

VINCENZO BUFANO

ANALISI DEI CARICHI

SECONDO LE NUOVE NTC

VINCENZO BUFANO
ANALISI DEI CARICHI
ISBN 978-88-579-0023-0

© 2010 by Dario Flaccovio Editore s.r.l. - tel. 0916700686 - fax 091525738
www.darioflaccovio.it info@darioflaccovio.it

Prima edizione: aprile 2010

Bufano, Vincenzo <1967->

Analisi dei carichi secondo le nuove NTC / Vincenzo Bufano. -

Palermo : D. Flaccovio, 2010

ISBN 978-88-579-0023-0

1. Strade - Progettazione.

625.725 CDD-21

SBN Pal0224395

CIP - Biblioteca centrale della Regione siciliana "Alberto Bombace"

Stampa: Tipografia Priulla, Palermo

Nomi e marchi citati sono generalmente depositati o registrati dalle rispettive case produttrici.

Le fotocopie per uso personale del lettore possono essere effettuate nei limiti del 15% di ciascun volume/fascicolo di periodico dietro pagamento alla SIAE del compenso previsto dall'art. 68, commi 4 e 5, della legge 22 aprile 1941 n. 633. Le riproduzioni effettuate per finalità di carattere professionale, economico o commerciale o comunque per uso diverso da quello personale possono essere effettuate solo a seguito di specifica autorizzazione rilasciata dagli aventi diritto/dall'editore.



SERVIZI GRATUITI ON LINE

Questo libro dispone dei seguenti servizi gratuiti disponibili on line:

- filodiretto con gli autori
- le risposte degli autori a quesiti precedenti
- files di aggiornamento al testo e/o al programma allegato
- possibilità di inserire il proprio commento al libro.

L'indirizzo per accedere ai servizi è: www.darioflaccovio.it/scheda/?codice=DF9118

*“L’operare senza regole
è il più faticoso e difficile mestiere
di questo mondo.”*

*Alessandro Manzoni
in Storia della Colonna Infame*

INDICE

Premessa pag. 9

PARTE PRIMA

TeoriaCapitolo 1 - *Azioni elementari e combinazioni di carico*

1.1.	Analisi dei carichi nel processo progettuale	»	13
1.2.	Classificazione delle azioni elementari	»	15
1.3.	Vita nominale – Classe d’uso di una costruzione - Periodo di riferimento	»	18
1.4.	Metodo di verifica semiprobabilistico agli stati limite:.....impostazione teorica	»	19
1.4.1.	Metodo delle tensioni ammissibili	»	19
1.4.2.	Metodo del calcolo a rottura.....	»	20
1.4.3.	Metodo semiprobabilistico agli stati limite	»	20
1.5.	Stati limite di verifica e combinazione delle azioni elementari	»	21
1.5.1.	Stati limite ultimi (SLU).....	»	22
1.5.2.	Stati limite di esercizio (SLE)	»	24

Capitolo 2 - *Carico variabile neve*

2.1.	Fondamenti teorici e di normativa	»	27
2.2.	Carico neve al suolo	»	29
2.3.	Periodo di ritorno	»	31
2.4.	Coefficiente di forma	»	32
2.4.1.	Coefficiente di forma per coperture a falda piana e a falda singola	»	34
2.4.2.	Coefficiente di forma per coperture a falda multipla	»	35
2.5.	Coefficiente di esposizione	»	38
2.6.	Coefficiente termico	»	39
2.7.	Effetti locali	»	39
2.7.1.	Accumulo neve contro parapetti e pareti verticali	»	39
2.7.2.	Accumulo neve per coperture piane poste in prossimità di costruzioni più alte	»	40
2.7.3.	Neve sporgente all’estremità di una copertura	»	42
2.7.4.	Carichi da neve su protezione paraneve e altri ostacoli	»	43

Capitolo 3 - *Carico variabile vento*

3.1.	Fondamenti teorici e normativa	»	45
3.2.	Coefficienti di pressione interna ed esterna	»	57
3.2.1.	Coefficienti di pressione interna ed esterna per edifici a pianta rettangolare	»	57
3.2.2.	Coefficienti di pressione esterna e azioni di insieme per edifici a coperture multiple	»	60
3.3.	Coefficienti di pressione netta	»	61
3.3.1.	Coefficienti di pressione netta per tettoie e pensiline isolate	»	61
3.3.2.	Coefficienti di pressione netta per tralici	»	62
3.3.3.	Coefficienti di pressione netta per travi ad anima piena e travature reticolari	»	62
3.4.	Coefficienti di forma per elementi cilindrici e sferici	»	63
3.5.	Azione tangente del vento	»	66
3.6.	Verifiche locali	»	66
3.7.	Coefficiente dinamico	»	67
3.8.	Distacco dei vortici	»	71

