzioni devono essere progettate e costruite in modo tale da:

- garantire la resistenza e la stabilità degli elementi portanti;
- impedire la propagazione del fuoco e dei fumi.

Gli obiettivi suddetti, sono raggiunti attraverso l'adozione di misure e sistemi di protezione attiva e passiva. Tutti i sistemi di protezione dovranno essere adeguatamente mantenuti.

Le prestazioni richieste alle strutture di una costruzione, in funzione degli obiettivi sopra definiti, sono individuate nei seguenti livelli di cui alla seguente tabella.

Livello I	Nessun requisito specifico di resistenza al fuoco dove le conseguenze del collasso delle strutture siano accettabili o dove il rischio di incendio sia trascurabile;
Livello II	Mantenimento dei requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per un periodo sufficiente a garantire l'evacuazione degli occupanti in luogo sicuro all'esterno della costruzione;
Livello III	Mantenimento dei requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per un periodo congruo con la gestione dell'emergenza;
Livello IV	Requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per garantire, dopo la fine dell'incendio, un limitato danneggiamento delle strutture stesse;
Livello V	Requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per garantire, dopo la fine dell'incendio, il mantenimento della totale funzionalità delle strutture stesse.

I livelli di prestazione comportano classi di resistenza al fuoco, stabilite per i diversi tipi di costruzioni. In particolare, per le costruzioni nelle quali si svolgono attività soggette al controllo del Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco, ovvero disciplinate da specifiche regole tecniche di prevenzione incendi, i livelli di prestazione e le connesse classi di resistenza al fuoco sono stabiliti dalle disposizioni emanate dal Ministero dell'Interno ai sensi del decreto legislativo 8 marzo 2006, n. 139.

### 3.6.1.3 Classi di resistenza al fuoco

Le *classi* di resistenza al fuoco sono: 15, 20, 30, 45, 60, 90, 120, 180, 240 e 360 ed esprimono il tempo, in minuti primi, durante il quale la resistenza al fuoco deve essere garantita.

Le classi di resistenza al fuoco sono riferite all'incendio convenzionale rappresentato dalle curve di incendio nominali.

### 3.6.1.4 Criteri di Progettazione

La progettazione delle strutture in condizioni di incendio deve garantire il raggiungimento delle prestazioni indicate al punto 3.6.1.2.

La sicurezza del sistema strutturale in caso di incendio si determina sulla base della resistenza meccanica dei singoli elementi strutturali, di porzioni di struttura o dell'intero sistema costruttivo.

### 3.6.1.5 Procedura di analisi della resistenza al fuoco

L'analisi della resistenza al fuoco può essere così articolata:

- individuazione dell'incendio di progetto appropriato alla costruzione in esame;
- analisi della evoluzione della temperatura all'interno degli elementi strutturali;
- analisi del comportamento meccanico delle strutture esposte al fuoco;
- verifiche di sicurezza.

#### 3.6.1.5.1 Incendio di progetto

Secondo l'incendio convenzionale di progetto, adottato sulla base di una valutazione del rischio, l'andamento delle temperature viene valutato con riferimento a

- una curva di incendio nominale, oppure
- una curva di incendio naturale.

$$\theta_g = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1) \quad [^{\circ}\text{C}]$$

Nel caso di incendi di quantità rilevanti di idrocarburi o altre sostanze con equivalente velocità di rilascio termico, la curva di incendio nominale standard può essere sostituita con la *curva nominale degli idrocarburi* seguente:

$$\theta_g = 1080 \left( 1 - 0,325 \cdot e^{-0,167t} - 0,675 \cdot e^{-2,5t} \right) + 20 \quad [^{\circ}\text{C}]$$

Nel caso di incendi sviluppatasi all'interno del compartimento, ma che coinvolgono strutture poste all'esterno, per queste ultime la curva di incendio nominale standard può essere sostituita con la *curva nominale esterna* seguente:

$$\theta_g = 660 \left( 1 - 0,687 \cdot e^{-0,32t} - 0,313 \cdot e^{-3,8t} \right) + 20 \quad [^{\circ}\text{C}]$$

In queste espressioni  $t$  è il tempo espresso in minuti primi.

Gli incendi convenzionali di progetto vengono di norma applicati ad un compartimento dell'edificio alla volta.

