

CARLO SIGMUND

# Calcolo semplificato agli stati limite

PER STRUTTURE IN  
CEMENTO ARMATO – ACCIAIO – LEGNO – MURATURA



### 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
- possibilità di inserire il proprio commento al libro.

L'indirizzo per accedere ai servizi è: [www.darioflaccovio.it/scheda/?codice=DF8982](http://www.darioflaccovio.it/scheda/?codice=DF8982)

**INDICE**

<i>Prefazione</i> .....	pag. IX
<b>1. CONSIDERAZIONI DI CARATTERE GENERALE</b>	
1.1. Introduzione alla filosofia e al calcolo agli stati limite .....	1
1.2. Stati limite secondo Norme Tecniche ed Eurocodici .....	2
1.2.1. Concetto di stato limite secondo gli Eurocodici .....	2
1.2.2. Classi fondamentali di stati limite .....	3
1.3. Stati limite in condizioni sismiche (D.M. 14.01.2008) .....	4
1.4. Dati sismici fondamentali secondo il D.M. 14.01.2008 .....	5
1.4.1. Classe d'uso .....	6
1.4.2. Periodo di riferimento .....	6
1.4.3. Probabilità di superamento e tempo di ritorno .....	7
1.4.4. Località di ubicazione e parametri sismici su sito di riferimento rigido orizzontale .....	8
1.4.5. Zona sismica .....	8
1.4.6. Tipologia suolo e propagazione onde elastiche.....	9
1.4.7. Classe di duttilità .....	9
1.4.8. Capacità dissipativa .....	10
1.4.9. Fattore di struttura .....	10
1.5. Applicazioni pratiche di scienza e tecnica delle costruzioni .....	12
1.5.1. Introduzione .....	12
1.5.2. Resistenza dei materiali: calcolo delle tensioni.....	14
1.5.2.1. Tensioni per trazione o compressione pura (assiali) .....	14
1.5.2.2. Tensioni per taglio puro (tangenziali) .....	15
1.5.2.3. Tensioni per forze assiali e taglio (stati di tensioni pluriassiali).....	17
1.5.3. Calcolo secondo normativa delle azioni sugli elementi strutturali: azioni di calcolo.....	21
1.5.3.1. Sollecitazioni flettenti .....	26
1.5.3.2. Sollecitazioni taglianti .....	27
1.5.4. Calcolo secondo normativa delle resistenze dei materiali: resistenze di calcolo.....	27
1.5.5. Fondamenti di calcolo per elementi strutturali soggetti a flessione e taglio .....	43
1.5.6. Fondamenti di calcolo per elementi strutturali soggetti a compressione, pressoflessione, instabilità .....	54
1.5.7. Verifiche di deformabilità degli elementi strutturali .....	80
1.6. Modalità di calcolo delle azioni sulle strutture secondo le nuove norme ....	89
1.6.1. Premessa .....	89

1.6.2. Pesi propri dei materiali strutturali .....	»	89
1.6.3. Carichi permanenti non strutturali: permanenti portati .....	»	90
1.6.3.1. Elementi divisori interni.....	»	90
1.6.4. Carichi (sovraccarichi) variabili .....	»	90
1.6.5. Modalità di combinazione delle azioni per le verifiche sulle strutture .....	»	92
1.7. Azioni del vento sulle strutture secondo il D.M. 14.01.2008.....	»	95
1.8. Azioni della neve sulle strutture secondo il D.M. 14.01.2008 .....	»	100
1.9. Azioni delle variazioni termiche sulle strutture secondo il D.M. 14.01.2008 ....	»	105
1.10. Azioni eccezionali: incendio (secondo il D.M. 14.01.2008) .....	»	108
2. ELEMENTI STRUTTURALI IN CEMENTO ARMATO		
2.1. Considerazioni introduttive.....	»	115
2.1.1. Calcestruzzo: caratteristiche e peculiarità .....	»	115
2.1.2. Resistenza contro gli incendi.....	»	116
2.1.3. Influenze chimiche ed elettriche del calcestruzzo.....	»	117
2.2. Materiali nel calcestruzzo armato .....	»	118
2.2.1. Premessa .....	»	118
2.2.2. Cemento .....	»	118
2.2.3. Sabbia .....	»	120
2.2.4. Acqua d'impasto .....	»	120
2.2.5. Inerti.....	»	121
2.2.6. Armatura .....	»	121
2.3. Classificazione dei calcestruzzi e degli acciai da armatura secondo le Norme Tecniche e l'Eurocodice 2 .....	»	123
2.3.1. Resistenze del calcestruzzo .....	»	123
2.3.2. Resistenze dell'acciaio da armatura lenta .....	»	127
2.4. Esempi pratici di predimensionamento agli stati limite di elementi in calcestruzzo armato.....	»	129
2.4.1. Elementi sollecitati a flessione o a pressoflessione deviata .....	»	129
2.4.2. Elementi sollecitati a taglio e a torsione .....	»	157
3. ELEMENTI STRUTTURALI IN ACCIAIO		
3.1. Considerazioni introduttive.....	»	171
3.1.1. Acciaio: principali caratteristiche e peculiarità.....	»	171
3.1.2. Materie prime .....	»	172
3.1.3. Fabbricazione.....	»	175
3.1.4. Colatura .....	»	176
3.1.5. Laminazione .....	»	177
3.1.6. Fucinatura .....	»	177
3.1.7. Bonifica .....	»	178
3.2. Le proprietà dell'acciaio .....	»	178