Capitolo 4 - Esempi numerici di calcolo carichi variabili neve e vento	
4.1. Esempio di calcolo carichi variabili vento	» 73
4.1.1. Tabellone pubblicitario	» 73
4.1.1.1. Carico variabile vento secondo il D.M. 16/01/1996	» 73
4.1.1.2. Carico variabile vento secondo il D.M. 14/09/2005	» 78
4.1.1.3. Carico variabile vento secondo il D.M. 14/01/2008	» 81
4.2. Esempi di calcolo carichi variabili neve e vento	» 84
4.2.1. Capannone industriale a struttura metallica	» 84
4.2.1.1. Carico variabile neve	» 86
4.2.1.2. Carico variabile vento	» 89
4.2.2. Edificio multipiano per uffici	» 90
4.2.2.1. Carico variabile neve	» 91
4.2.2.2. Carico variabile vento	» 93
4.2.3. Pressione del vento su una ciminiera metallica	» 101
Capitolo 5 - Analisi dei carichi verticali per solai, sbalzi e scale	
5.1. Analisi dei carichi per solai, sbalzi e scale	» 107
Capitolo 6 - Pressioni e spinte di materiali granulari insilati	
6.1. Spinte su pareti di materiali insilati granulari: fondamenti teorici	» 113
6.2. Analisi dei carichi per silo in acciaio contenente cereali (orzo).....	» 116
Capitolo 7 - Calcolo spinta delle terre su strutture di sostegno	
7.1. Caratteristiche meccaniche orientative delle terre	» 125
7.2. Spinta statica delle terre su pareti di sostegno	» 125
7.3. Spinta sismica delle terre su pareti di sostegno	» 139
7.4. Esempio di calcolo di spinta delle terre su una parete di piano seminterrato secondo D.M. 1996-2005-2008.....	» 146
Capitolo 8 - Accelerazioni sismiche	
8.1. Terremoti e spettri di progetto	» 151
8.2. Calcolo delle accelerazioni sismiche (D.M. 16/01/1996 – D.M. 14/09/2005 – D.M. 01/01/2008).....	» 160
8.2.1. Calcolo delle accelerazioni sismiche secondo il D.M. 16/01/1996	» 162
8.2.2. Calcolo delle accelerazioni sismiche secondo il D.M. 14/09/2005	» 163
8.2.3. Calcolo delle accelerazioni sismiche secondo il D.M. 14/01/2008	» 166
8.3. Calcolo accelerazioni sismiche sul reticolo di riferimento (D.M. 14/01/2008)	» 170
8.4. Distribuzione delle accelerazioni sismiche all'interno della singola cella del reticolo di riferimento delle NTC 2008: valutazioni numeriche	» 178
Capitolo 9 - Variazioni termiche, ritiro, fluage	
9.1. Variazioni termiche	» 181
9.2. Ritiro del calcestruzzo	» 183
9.3. Viscosità del calcestruzzo (fluage)	» 186
Capitolo 10 - Azioni eccezionali	
10.1. Incendio	» 189
10.2. Esplosioni	» 196
10.3. Urti	» 197

PARTE SECONDA
Il software allegato

Capitolo 11 – *Software LoadSPEED 1.01*

11.1. Introduzione.....	» 203
11.1.1. Installazione	» 204
11.1.2. Attivazione del programma	» 204
11.1.2.1. Sistema di protezione	» 204
11.1.2.2. Istruzioni per la attivazione via Internet.....	» 205
11.1.3. Attivazione telefonica.....	» 205
11.1.4. Assistenza tecnica	» 205
11.1.5. Modalità demo	» 205
11.2. Menu del programma	» 206
11.2.1. Menu Registro eventi	» 207
11.2.2. Menu Archivi	» 208
11.2.3. Menu Carichi variabili	» 211
11.2.3.1. Calcolo sovraccarico da neve	» 212
11.2.3.2. Calcolo sovraccarico da vento	» 218
11.2.3.3. Distorsioni termiche	» 223
11.2.3.4. Proprietà calcestruzzo/viscosità/ritiro.....	» 224
11.2.3.5. Sovraccarichi variabili	» 225
11.2.4. Menu analisi dei carichi	» 226
11.2.4.1. Solai/sbalzi (carichi verticali).....	» 226
11.2.4.2. Scale (carichi verticali).....	» 229
11.2.4.3. Coperture/terrazzi (carichi verticali)	» 230
11.2.4.4. Edifici ordinari e capannoni (vento).....	» 231
11.2.4.5. Tettoie e pensiline (vento)	» 232
11.2.4.6. Tralicci (vento)	» 232
11.2.4.7. Grattacieli e torri (vento)	» 233
11.2.4.8. Costruzioni cilindriche verticali (vento).....	» 233
11.2.4.9. Costruzioni sferiche (vento)	» 234
11.2.4.10. Spinta terre pareti seminterrati	» 234
11.2.4.11. Silos (spinta materiali insilati)	» 234
11.2.5. Menu relazioni di calcolo	» 248
11.2.6. Menu Gestione file input	» 249
11.3. Procedure di gestione errori di input	» 250
11.4. Conversione analisi dei carichi tra diverse Normative tecniche	» 252

Capitolo 12 - *Software LDSISM*

12.1. Introduzione.....	» 253
12.2. Avvio dell'applicazione	» 253
12.3. Individuazione del sito e zoom di dettaglio a livello locale	» 255
12.4. Calcolo parametri spettrali	» 259
12.5. Utilità per conversione di datum	» 259
12.6. Valutazione del fattore di struttura q	» 260
12.7. Visualizzazione e stampa spettri di accelerazione	» 261

