

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI ROMA TRE
Laboratorio di Costruzioni dell'Architettura 2

APPUNTI DI TECNICA DELLE
COSTRUZIONI

a.a. 1999/2000

Indice

1	Introduzione	1
1.1	Progetto e verifica	1
1.2	Classificazione delle azioni	2
1.2.1	Modellazione delle azioni	3
1.3	Prestazioni	4
1.4	I materiali e la struttura	5
1.5	Trattamento delle incertezze	7
2	I materiali delle costruzioni in cemento armato	9
2.1	Le costruzioni in cemento armato	9
2.2	Il calcestruzzo	10
2.2.1	Composizione del calcestruzzo	10
2.2.2	Fattori che influenzano le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo	12
2.2.3	Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo	14
2.2.4	Comportamento del calcestruzzo confinato	18
2.2.5	Deformazioni lente	21
2.3	L'acciaio	25
2.4	L'aderenza	27
2.5	Classificazione dei materiali	28
2.5.1	Frattili e valori caratteristici	28
2.5.2	Controllo di accettazione	31
2.5.3	Classificazione degli acciai	31
2.5.4	Valori di progetto, diagrammi di calcolo	32
3	Elementi sollecitati da tensioni normali. La flessione	37
3.1	Ipotesi di calcolo	38
3.2	Calcolo elastico. Il metodo delle tensioni ammissibili	39
3.2.1	La sezione omogenizzata	39
3.2.2	La flessione retta	40
3.2.3	Flessione deviata	50
3.2.4	Esempi	52
3.3	Calcolo allo stato limite ultimo	57
3.3.1	Sezione rettangolare	58
3.3.2	Sezioni a T ed I	69
3.3.3	Flessione retta di sezioni di forma qualsiasi	70
3.3.4	Flessione deviata	72
3.3.5	Esempi	73

4	Sforzo normale e flessione	77
4.1	Sforzo normale centrato	77
4.1.1	Calcolo elastico	78
4.1.2	Calcolo allo stato limite ultimo	78
4.1.3	Pilastri cerchiati	79
4.1.4	Trazione semplice	82
4.2	Sforzo normale eccentrico. Calcolo elastico	82
4.2.1	Pressione eccentrica, piccola eccentricità	83
4.2.2	Grande eccentricità. Pressoflessione retta	84
4.2.3	Trazione eccentrica	90
4.2.4	Sezioni di forma arbitraria	92
4.2.5	Pressoflessione deviata	94
4.3	Sforzo normale eccentrico. Calcolo allo stato limite ultimo	95
4.3.1	Sezione rettangolare	97
4.3.2	Verifica della sezione	102
4.3.3	Sezioni di forma generica. Pressoflessione deviata	108
4.4	Pilastri snelli	110
4.4.1	Il metodo “esatto”	112
4.4.2	Il metodo della colonna modello	114
4.4.3	Il metodo del momento amplificato	116
4.4.4	Momento variabile	118
4.4.5	Influenza dei vincoli	119
5	Elementi sollecitati da tensioni tangenziali: il taglio	123
5.1	Introduzione	123
5.2	Il comportamento delle travi sollecitate a taglio	124
5.3	Il comportamento delle travi prive di armatura di taglio	127
5.4	Travi con armatura a taglio	130
5.4.1	Determinazione delle sollecitazioni nell’armatura di taglio	130
5.5	Interazione tra flessione e taglio	135
5.6	Progetto secondo le normative	136
5.6.1	Metodo delle tensioni ammissibili	136
5.6.2	Calcolo allo stato limite ultimo	137
5.6.3	Armatura longitudinale	140
5.6.4	Quantitativi minimi di armatura	140
6	Elementi sollecitati da tensioni tangenziali: la torsione	143
6.1	Introduzione	143
6.2	Comportamento in fase elastica	144
6.3	La torsione nelle travi fessurate	147
6.4	Verifiche secondo le norme	151
6.4.1	Norme italiane	151
6.4.2	Norme europee	152
6.4.3	Combinazione con flessione e taglio	153
6.4.4	Esempio	154