#### **3.6.1.5.2      *Analisi dell'evoluzione della temperatura***

Il campo termico all'interno dei componenti della struttura viene valutato risolvendo il corrispondente problema di propagazione del calore, tenendo conto del trasferimento di calore per irraggiamento e convezione dai gas di combustione alla superficie esterna degli elementi esterni degli elementi e considerando l'eventuale presenza di materiali protettivi.

#### **3.6.1.5.3      *Analisi del comportamento meccanico***

Il comportamento meccanico della struttura viene analizzato tenendo conto della riduzione della resistenza meccanica dei componenti dovuta al danneggiamento dei materiali per effetto dell'aumento di temperatura.

L'analisi del comportamento meccanico deve essere effettuata per lo stesso periodo di tempo usato nell'analisi dell'evoluzione della temperatura.

Si deve tener conto della presenza delle azioni permanenti e di quelle azioni variabili che agiscono contemporaneamente all'incendio secondo la combinazione eccezionale.

Non si prende in considerazione la possibilità di concomitanza dell'incendio con altre azioni eccezionali e con le azioni sismiche.

Nel caso di strutture di particolare impegno si deve altresì tener conto, ove necessario, degli effetti delle sollecitazioni iperstatiche dovute alle dilatazioni termiche contrastate, ad eccezione dei seguenti casi:

- riconoscibile *a priori* che esse sono trascurabili o favorevoli;
- sono implicitamente tenute in conto nei modelli semplificati e conservativi di comportamento strutturale in condizioni di incendio.

#### **3.6.1.5.4      *Verifiche di sicurezza***

La verifica della resistenza al fuoco viene eseguita controllando che la resistenza meccanica venga mantenuta per il tempo corrispondente alla classe di resistenza al fuoco della struttura con riferimento alla curva nominale di incendio e per il tempo necessario al ritorno delle condizioni iniziali con riferimento alla curva naturale di incendio.

### **3.6.2      ESPLOSIONI**

#### **3.6.2.1      Generalità**

Gli effetti delle esplosioni possono essere tenuti in conto nella progettazione di quelle parti delle costruzioni in cui sono bruciati gas combustibili o sono contenuti materiali esplosivi, sotto forma di gas o liquidi.

Sono escluse da questo capitolo le azioni derivanti da esplosioni che si verificano all'esterno della costruzioni.

#### **3.6.2.2      Classificazione delle azioni dovute alle esplosioni**

Le azioni di progetto dovute alle esplosioni sono classificate, sulla base degli effetti che possono produrre sulle costruzioni, nelle categorie seguenti:

Categoria di azione	Possibili effetti
1	Effetti trascurabili sulle strutture
2	Effetti localizzati su parte delle strutture
3	Effetti generalizzati sulle strutture

### 3.6.2.3 Modellazione delle azioni dovute alle esplosioni

Le azioni dovute alle esplosioni possono essere rappresentate mediante opportune distribuzioni di pressione.

Per esplosioni di *Categoria 1* non è richiesto alcun tipo di verifica.

Per esplosioni di *Categoria 2*, ove negli ambienti a rischio di esplosione siano presenti idonei pannelli di sfogo, si può utilizzare la pressione statica equivalente nominale, espressa in  $\text{kN/m}^2$ , data dal maggiore fra:

$$p_d = 3 + p_v$$

o

$$p_d = 3 + p_v/2 + 0,04/(A_v/V)^2$$

dove:

$p_v$  è la pressione statica uniformemente distribuita in corrispondenza della quale le aperture di sfogo cedono in ( $\text{kN/m}^2$ );

$A_v$  è l'area delle aperture di sfogo, in  $\text{m}^2$ ;

$V$  è il volume dell'ambiente in  $\text{m}^3$ .

Il rapporto fra l'area dei componenti di sfogo e il volume da proteggere deve soddisfare la relazione:

$$0,05 (\text{m}^{-1}) \leq A_v/V \leq 0,15 (\text{m}^{-1})$$

Le espressioni sono valide in ambienti o zone di edifici fino ad un volume totale di  $1.000 \text{ m}^3$ .

La pressione di esplosione è intesa agire simultaneamente su tutte le pareti dell'ambiente o del gruppo di ambienti considerati.

Comunque, tutti gli elementi chiave e le loro connessioni devono essere progettati per sopportare una pressione statica equivalente con valore di progetto  $p_d = 20 \text{ kN/m}^2$ , applicata da ogni direzione, insieme con la reazione che ci si attende venga trasmessa direttamente alle membrature dell'elemento chiave da ogni elemento costruttivo, ad esso collegato, altresì soggetto alla stessa pressione.