Riferimenti legislativi	» 265
-------------------------------	-------

Bibliografia	» 267
--------------------	-------

Riferimenti figure e tabelle.....	» 269
-----------------------------------	-------

PREMESSA

L'evoluzione della normativa tecnica, le più recenti acquisizioni scientifiche, l'uso di materiali strutturali ad alte prestazioni e la sempre maggiore arditezza costruttiva degli ultimi tempi hanno portato alla ribalta il problema di una corretta definizione dei carichi agenti sugli elementi costruttivi o, come si indica nel campo della progettazione strutturale, la redazione delle analisi dei carichi. Le suddette analisi sono il primo passo del processo di schematizzazione matematica di un problema strutturale e vanno svolte secondo i dettami della normativa tecnica, eliminando definitivamente ogni ricorso ad assunzioni di carichi arbitrarie e a vantaggio della sicurezza, spesso adottate per supplire la scarsa conoscenza della problematica tecnica. I sovradimensionamenti sono contrari allo spirito dell'ingegneria strutturale, che si propone la progettazione di strutture sicure, ma con giusto compromesso tra esigenze e costi, nell'ottica dell'ottimizzazione strutturale.

Allo stato attuale l'onere computazionale che grava sui progettisti strutturali è notevole e si assiste al fiorire di corsi di aggiornamento, che sommergono i progettisti di strutture con appunti e nuove acquisizioni tecniche. Il tecnico che quotidianamente opera nel campo della progettazione strutturale si trova a lavorare quindi in un settore in continua evoluzione: tecniche consolidate utilizzate da generazioni di strutturisti vengono oggi considerate obsolete e rimpiazzate da metodologie di calcolo agli elementi finiti FEM, analisi dinamiche lineari e non, analisi di push over. Le moderne metodologie di calcolo FEM presuppongono però una solida conoscenza teorica del problema da affrontare e lasciano al progettista l'onere della definizione del modello di calcolo confidando sulle sue spiccate doti di sensibilità strutturale e capacità di sintesi nell'analisi dei risultati.

Il testo vuole fornire una visione globale del processo di evoluzione della normativa sul tema della definizione dei carichi elementari, fornendo un ausilio nell'interpretazione dei dettami della normativa tecnica, anche con il ricorso a un approccio pratico e applicativo, considerando che sapere è soprattutto "saper fare".

Molto spesso i tempi a disposizione di chi si occupa di calcolo strutturale sono ridotti, pertanto si rivela preziosa la procedura di calcolo automatico allegata alla presente pubblicazione, che consente di velocizzare il lavoro del progettista rispettando in maniera scrupolosa le disposizioni della legislazione tecnica vigente e fornendo la possibilità di effettuare confronti tra vecchia e nuova normativa.

Per consentire lo svolgimento rapido e corretto delle analisi dei carichi, data la sempre crescente difficoltà computazionale prevista dalla normativa tecnica, si propongono in allegato alla presente pubblicazione due software di utilità: *LoadSPEED rel. 1.01*, che consente al progettista di strutture civili la redazione di veloci analisi dei carichi, e *LDSISM* per la valutazione dei parametri spettrali sismici al suolo secondo la nuova normativa tecnica su reticolo di riferimento di cui all'allegato A, B, tabelle 1, 2 delle nuove Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008 e successiva circolare esplicativa n. 617 del 02/2009.

L'autore

PARTE PRIMA

Teoria

CAPITOLO 1

AZIONI ELEMENTARI E COMBINAZIONI DI CARICO

1.1. ANALISI DEI CARICHI NEL PROCESSO PROGETTUALE

La progettazione strutturale di un'opera di ingegneria civile è un processo di astrazione che giunge alla sostituzione della realtà fisica con un modello fisico-matematico, retto da leggi matematiche più o meno semplici, che consente la definizione delle caratteristiche della sollecitazione per gli elementi che la compongono. Alla fase di progettazione segue la fase di verifica, che consiste nel controllare che, in tutte le sezioni degli elementi che compongono la struttura, le caratteristiche della sollecitazione si mantengano al di sotto dei valori massimi consentiti e che i vincoli interni ed esterni siano in grado di sopportare le sollecitazioni agenti. Il processo può essere schematizzato come riportato in figura 1.1.

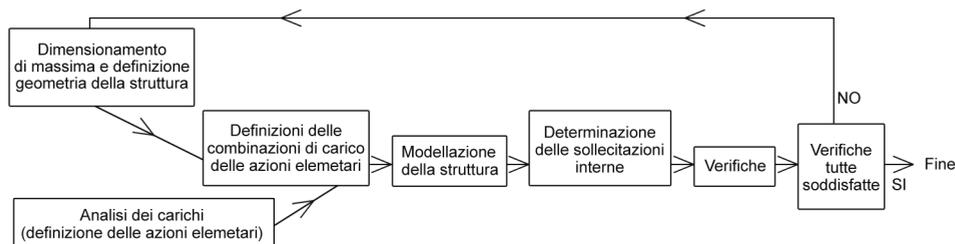


Figura 1.1 – Il processo progettuale

Le analisi dei carichi costituiscono il primo passo del processo di schematizzazione matematica di un problema strutturale e consentono di definire i carichi agenti su una struttura. In genere si distingue tra vari carichi elementari, che si indicano con il nome di *condizioni di carico elementari*, e le loro combinazioni, indicate come *combinazioni di carico* per i vari stati limite di verifica presi in considerazione. I vari carichi elementari vengono poi combinati mediante coefficienti di combinazione dettati dalla normativa tecnica di riferimento. Sono carichi elementari:

- il peso proprio;
- i carichi variabili di natura antropica;
- la neve;
- il vento;

- le distorsioni termiche;
- le accelerazioni sismiche;
- i cedimenti impressi;
- gli urti di mezzi;
- le spinte dovute alle terre, ai liquidi e ai materiali insilati granulari.