7	Stati limite di esercizio	157
7.1	Introduzione	157
7.2	La fessurazione	158
7.2.1	Il meccanismo di formazione delle fessure	158
7.2.2	Verifica secondo le norme	161
7.3	Stato limite di compressione	165
7.4	Stato limite di deformazione	165
7.4.1	Calcolo analitico delle deformazioni	167

Capitolo 1

Introduzione

1.1 Progetto e verifica

La progettazione delle strutture, come ogni altra attività progettuale, è un'operazione di tipo sintetico in cui intervengono, in modo difficilmente sistematizzabile, fantasia, intuizione, esperienza; così probabilmente il modo migliore per apprendere l'arte del progettare è il farlo, imparando a risolvere i problemi via via che questi si presentano. Il prodotto della progettazione però deve sottostare al vaglio della verifica che, al contrario, è una procedura di tipo analitico e pertanto può essere molto più facilmente sistematizzata e regolamentata. Queste considerazioni sono valide per ogni genere di progetto; nel caso del progetto strutturale inoltre la verifica è spesso di tipo quantitativo e richiede l'impiego di algoritmi numerici. Nel seguito di questi appunti saranno illustrate alcune tra le molteplici procedure richieste per la verifica delle strutture civili; un particolare rilievo sarà dato alle strutture in cemento armato, poiché questa tecnica costruttiva è la più diffusa, ma saranno trattate, seppure più brevemente, anche le strutture in acciaio ed in muratura.

Immaginando di dover verificare una struttura già progettata, si pone il problema di definire a quali requisiti la struttura deve soddisfare, in modo da poter poi concludere se essa li soddisfa o no. Un primo problema che si incontra nella definizione delle prestazioni richieste alla struttura è di definire cosa essa sia, cioè quali parti di un edificio debbano considerarsi strutturali e quali no. Negli edifici in muratura, ad esempio, i muri svolgono sia compiti strutturali sia compiti funzionali; nei moderni edifici a telaio (in cemento armato od in acciaio) vi è una più chiara separazione dei compiti e la struttura viene individuata nella gabbia di travi e pilastri, mentre tutti gli altri elementi sono considerati sovrastrutturali. Però in certi casi (per effetto delle azioni sismiche, ad esempio) le tamponature, normalmente considerate elementi non strutturali, interagiscono con la struttura modificandone il comportamento in modo sostanziale. Inoltre per gli edifici con setti portanti si possono fare le stesse considerazioni svolte per le strutture in muratura. Poiché le nostre analisi vengono svolte con riferimento a modelli che rappresentano in modo più o meno semplificato la realtà, è evidentemente preliminare stabilire cosa si deve considerare struttura, e quindi inserire nel modello, e cosa invece deve restarne fuori.

Individuata la struttura si devono stabilire le prestazioni che da essa si pretendono. Per una struttura la prestazione fondamentale sta nel sopportare, senza danni per se e per le cose sostenute, le azioni determinate dall'ambiente esterno. Pertanto per poter procedere oltre occorre classificare e quantificare le azioni che prevedibilmente agiranno sulla struttura nell'arco della sua vita utile. Questo tra l'altro pone un problema preliminare: quale è la durata della vita utile delle costruzioni civili? Le opere del passato hanno superato,

spesso indenni e senza speciali manutenzioni, molti secoli, ma le tecnologie costruttive attuali (cemento armato, acciaio) non sembrano garantire, a meno di importanti e frequenti manutenzioni, una analoga durabilità; in alcuni paesi, meno abituati di noi a conservare il passato, si fissa convenzionalmente il periodo di rinnovo degli edifici in cinquanta anni. Questa durata è probabilmente troppo breve per l'Italia, dove, almeno negli ultimi decenni, una politica di demolizioni e ricostruzioni non è mai stata adottata; attualmente non si ha un riferimento certo su come fissare questo dato; la durata di un secolo potrebbe essere una scelta convenzionale ragionevole per un paese conservatore come il nostro, ma è una scelta sicuramente opinabile.