Per esplosioni di *Categoria 3* devono essere effettuati studi più approfonditi. Le gallerie stradali e ferroviarie si assumono ricadere in *Categoria 3*.

### 3.6.2.4 Criteri di progettazione

Sono considerati accettabili i danneggiamenti localizzati, anche gravi, dovuti ad esplosioni, a condizione che ciò non esponga al pericolo l'intera struttura o che la capacità portante sia mantenuta per un tempo sufficiente affinché siano prese le necessarie misure di emergenza.

Possono essere adottate, nella progettazione, opportune misure di protezione quali:

- la introduzione di superfici in grado di collassare sotto sovrappressioni prestabilite;
- la introduzione di giunti strutturali allo scopo di separare porzioni di edificio a rischio di esplosione da altre;
- la prevenzione di crolli significativi in conseguenza di cedimenti strutturali localizzati.

### 3.6.3 URTI

#### 3.6.3.1 Generalità

Nel seguito vengono definite le azioni dovute a:

- collisioni da veicoli;
- collisioni da treni;
- collisioni da imbarcazioni;
- collisioni da aeromobili.

Non vengono prese in esame le azioni eccezionali dovute a fenomeni naturali, come la caduta di rocce, le frane o le valanghe.

#### 3.6.3.2 Classificazione delle azioni dovute agli urti

Le azioni di progetto dovute agli urti sono classificate, sulla base degli effetti che possono produrre sulle costruzioni, nelle categorie seguenti:

Categoria di azione	Possibili effetti
1	Effetti trascurabili sulle strutture
2	Effetti localizzati su parte delle strutture
3	Effetti generalizzati sulle strutture

Le azioni dovute agli urti devono essere applicate a quegli elementi strutturali, o ai loro sistemi di protezione, per i quali le conseguenze del cedimento appartengono alle categorie 2 e 3.

#### 3.6.3.3 Urti da traffico veicolare

##### 3.6.3.3.1 Traffico veicolare sotto ponti o altre strutture

Le azioni da urto hanno direzione parallela a quella del moto del veicolo al momento dell'impatto. Nelle verifiche potranno essere considerate, non simultaneamente, due azioni nelle direzioni parallela ( $F_{d,x}$ ) e ortogonale ( $F_{d,y}$ ) alla direzione di marcia normale.

Può essere assunto:  $F_{d,y}$  pari al 50% di  $F_{d,x}$

In assenza di determinazioni più accurate e trascurando la capacità dissipativa della struttura, le forze statiche equivalenti sono quelle mostrate in tabella:

Tipo di strada	Tipo di veicolo	Forza $F_{d,x}$ (kN)
Autostrade, strade extraurbane principali e strade extraurbane secondarie	-	1000
Strade locali	-	750
Strade urbane	-	500
Aree di parcheggio e autorimesse	Automobili	50
	Veicoli destinati al trasporto di merci, aventi massa massima superiore a 3,5 t	150

Per urti di automobili su membrature verticali, la forza risultante di collisione  $F$  deve essere applicata sulla struttura 0,5 m al di sopra della superficie di marcia. L'area di applicazione della forza è pari a 0,25 m (altezza) per il valore più piccolo tra 1,50 m e la larghezza della membratura (larghezza).

Per urti di autocarri sulle membrature verticali, la forza risultante di collisione  $F$  deve essere applicata sulla struttura 1,25 m al di sopra della superficie di marcia. L'area di applicazione della forza è pari a 0,5 m (altezza) per il valore più piccolo tra 1,50 m e la larghezza della membratura (larghezza).

Nel caso di urti di autocarri su elementi strutturali orizzontali al di sopra della strada, la forza risultante di collisione  $F$  da utilizzare per le verifiche dell'equilibrio statico o della resistenza o della capacità di deformazione degli elementi strutturali è data da:

- per gli urti sulle superfici verticali (prospetto dell'elemento strutturale), i carichi di progetto  $F$  sono uguali a  $F_{d,x}$  moltiplicato per il fattore  $r$  (pari ad 1,0 per altezze del sottovia fino a 5 m e decrescente linearmente da 1,0 a 0 per altezze comprese fra 5 e 6 m);
- sull'intradosso dell'elemento strutturale si devono considerare gli stessi carichi da urto  $F$  di cui sopra, con un'inclinazione verso l'alto di  $10^\circ$ .