Tra i suddetti carichi elementari possono esservi delle incompatibilità: ad esempio l'attuale normativa tecnica prescrive l'incompatibilità tra i carichi da vento e quelli da sisma. Si riporta in figura 1.2, a titolo di esempio, uno stralcio di relazione di calcolo di un programma ad elementi finiti, in cui si indicano i coefficienti di combinazione di alcune combinazioni di carico, relative allo stato limite ultimo, per una struttura di tipo civile.

Condizioni di carico elementari	
Condizione n.	Durata
1 Permanenti	Permanente
2 Variabili	Media durata
3 Neve	Media durata
4 delta T	Media durata
5 sisma X	Istantaneo
6 sisma Y	Istantaneo
7 sisma Z	Istantaneo

Condizioni di carico per stato limite ultimo							
n°	cond. 1	cond. 2	cond. 3	cond. 4	cond. 5	cond. 6	cond. 7
1	1.00	1.40	1.40	0.00	0.00	1.50	0.00
2	1.00	1.40	1.40	0.00	0.00	-1.50	0.00
3	1.00	1.40	1.40	0.00	1.50	0.00	0.00
4	1.00	1.40	1.40	0.00	-1.50	0.00	0.00
5	1.40	1.40	1.40	0.00	0.00	1.50	0.00
6	1.40	1.40	1.40	0.00	0.00	-1.50	0.00
7	1.40	1.40	1.40	0.00	1.50	0.00	0.00
8	1.40	1.40	1.40	0.00	-1.50	0.00	0.00

Figura 1.2 – Esempio relazione di calcolo

La definizione corretta dei carichi su una struttura è fondamentale per una buona riuscita del calcolo strutturale e per una realizzazione economica e allo stesso tempo corretta della struttura stessa. Infatti non è corretto sovraccaricare la struttura oltre i limiti imposti dalle normative tecniche, in quanto così facendo si avrebbero delle strutture sovradimensionate e antieconomiche, con maggiori e

ingiustificati oneri per la committenza. Il problema della definizione corretta dei carichi è quindi un aspetto da non sottovalutare nel calcolo strutturale. Purtroppo il quadro normativo tecnico attuale si presenta alquanto confuso, a seguito di emanazione di nuove norme e di proroghe all'entrata in vigore: in sostanza si vive un periodo di transizione che contribuisce alla diffusione di un senso di disorientamento tra i tecnici.

1.2. CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI

Si definisce *azione agente su una costruzione* ogni causa o insieme di cause capaci di indurre stati di sollecitazione e di deformazione in una struttura e rientra tra gli obblighi del progettista l'individuazione delle azioni di progetto rispettose della normativa tecnica. Le azioni che cimentano le strutture sono da considerare delle variabili aleatorie di tipo continuo e quindi è fondamentale stabilire il loro intervallo di variabilità e la loro funzione di densità di probabilità. Stante le notevoli proprietà di cui gode la distribuzione normale o gaussiana, si assume che i carichi e le resistenze del materiale siano delle variabili casuali di tipo continuo distribuite in maniera normale; il loro campo di variabilità è espresso in maniera completa mediante il valore medio μ e la deviazione standard σ , indice della dispersione delle misure attorno al valore medio della popolazione di misure. Facendo riferimento ai valori empirici per un numero discreto n di osservazioni, μ e σ sono dati dalle seguenti relazioni:

$$\mu = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n}$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \mu)^2}{n - 1}}$$

mentre la funzione densità di probabilità $f(x)$ ha la seguente espressione:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2}$$

La suddetta funzione densità di probabilità normale gode di molte proprietà, tra cui:

- il 68,3% della popolazione di dati rilevati per la variabile, carico o resistenza, ricade nell'intervallo $[\mu - \sigma, \mu + \sigma]$;
- il 95,5% della popolazione di dati rilevati per la variabile, carico o resistenza, ricade nell'intervallo $[\mu - 2\sigma, \mu + 2\sigma]$;
- il 99,7% della popolazione di dati rilevati per la variabile, carico o resistenza, ricade nell'intervallo $[\mu - 3\sigma, \mu + 3\sigma]$.