1.2 Classificazione delle azioni

Le azioni che si prevede potranno agire su di una costruzione possono essere classificate da diversi punti di vista. Prima di tutto secondo la loro natura, potremo distinguere tra:

1. *Azioni che si manifestano come forze agenti sulla struttura*: la più importante è il peso, effetto della forza di gravità della Terra; la maggior parte delle strutture civili sono progettate per sopportare il loro peso e quello degli oggetti sostenuti. Un'altra azione che si manifesta mediante forze è la pressione esercitata dal vento.
2. *Azioni che si esplicano imprimendo un moto alla struttura*; esempi sono i cedimenti delle fondazioni¹ e, particolarmente importanti, le azioni sismiche.
3. *Azioni di tipo termico*, comprendono le variazioni di temperatura dovute ai cicli diurni e stagionali e l'azione di eventi accidentali, quali il fuoco. Nel primo caso gli effetti sono di tipo indiretto, legati alla variazione di volume dei materiali indotta dalla variazione di temperatura, nel secondo si hanno importanti fenomeni di degrado delle resistenze dei materiali che riducono gravemente la prestazione della struttura.
4. *Azioni di tipo chimico*, quali la corrosione dei metalli, la carbonatazione delle pietre e delle malte, anch'esse possono ridurre notevolmente la resistenza delle strutture o di loro parti.

Un altro criterio di classificazione riguarda il modo con cui la struttura reagisce all'azione; con riferimento alle azioni di tipo meccanico ed in particolare a quelle che si esplicano come forze o spostamenti impressi, si è soliti distinguere tra:

1. *Azioni statiche*, cioè che variano nel tempo così lentamente da indurre nella struttura accelerazioni trascurabili; l'applicazione dei pesi normalmente può essere considerata un'azione di questo genere.
2. *Azioni dinamiche*, per le quali gli effetti delle accelerazioni non sono trascurabili; appartengono a questa categoria l'azione sismica, la forza del vento (per la componente turbolenta), gli effetti di macchinari contenenti parti mobili di un impianto industriale, gli effetti del moto dei veicoli su di un ponte, ecc.

¹Se il terreno sottostante la costruzione viene inglobato nel modello e considerato parte della "struttura" il cedimento è una deformazione interna al sistema, prodotta dalle forze esterne; ma se l'interazione terreno-struttura è trascurata e la fondazione è vista come esterna al modello i cedimenti devono essere classificati come azioni esterne.

Inoltre le azioni possono essere classificate in base alla loro evoluzione nel tempo e distribuzione nello spazio; si può quindi distinguere tra:

1. *Azioni permanenti*, costituite da quelle azioni che sono presenti e costanti durante tutta la vita (od una parte rilevante di essa) della struttura. Il peso proprio ed i sovraccarichi fissi: pavimentazioni, muri divisorii, impianti fissi, sono esempi delle azioni di questo tipo.
2. *Azioni variabili*, sono azioni che variano nel tempo e che quindi possono anche essere assenti, ma il tempo in cui sono presenti costituisce una parte significativa del totale. Queste azioni sono spesso modellate come processi di rinnovo: l'azione rimane costante per un certo tempo, poi cambia improvvisamente valore; tali processi sono caratterizzati dalla frequenza media di rinnovo (numero dei rinnovi nell'unità di tempo), per cui si distinguono in genere due categorie di azioni:
 - (a) *Azioni quasi permanenti*, la cui frequenza di rinnovo è piccola e pertanto si prevedono pochi rinnovi nell'arco della vita utile dell'opera (i carichi degli arredi in un edificio di abitazione o per uffici)
 - (b) *Azioni che variano con frequenza*, come i sovraccarichi dovuti al peso delle persone in un edificio o al peso delle auto su di un ponte
3. *Azioni accidentali*. Sono azioni raramente presenti (spesso assenti in tutta la vita dell'opera) ma il cui verificarsi può avere conseguenze gravi per la sicurezza della struttura. Esempi tipici sono *l'azione sismica, gli scoppi, gli urti di veicoli pesanti, la caduta di aerei, gli incendi*.