L'area di applicazione della forza è assunta pari a 0,25 per 0,25 m.

Nelle costruzioni dove sono presenti con regolarità carrelli elevatori si può considerare equivalente agli urti accidentali un'azione orizzontale statica, applicata all'altezza di 0,75 m dal piano di calpestio, pari a

$$F = 5 W$$

essendo  $W$  il peso complessivo del carrello elevatore e del massimo carico trasportabile.

### 3.6.3.3.2 *Traffico veicolare sopra i ponti*

In assenza di specifiche prescrizioni, nel progetto strutturale si può tener conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN. Essa deve essere considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente 100 mm sotto la sommità dell'elemento o 1,0 m sopra il livello del piano di marcia, a seconda di quale valore sia più piccolo.

Questa forza deve essere applicata su una linea lunga 0,5 m.

### 3.6.3.4 Urti da traffico ferroviario

All'occorrenza di un deragliamento può verificarsi il rischio di collisione fra i veicoli deragliati e le strutture adiacenti la ferrovia. Queste ultime dovranno essere progettate in modo da resistere alle azioni conseguenti ad una tale evenienza.

Dette azioni dovranno determinarsi sulla base di una specifica analisi di rischio, tenendo conto della presenza di eventuali elementi protettivi o sacrificali (respingenti) ovvero di condizioni di impianto che possano ridurre il rischio di accadimento dell'evento (marciapiedi, controrotaie, ecc.).

In mancanza di specifiche analisi di rischio possono assumersi le seguenti azioni statiche equivalenti, variabili in funzione della distanza ( $d$ ) degli elementi esposti all'asse del binario:

- per una distanza  $d \leq 5$  m:
  - 4000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
  - 1500 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
- per una distanza  $5 \text{ m} < d \leq 15$  m:
  - 2000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
  - 750 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
- nulle per una distanza  $d > 15$  m.

Queste forze dovranno essere applicate a 1,80 m dal piano del ferro e non dovranno essere considerate agenti simultaneamente.

### 3.6.3.5 Urti di imbarcazioni

Nelle verifiche potranno essere considerate, non simultaneamente, due azioni nelle direzioni parallela ( $F_{d,x}$ ) e ortogonale ( $F_{d,y}$ ) alla direzione del moto dell'imbarcazione.

Può essere assunto:  $F_{d,y}$  pari al 50% di  $F_{d,x}$

L'azione tangenziale dovuta all'attrito,  $F_R$ , agente simultaneamente alla forza  $F_{d,y}$ , vale:

$$F_R = 0,40 F_{d,y}.$$

In assenza di determinazioni più accurate e trascurando la capacità dissipativa della struttura, le forze statiche equivalenti sono quelle indicate in tabella:

Classe imbarcazione	Lunghezza (m)	Massa (t)	Forza $F_{d,x}$ (kn)
Piccola	50	3.000	30.000
Media	100	10.000	80.000
Grande	200	40.000	240.000
Molto grande	300	100.000	460.000

Valori relativi ad imbarcazioni di massa diversa possono essere ricavati mediante interpolazione lineare.

Nei porti le forze di collisione possono essere ridotte del 50 %.

Il punto di impatto dipende dalla geometria della struttura e dalle dimensioni dell'imbarcazione.

Detta  $L$  la lunghezza della imbarcazione, il punto di impatto più sfavorevole può essere preso nell'intervallo compreso fra  $0,05 L$  sotto e  $0,05 L$  sopra il livello dell'acqua assunto in sede di progetto. L'area di impatto è di  $0,05 L$  in verticale per  $0,1 L$  in orizzontale, a meno che l'elemento strutturale non sia più piccolo.

### 3.6.3.6 Urti di elicotteri

Se in progetto è previsto il possibile atterraggio di elicotteri sulla copertura della costruzione, si deve considerare una azione eccezionale per gli atterraggi di emergenza.

La forza statica verticale equivalente di progetto, espressa in kN, è uguale a

$$F_d = 100 \sqrt{m}$$

dove:

$m$  è la massa, in tonnellate, dell'aeromobile.

Si deve considerare che le azioni dell'urto possono agire su ogni parte dell'area di atterraggio come anche sulla struttura del tetto ad almeno una distanza di 7 m dai limiti dell'area di atterraggio. L'area di impatto può essere assunta pari a  $2 \text{ m} \times 2 \text{ m}$ .