Le suddette proprietà confermano quanto già anticipato: la deviazione standard misura la dispersione della popolazione di misure attorno al loro valore medio, e a valori elevati della deviazione standard corrisponde un intervallo di dispersione più ampio dei dati attorno al valore medio. La probabilità che la variabile aleatoria x , carico o resistenza, sia minore di un valore prefissato M o che ricada in un determinato intervallo numerico $[a, b]$ è data da:

$$P(x \leq M) = \int_{-\infty}^M f(x) dx \qquad P(a \leq x \leq b) = \int_a^b f(x) dx$$

Se ne deduce che, nota la funzione di distribuzione, mediante il calcolo del primo integrale è possibile calcolare un determinato frattile inferiore di ordine $n\%$, definito come valore tale che ha la probabilità dell' $n\%$ di non essere superato. In genere tale valore viene espresso in funzione della media μ e della deviazione standard σ :

$$\text{Frattile inferiore di ordine } n\% = \mu + K_n \sigma$$

dove

K_n = valore della variabile casuale standardizzata a cui corrisponde una probabilità di non superamento pari all' $n\%$;

Per la distribuzione normale si ha:

$$\text{Frattile inferiore di ordine } 5\% = \mu - 1,64 \sigma$$

$$\text{Frattile inferiore di ordine } 95\% = \mu + 1,64 \sigma$$

Per cui $K_{0,05} = -1,64$ e $K_{0,95} = 1,64$.

La normativa tecnica italiana prescrive di adottare frattili inferiori di ordine 5% per le resistenze e frattili inferiori di ordine 95% per le azioni caratteristiche.

Le azioni dalla più recente normativa del D.M. 14/01/2008 vengono classificate facendo riferimento a:

- modo di esplicarsi;
- risposta strutturale;
- variazione dell'intensità nel tempo.

MODO DI ESPLICARSI

Le azioni si dividono in:

- dirette: forze concentrate e carichi concentrati fissi o mobili;
- indirette: spostamenti impressi, variazioni di temperatura e di umidità, ritiro, precompressione, cedimenti dei vincoli;
- entropiche: degrado endogeno ed esogeno.

RISPOSTA STRUTTURALE

Le azioni si dividono in:

- statiche: azioni applicate alla struttura che non provocano accelerazioni della stessa o delle sue parti;
- pseudo-statiche: azioni dinamiche rappresentabili mediante un'azione statica equivalente;
- dinamiche: azioni che causano accelerazioni significative della struttura e dei suoi componenti.

VARIAZIONE DELL'INTENSITÀ NEL TEMPO

Le azioni si dividono in:

- permanenti (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo, come:
 - peso proprio degli elementi strutturali, del terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno), forze risultanti dalla pressione dell'acqua quando si mantengono costanti nel tempo (G_1);
 - peso proprio degli elementi non strutturali (G_2);
 - spostamenti e deformazioni imposte, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;
 - pretensione e precompressione (P);
 - ritiro e viscosità;
 - spostamenti differenziali.
- variabili (Q): azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo e possono essere di:
 - lunga durata (agiscono con un'intensità significativa anche non continuamente per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura);
 - breve durata (agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura).
- eccezionali (A): azioni che agiscono sulla struttura solo eccezionalmente nel corso sua vita nominale, come:
 - incendi;
 - esplosioni;
 - urti;
 - impatti.
- sismiche (E): derivanti da fenomeni sismici.

Si evidenzia nelle definizioni precedenti la assoluta novità costituita dalla distinzione, operata dal D.M. 14/01/2008, tra peso proprio degli elementi strutturali e

non strutturali, che non trova riscontro nella pregressa normativa tecnica e che introduce delle combinazioni di carico aggiuntive per i vari stati limite, come meglio evidenziato in tabella 1.3.

1.3. VITA NOMINALE – CLASSE D'USO DI UNA COSTRUZIONE - PERIODO DI RIFERIMENTO

Si definisce *vita nominale di una costruzione* V_N il numero di anni in cui la struttura, se soggetta all'ordinaria manutenzione, deve poter essere utilizzata per lo scopo per cui è stata progettata. È obbligo del progettista definire e riportare la vita nominale della costruzione nella documentazione di progetto.

Tabella 1.1 - Vita nominale di alcune tipologie di opere

Tipi di costruzione		Vita nominale VN (in anni)
1	Opere provvisorie – opere provvisionali – strutture in fase costruttiva	≤10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≤50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥100

Le costruzioni, in funzione della destinazione d'uso, sono suddivise nelle seguenti classi:

I	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli
II	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza, Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
III	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
IV	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5/11/2001 n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì servite da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di energia elettrica.

In funzione della classe d'uso scelta viene fornito dalla tabella 1.2 il coefficiente d'uso C_U .

Tabella 1.2 - Valori del coefficiente d'uso

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente C_U	0,70	1,0	1,5	2,0
Se $V_R < 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni				

Le azioni sismiche vengono valutate mediante il loro periodo di riferimento V_R , funzione della vita nominale della costruzione, con la formula: $V_R = V_N C_U$

1.4. METODO DI VERIFICA SEMIPROBABILISTICO AGLI STATI LIMITE:

IMPOSTAZIONE TEORICA

I metodi di verifica della resistenza degli elementi strutturali hanno subito una notevole evoluzione e costituiscono ancora oggi un filone di ricerca molto attivo e in costante evoluzione. Vi sono diversi approcci al problema:

- metodo delle tensioni ammissibili;
- metodo del calcolo a rottura;
- metodo semiprobabilistico agli stati limite.