1.2.1 Modellazione delle azioni

La verifica di una struttura richiede che si possa prevedere a quali sollecitazioni sarà sottoposta nel periodo di funzionamento; questo, salvo rari casi, non può essere noto deterministicamente, poiché ogni previsione su eventi futuri è affetta da un margine, più o meno grande, di incertezza. Le azioni debbono, almeno in linea di principio, essere modellate come *grandezze aleatorie*.

Le grandezze che non variano nel tempo, come il peso proprio della struttura, possono pertanto essere descritte come *variabili aleatorie*, caratterizzate dalla loro distribuzione di probabilità o almeno dal valore medio e dalla deviazione standard. La descrizione delle grandezze che variano nel tempo è molto più complessa, perché richiede l'impiego di *processi stocastici*. Spesso per descrivere l'evoluzione dei carichi variabili si impiegano modelli ad onda quadra: a degli istanti selezionati a caso il valore del carico cambia in modo indipendente dal valore precedente, in accordo con una fissata distribuzione, e rimane costante tra due successivi istanti. Il processo è caratterizzato, oltre che dalla distribuzione del carico, dalla *frequenza media di rinnovo* che controlla quanto di frequente il carico varia. Un altro schema, più complicato ed utile per descrivere fenomeni soggetti ad accumulo, come la neve, impiega i *processi di rinnovo* (in inglese "renewal"), caratterizzati anche questi dalla frequenza di arrivi, dalla legge di distribuzione e dalla legge di variazione nel tempo delle intensità.

Le azioni accidentali spesso vengono descritte come *processi di Poisson composti*, caratterizzati anch'essi dalla frequenza degli eventi e da una legge di intensità. Spesso però la descrizione del fenomeno richiede ulteriori informazioni; per esempio nel caso di un

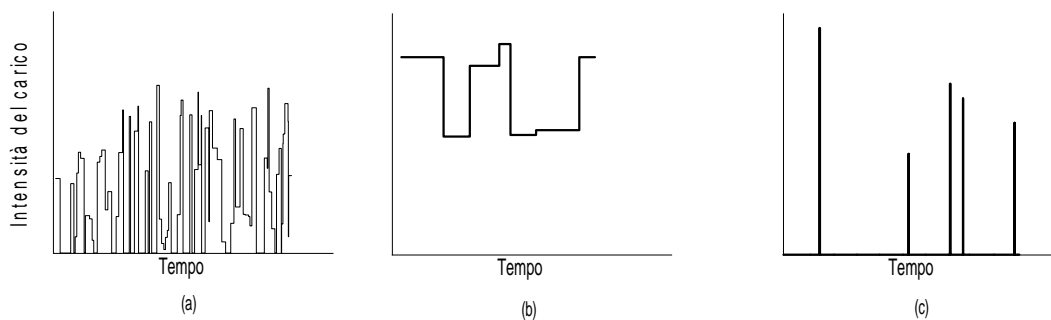


Figura 1.1: Rappresentazione dei processi dei carichi variabili, (a) rapidamente, (b) lentamente, (c) accidentali

evento sismico, oltre all'accadimento ed alla intensità occorre descrivere dettagliatamente l'azione sismica, ad esempio attraverso una *storia temporale* delle accelerazioni del moto del terreno, la cui previsione è, ovviamente, altrettanto incerta.

Una rappresentazione schematica dei processi rappresentativi delle azioni variabili ed accidentali è mostrata nella Figura 1.1

1.3 Prestazioni

Si possono individuare diverse esigenze prestazionali di una struttura; le soglie che, spesso convenzionalmente, separano gli stati in cui le prestazioni sono garantite da quelli in cui non lo sono, vengono chiamati *stati limite*; questi stati limite, ordinati gerarchicamente, vengono usualmente raggruppati in due categorie: gli *stati limite di esercizio* e gli *stati limite ultimi*. Il superamento di uno stato limite di esercizio porta ad una riduzione della funzionalità dell'opera ma di solito non ne compromette, almeno direttamente, la resistenza; viceversa se si supera la soglia di uno stato limite ultimo non è più possibile garantire la capacità della struttura (o di una sua parte) di svolgere la sua funzione principale, che è quella di sostenere i carichi.

In Figura 1.2 le condizioni di stato limite sono rappresentate come superfici nello *spazio delle azioni*, cioè in uno spazio in cui un punto rappresenta uno stato di sollecitazione della struttura. La superficie rappresentativa dello stato limite di esercizio è interamente contenuta nel dominio racchiuso nella superficie di stato limite ultimo, come è ragionevole attendersi. Se il punto rappresentativo delle azioni è interno al dominio racchiuso dalla superficie il corrispondente stato limite è soddisfatto; risulta invece violato quando il punto attraversa la superficie uscendo dal dominio. Nella Fig. 1.2 è mostrato come l'azione varia nel tempo, restando all'interno del dominio di esercizio fino ad un istante in cui la soglia di stato limite viene una prima volta superata; successivamente viene superata anche la superficie di stato limite ultimo. Nel disegno le superfici di stato limite sono rappresentate fisse e deterministicamente note, ma in realtà anche le loro forma e dimensione sono incerte per i motivi che si diranno più avanti.

Poiché è prevedibile che il dominio di esercizio è contenuto in quello ultimo viene da chiedersi perché non sia sufficiente verificare che solo il più stringente degli stati limite sia soddisfatto, ma, al contrario, se ne debbano controllare più di uno. Il motivo è che, a causa dell'aleatorietà delle azioni (e delle resistenze), gli stati limite possono essere soddisfatti solo in senso probabilistico, controllando che la probabilità di superamento

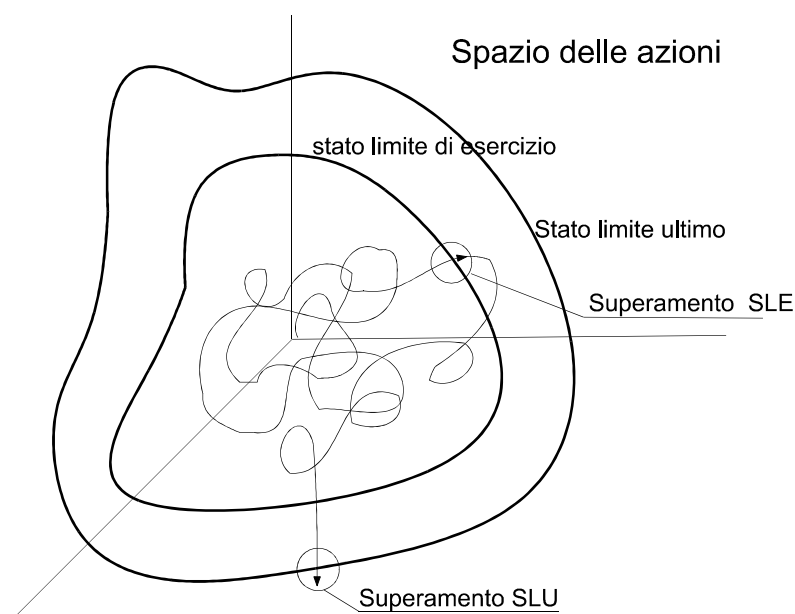


Figura 1.2: Rappresentazione schematica delle azioni e delle superfici di stato limite