1.4.1. Metodo delle tensioni ammissibili

Il metodo delle tensioni ammissibili è il più sperimentato e utilizzato dai professionisti italiani, ma attualmente sembra destinato a un inesorabile e rapido declino, tanto che viene trascurato da normative più recenti come gli eurocodici strutturali. Tale metodo esegue le verifiche di resistenza controllando che in nessun punto della struttura si abbia il superamento di alcuni valore limite del materiale indicati come *tensioni ammissibili*: per il calcestruzzo tale valore è posto pari a 1/3 della sua resistenza caratteristica cubica R_{ck} , mentre per l'acciaio è pari a circa 2/3 della sua tensione di snervamento caratteristica f_{yk} , quindi per entrambi i materiali si resta sempre nel tratto elastico della loro curva di resistenza $\sigma - \varepsilon$. Per poter utilizzare il metodo si presuppone che:

- si operi in regime di elasticità lineare, nell'ipotesi di piccoli spostamenti;
- il calcestruzzo si comporti a compressione come un materiale omogeneo e isotropo;
- ci sia perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo;
- il calcestruzzo non abbia alcuna capacità di resistenza a trazione.

Per le ipotesi sopra riportate i materiali operano molto al di sotto dei loro limiti di resistenza e il metodo non fornisce informazioni sufficienti sul margine di sicurezza rispetto al collasso. Inoltre il rapporto tra carico di collasso e carico di esercizio può variare notevolmente secondo la forma della sezione e del materiale: ad esempio per una sezione in acciaio a doppia T soggetta a flessione semplice il momento ultimo M_u è maggiore di circa il 15% del momento M_y che la sezione sopporta quando si ha il raggiungimento della tensione di snervamento nelle fibre più estreme. Quindi, con tale metodo, anche se suffragato da una notevole sperimentazione sul campo e molto caro alla tradizione tecnica italiana, si progettano delle strutture sicuramente poco economiche e si sfruttano poco i materiali.

1.4.2. Metodo del calcolo a rottura

Il metodo del calcolo a rottura, basato sui teoremi del *limit design*, costituisce un'evoluzione del metodo alle tensioni ammissibili e supera le lacune prima evidenziate, consentendo di utilizzare al meglio i materiali. Le ipotesi a base di tale metodo sono le stesse di quello delle tensioni ammissibili, tranne il fatto che si prescinde dall'ipotesi di elasticità lineare considerando l'effettivo legame non lineare dei materiali, con alcune piccole schematizzazioni utili alla semplificazione dei calcoli. Dal punto di vista operativo, il metodo consiste nel controllare che il carico agente sulla struttura sia più basso rispetto al carico di collasso, secondo un adeguato coefficiente di sicurezza.

1.4.3. Metodo semiprobabilistico agli stati limite

Il metodo semiprobabilistico agli stati limite è il procedimento attualmente adottato dagli eurocodici strutturali e dalla più recente normativa tecnica italiana. Questo metodo tiene conto delle incertezze legate alla variabilità statistica delle azioni agenti sulla struttura e della variabilità della resistenza dei materiali; in particolare procede alla valutazione della probabilità di collasso valutando che essa risulti abbastanza piccola rispetto a un valore limite da considerare accettabile. L'approccio probabilistico classico, in riferimento a una generica sezione, in regime di flessione semplice, e nell'ipotesi che la funzione di distribuzione di probabilità, per i carichi agenti e per la resistenza dei materiali, sia di tipo normale, perviene alla definizione del grafico riportato in figura 1.3 che consente di valutare la suddetta probabilità di collasso nella sezione e quindi il coefficiente di sicurezza:

M_s = momento flettente sollecitante la sezione di verifica;

M_R = momento flettente resistente della sezione di verifica.