dello stato limite sia inferiore ad una soglia fissata; il livello di questa soglia è il grado di protezione che la collettività, attraverso le norme, vuole ottenere nei confronti di un evento indesiderato. È ovvio che nei confronti di eventi le cui conseguenze sono meno gravi si adotteranno livelli di sicurezza inferiori, cioè si accetteranno probabilità maggiori che lo stato limite sia superato. Quindi la verifica degli stati limite di esercizio non garantisce nei confronti di quelli ultimi, perché per i primi si accetta un rischio maggiore che per i secondi e non è prevedibile a priori quale dei due risulterà maggiormente vincolante per il progetto.

1.4 I materiali e la struttura

Il comportamento di una struttura, ed in particolare la sua resistenza, è prima di tutto condizionato dalle caratteristiche dei materiali con cui essa è realizzata. La natura dei materiali impiegati condiziona in modo determinante le tipologie strutturali e spesso anche quelle architettoniche; nell'ambito di una tipologia le caratteristiche dei materiali influiscono sensibilmente la resistenza della struttura, quindi le incertezze sulle proprietà dei materiali si riflettono ovviamente su quelle dell'intera struttura.

Le incertezze sulle proprietà meccaniche dei materiali dipendono da molti fattori; se si eseguono delle misure di resistenza di campioni di uno stesso materiale, ad esempio la resistenza delle barre di acciaio provenienti da uno stesso lotto, si ottengono risultati diversi per ogni campione; la dispersione dei risultati può essere piccola, come accade per l'acciaio, o molto più grande, come nel caso dei materiali lapidei naturali od artificiali (p.es. calcestruzzo), ma è tuttavia sempre presente.

La dispersione dei dati relativi all'acciaio può essere misurata direttamente e ridotta aumentando i controlli; per il calcestruzzo questo è impossibile poiché al momento del progetto il materiale ancora non esiste e le sue proprietà non possono essere misurate; pertanto

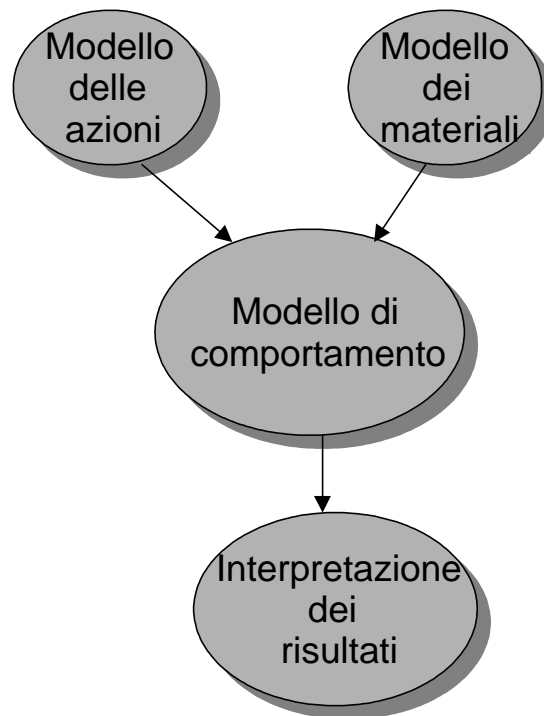


Figura 1.3: Schema a blocchi del processo di previsione del comportamento di una struttura

la resistenza del calcestruzzo, oltre che dispersa, è incerta, cioè il suo valore non può essere a priori misurato, ma deve essere previsto sulla base di conoscenze indirette e soggettive, per esempio sull'affidabilità del processo di produzione; i controlli saranno possibili solo a posteriori su campioni prelevati dai getti, peraltro non del tutto identici al materiale impiegato nella struttura, a causa delle differenze nelle condizioni di maturazione.

Le aleatorietà relative al comportamento della struttura non dipendono però solo dalle dispersioni e dalle incertezze circa il comportamento dei materiali, anzi in certi casi queste non sono la maggior fonte di indeterminazione; un'ulteriore causa di incertezza è costituita dall'imprecisione del modello utilizzato per descrivere il comportamento della struttura. Questi modelli possono essere grossolani o raffinati, ma in ogni caso sono in grado di cogliere solo in modo approssimato l'effettivo comportamento della struttura reale, pertanto i risultati delle analisi sono sempre affetti da errori la cui entità può solo essere quantificata in modo probabilistico. La definizione dello stato limite, sia di esercizio sia di collasso, è poi sempre convenzionale in quanto o non esiste una soglia rigida che separa il buon funzionamento da quello cattivo o non è realmente possibile individuare attraverso l'analisi un fenomeno complesso ed incerto come il collasso (di cosa: dell'intera struttura? di una parte? di un elemento?).

Nella Figura 1.3 sono rappresentate schematicamente le principali fasi del processo di modellazione richiesto per la previsione delle prestazioni di una struttura, già descritte in precedenza; ciascuna richiede la formulazione di un modello, più o meno accurato, idoneo a descrivere il fenomeno fisico corrispondente. Oltre alle incertezze e le dispersioni proprie al fenomeno in questa fase si introducono errori, a causa dell'imprecisione dei modelli, e quindi ulteriore incertezza; ad esempio l'ipotesi che gli eventi sismici si presentano a caso,

secondo un modello poissoniano, è di solito approssimata e non corrisponde esattamente alla realtà, così come la legge di Gutenberg-Richter di distribuzione delle intensità. Infine i parametri del modello sono spesso determinati in modo approssimato, sulla base di dati insufficienti od inesatti.

Infine si deve ricordare un'altra causa che può produrre uno scarto anche molto grande tra le previsioni del modello ed il comportamento reale della struttura: *l'errore grossolano*. Errori di questo tipo si possono verificare in tutte le fasi del processo di progettazione (p.es. utilizzo di un modello completamente erroneo del comportamento strutturale, un errore di calcolo che modifica di un ordine di grandezza il valore di un parametro importante, errori nella rappresentazione dei disegni esecutivi) o nella fase di esecuzione dell'opera. Questi errori sono particolarmente pericolosi poiché possono dar luogo a scarti molto grandi tra previsione e realtà; mentre per le cause di aleatorietà descritte prima si può ritenere che la probabilità dello scarto diminuisca rapidamente al crescere del valore, per l'errore grossolano c'è da attendersi che la distribuzione di questo scarto sia praticamente uniforme. Nei confronti di errori di questo tipo non ci si può cautelare aumentando i margini tra situazione attesa e quella critica, perché è sempre possibile il verificarsi di uno scarto così grande da superare ogni ragionevole margine di sicurezza; il solo modo razionale di agire consiste nel ridurre la probabilità che gli errori grossolani si verifichino, aumentando i controlli sia in fase di progettazione sia in quella di esecuzione.

1.5 Trattamento delle incertezze

Per tutti i motivi indicati in precedenza appare evidente come tutte o quasi le grandezze che intervengono nei modelli di previsione delle prestazioni delle strutture, azioni, caratteristiche dei materiali, modelli di comportamento, soglie di stato limite, non possano essere precisate deterministicamente, ma richiedano quindi una trattazione probabilistica. La risposta, positiva o negativa, circa l'adeguatezza della struttura a svolgere efficacemente le proprie funzioni, dipende dal livello di probabilità accettato che la struttura fallisca. Questo livello di probabilità, diverso in funzione della gravità delle conseguenze del superamento dello stato limite, sebbene mai espressamente indicato, è implicito nelle normative che, in forma di leggi o di raccomandazioni, sono emanate da varie autorità nei diversi paesi.