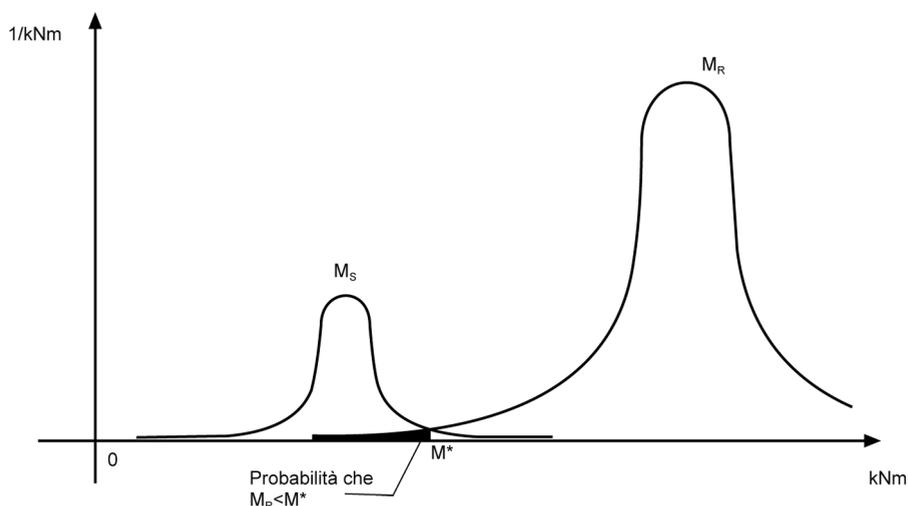


Figura 1.3 – Probabilità di collasso nella sezione

Dal grafico di figura 1.3, stabilito il valore massimo della sollecitazione ammessata M^* , è possibile valutare, per ogni sezione della struttura, la probabilità che tale valore non sia superato misurando l'area tratteggiata, in virtù della definizione statistica di funzione densità di probabilità. Si nota poi che la probabilità di collasso nella sezione è tanto più remota quanto più le due curve a campana presentano una distanza mutua elevata, in quanto l'area sottesa sottostante la curva M_R risulterà minore e quindi più piccola sarà la probabilità di collasso della sezione, con conseguente aumento del fattore di sicurezza strutturale. La metodologia illustrata, però, trova applicazione solo in ambito di ricerca non essendo adatta all'uso professionale, per il quale si utilizza il metodo di calcolo semiprobabilistico agli stati limite: l'idea base è quella di confrontare il momento sollecitante dovuto a un carico Q_d corrispondente a un opportuno frattile inferiore di ordine 95% con il momento resistente calcolato adottando per i materiali una tensione caratteristica f_k corrispondente a un frattile inferiore di ordine 5%. Così facendo, si effettua una verifica con gli usuali metodi deterministici, dato che al modello di calcolo si assegnano carichi noti Q_d , funzione del frattile dei carichi scelto, e in base a essi si determinano le caratteristiche della sollecitazione M_s che vengono poi confrontate con i valori limite di calcolo M_R , funzioni del frattile scelto per la resistenza dei materiali. Il legame carichi-deformazioni per i materiali è di tipo non lineare, mentre l'analisi adottata può essere lineare o non lineare. Per effettuare le verifiche con tale metodo occorre definire le azioni di calcolo e le resistenze di calcolo dei materiali:

Q_d = valore di calcolo di una azione variabile;

f_d = valore di calcolo della resistenza di un materiale;

Q_k = valore caratteristico di una azione variabile, tale che ha una probabilità di non essere superato del 95% (frattile inferiore di ordine 95%);

f_k = valore caratteristico della resistenza di un materiale, tale che ha una probabilità di non essere superato del 5% (frattile inferiore di ordine 5%);

γ_F = coefficiente amplificativo del carico caratteristico;

$1/\gamma_M$ = coefficiente riduttivo del valore caratteristico della resistenza;

$Q_d = \gamma_F Q_k$;

$f_d = f_k / \gamma_M$.

I valori caratteristici delle azioni variabili, se non rilevati in modo statistico, vengono assunti in genere pari ai valori nominali utilizzati nel metodo delle tensioni ammissibili e la loro definizione è diffusamente trattata nei paragrafi successivi.

1.5. STATI LIMITE DI VERIFICA E COMBINAZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI

Il metodo semiprobabilistico agli stati limite consente di individuare per le strutture determinati stati limite, ovvero stati al di là dei quali la struttura, o una sua parte, non soddisfa più le esigenze di comportamento per il quale è stata progettata. Rientra nei compiti del progettista individuare gli scenari di contin-

genza (definiti come una “circostanza plausibile e coerente in cui può realisticamente trovarsi una costruzione, sia durante le fasi costruttive che durante la sua vita utile che durante la fase di degrado”) in cui può trovarsi una struttura, caratterizzati da:

- configurazione strutturale rappresentativa dello stato in cui viene realisticamente a trovarsi la struttura a realizzazione ultimata, durante le fasi di costruzione o in fase di dismissione;
- scenari di carico o combinazioni di carico (definiti come “insiemi organizzati e coerenti nello spazio e nel tempo di azioni elementari che cimentano la struttura”) delle azioni elementari per cui andranno verificate tutte le sezioni e i vincoli della struttura.

Per chiarire quanto sopra si pensi al caso di una trave precompressa a cavi scorrevoli in cui nella fase di progettazione si conducono le verifiche al tiro dei cavi, a deformazioni di ritiro e fluage scontate e infine in esercizio. Per le verifiche il progettista è tenuto all'individuazione degli scenari di carico tenendo anche conto dell'evoluzione della configurazione della struttura nelle varie fasi costruttive. Si pensi una trave in acciaio connessa con sovrastante soletta in cemento armato che, in fase di getto, sostiene il peso della soletta stessa ed eventualmente è sostenuta in mezzeria da una puntellatura. A maturazione avvenuta del getto della soletta, si realizza la collaborazione di quest'ultima con la trave sottostante con conseguente variazione del regime di tensioni: si passa così da sezione omogenea in acciaio a sezione mista acciaio-calcestruzzo, con contestuale variazione di schema statico a seguito della rimozione del vincolo di mezzeria della trave.

Le più moderne normative tecniche, tra cui anche il recente D.M. 14/01/2008 distinguono tra:

- stati limite ultimi (SLU);
- stati limite di esercizio (SLE).

1.5.1. Stati limite ultimi (SLU)

Con il termine *stati limite ultimi* (SLU) si indica il collasso dell'intera struttura o di una sua parte, che in genere mette in pericolo la sicurezza delle persone. Le combinazioni di carico per questo stato limite sono del tipo:

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

Il numero delle combinazioni è variabile in base al numero dei carichi variabili agenti contemporaneamente, dato che in ogni combinazione occorre considerare ognuno dei carichi variabili Q_{ki} come carico dominante, assegnandogli il coefficiente γ_{Qi} , e a tutti i restanti carichi variabili assegnare i coefficienti $\gamma_{Qi}\psi_{0i}$. Per ognuno dei coefficienti γ_{Gi} dei carichi fissi bisogna poi considerare il caso favorevole e il caso sfavorevole.

In genere il coefficiente per i carichi di precompressione e pretensione γ_P è assunto pari a 1. Inoltre la più recente normativa tecnica italiana del D.M. 14/01/2008 riguardo ai coefficienti parziali γ_{Gi} e γ_{Qi} introduce dei coefficienti funzione dello stato limite ultimo scelto (tabella 1.3).

Tabella 1.3 - Valori dei coefficienti parziali

Carichi		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
i Variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad esempio, carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Nota: EQU – Stato limite di equilibrio come corpo rigido; STR – Stato limite di resistenza della struttura compresi elementi di fondazione; GEO – Stato limite di resistenza del terreno.

Tabella 1.4 - Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria azione variabile		Coefficiente		
		Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria	A – Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
	B – Uffici	0,7	0,5	0,3
	C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
	D – Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
	E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
	F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
	G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
	H – Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento		0,6	0,2	0,0
Neve	a quota ≤ 1000 m s.l.m	0,5	0,2	0,0
	a quota > 1000 m s.l.m	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche		0,6	0,5	0,0

Le verifiche nei confronti dello stato limite vengono svolte facendo riferimento alternativamente a due diversi approcci progettuali.

APPROCCIO 1

Si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, even-

tualmente, per la resistenza globale del sistema (R). Nella combinazione 1, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della tabella 1.3, nella combinazione 2, si impiegano invece i coefficienti γ_F riportati nella colonna A2 della tabella 1.3.

APPROCCIO 2

Si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della tabella 1.3.

Si riportano di seguito, facendo riferimento allo stato limite ultimo, le combinazioni di carico per le azioni sismiche agenti contemporaneamente alle altre azioni:

$$G_1 + G_2 + P + E + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots$$

Si riportano di seguito, facendo riferimento allo stato limite ultimo, le combinazioni di carico per le azioni eccezionali A_d agenti contemporaneamente ad altre azioni:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots$$

1.5.2. Stati limite di esercizio (SLE)

Con il termine *stati limite di esercizio* (SLE) si indica il mancato rispetto dei requisiti di funzionalità previsti per una struttura o per una sua parte, che in genere non mette in pericolo la sicurezza delle persone. Le combinazioni di carico per questo stato limite sono descritte di seguito.

COMBINAZIONE RARA

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} Q_{k2} + \psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

Il numero delle combinazioni è variabile in base al numero dei carichi variabili agenti contemporaneamente, dato che in ogni combinazione occorre considerare ognuno dei carichi variabili Q_{ki} come carico dominante, assegnandogli il coefficiente 1, e a tutti i restanti carichi variabili assegnare i coefficienti ψ_{0i} . Il valore $\psi_{0i} Q_{ki}$ è detto *valore raro* dell'azione i esima e rappresenta un valore di breve durata, ma significativo nei riguardi della concomitanza con altre azioni variabili.

COMBINAZIONE FREQUENTE

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

Il numero delle combinazioni è variabile in base al numero dei carichi variabili agenti contemporaneamente, dato che occorre considerare ognuno dei carichi variabili Q_{ki} come carico dominante e combinarlo con tutti gli altri mediante il coefficiente ψ_{1i} e tutti gli altri con coefficienti ψ_{2i} . Il valore $\psi_{1i} Q_{ki}$ è detto *valore frequente* dell'azione i esima e rappresenta il valore corrispondente al frattile 95% della distribuzione temporale dell'intensità che è superato per una limitata frazione del periodo di riferimento.

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

In questo caso si tratta di un'unica combinazione di carico.

Il valore $\psi_{2i} Q_{ki}$ è detto *valore quasi permanente* e rappresenta la media della distribuzione temporale delle intensità del carico variabile i esimo.

Si riportano in tabella 1.5, a titolo di esempio, le combinazioni di carico per due sole azioni variabili.

Tabella 1.5 - Combinazioni di carico per due azioni variabili

Combinazione		G_k	Q_{1k}	Q_{2k}	Risultato
SLU		γ_G	γ_Q	$\gamma_Q \psi_{02}$	Due combinazioni prendendo a turno una delle due azioni variabili come dominante (di base)
		γ_G	$\gamma_Q \psi_{01}$	γ_Q	
SLE	Rara	1	1	ψ_{02}	Due combinazioni prendendo a turno una delle due azioni variabili come dominante (di base)
		1	ψ_{01}	1	
	Frequente	1	ψ_{11}	ψ_{22}	Due combinazioni prendendo a turno una delle due azioni variabili come dominante (di base)
		1	ψ_{21}	ψ_{12}	
	Quasi permanente	1	ψ_{21}	ψ_{22}	Un'unica combinazione