In realtà lo scenario delineato nel precedente capoverso è un'astrazione. Una trattazione completamente probabilistica di tutte le grandezze che influenzano il comportamento strutturale è impossibile, per l'eccessiva complicazione, da applicare a casi reali. Lo schema sopra delineato rappresenta quindi una traccia concettuale da cui si derivano delle procedure di tipo deterministico molto più semplici. I modelli probabilistici, per esempio delle azioni, vengono impiegati per calibrare e giustificare razionalmente, con riferimento a situazioni semplici, le procedure approssimate utilizzate poi nella pratica. Quindi, in realtà, i codici non sono in grado di garantire un'affidabilità (intesa come probabilità di non superamento di una data soglia) uniforme a diverse strutture. In condizioni diverse, per azioni, tipologie ed altro, si ottengono strutture che verosimilmente hanno affidabilità diverse; il fine degli estensori delle norme è che questa dispersione non sia troppo grande e che comunque si raggiunga una sicurezza minima garantita (ma non precisamente quantificata). Si deve anche ricordare che non tutti i processi che influenzano la sicurezza sono controllati dalle norme, pertanto anche in condizioni di massima uniformità vi saranno differenze dovute a fattori esterni, p.es. l'accuratezza dell'esecuzione.

I procedimenti deterministici indicati nei codici di verifica si basano su due concetti:

valori nominali e coefficienti di sicurezza. Le grandezze aleatorie, che dovrebbero essere descritte mediante una funzione di distribuzione, vengono invece quantificate mediante un solo valore deterministico (*nominale*) che normalmente è definito come un *valore frattile* della distribuzione², solitamente del 5% inferiore per le resistenze e superiore per le azioni. Questi valori nominali sono poi ulteriormente ridotti od amplificati mediante l'uso di coefficienti di sicurezza, che dipendono dal tipo di stato limite; nel caso di grandezze variabili nel tempo, come i carichi, si introducono inoltre dei *coefficienti di combinazione*, che tengono conto della probabilità che le diverse azioni siano simultaneamente presenti.

In sostanza i valori nominali delle azioni, che per definizione hanno già scarsa probabilità di verificarsi, vengono amplificati (se agiscono in verso sfavorevole alla sicurezza) o ridotti, quando agiscono nel verso favorevole, in modo da determinare una situazione più o meno rara, secondo il tipo di stato limite esaminato. Le sollecitazioni indotte da queste azioni sono quindi confrontate con le resistenze, funzioni dei dati geometrici della struttura e delle resistenze dei materiali, i cui valori nominali sono già raramente superati verso il basso e quindi ulteriormente ridotti mediante i coefficienti di sicurezza. Schematicamente, indicando con $S(\cdot)$ la funzione che determina una qualche significativa sollecitazione strutturale (p.es. il momento massimo in una trave), dipendente principalmente dai valori delle azioni, e con $R(\cdot)$ la funzione che esprime la corrispondente resistenza, dipendente dalle resistenze dei materiali, la verifica del fissato stato limite si intende soddisfatta se:

$$S \left[\gamma_g G_k + \gamma_q \left(Q_{ik} + \sum_{j \neq i} \psi_{ij} Q_{jk} \right) \right] \leq R \left(\frac{f_{1k}}{\gamma_1}, \frac{f_{2k}}{\gamma_2}, \dots \right)$$

In cui

γ_g, γ_q coefficienti di sicurezza dei carichi (permanenti e variabili)

ψ_{ij} coefficienti di combinazione dei carichi variabili

G_k, Q_{ik} valori nominali (caratteristici) dei carichi permanenti e variabili (o accidentali)

$\gamma_1, \gamma_2, \dots$ coefficienti di sicurezza delle resistenze

f_{1k}, f_{2k}, \dots valori nominali delle resistenze dei materiali

²Il valore frattile di una variabile aleatoria per una assegnata probabilità, è quel valore cui corrisponde la probabilità data che esso sia (inferiore) o non sia (superiore) superato.