3.2.1. Comportamento meccanico .....	» 178
3.2.2. Resilienza.....	» 180
3.2.3. Saldabilità .....	» 181
3.2.4. Resistenza alla corrosione .....	» 182
3.3. Acciai strutturali .....	» 182
3.3.1. Qualità e classificazioni principali .....	» 182
3.3.2. Caratteristiche meccaniche fondamentali .....	» 185
3.3.3. Caratteristiche geometriche e d'inerzia dei profili .....	» 186
3.4. Esempi pratici di predimensionamento agli stati limite di elementi in acciaio »	199
3.4.1. Elementi sollecitati a flessione, pressoflessione deviata o instabilità »	199
3.4.2. Elementi sollecitati al taglio e torsione .....	» 203
3.4.3. Elementi sollecitati essenzialmente da trazione: tiranti .....	» 204
3.4.4. Verifiche di classificazione delle sezioni.....	» 205
 4. ELEMENTI STRUTTURALI IN LEGNO	
4.1. Considerazioni introduttive.....	» 227
4.1.1. Legno: principali caratteristiche e peculiarità .....	» 227
4.1.2. Principali classificazioni dei legnami .....	» 228
4.1.3. Comportamento del legno con l'umidità.....	» 229
4.1.4. Caratteristiche meccaniche del legno .....	» 232
4.2. Legno lamellare .....	» 236
4.2.1. Generalità.....	» 236
4.2.2. Classificazione, moduli elastici e resistenze caratteristiche .....	» 238
4.2.3. Aspetti tecnologici del legno lamellare e dimensioni di produzione »	239
4.3. Esempi pratici di predimensionamento agli stati limite di elementi in legno »	243
4.3.1. Elementi sollecitati prevalentemente a trazione o a compressione.... »	243
4.3.2. Elementi sollecitati a flessione, pressoflessione deviata o instabilità »	250
 5. ELEMENTI STRUTTURALI IN MURATURA	
5.1. Considerazioni generali .....	» 273
5.1.1. Muratura: principali caratteristiche e peculiarità.....	» 273
5.1.2. Altre caratteristiche medie delle murature .....	» 286
5.2. Esempi pratici di predimensionamento agli stati limite di elementi in muratura .....	» 286
5.2.1. Calcolo delle resistenze caratteristiche e di calcolo di una muratura .... »	286
5.2.2. Calcolo della snellezza di una parete verticale muraria .....	» 288
5.2.3. Calcolo dello stato limite di pareti verticali murarie tramite domini di resistenza .....	» 292
 Bibliografia .....	 » 305

## *Prefazione*

Il presente volume affronta il calcolo agli stati limite delle strutture che più frequentemente si incontrano nell'edilizia e nella pratica tecnica. Le procedure di progetto e verifica presentate in questa pubblicazione rispettano quanto riportato nelle seguenti normative (per maggiori dettagli si veda la bibliografia):

- Norme Tecniche (D.M. 14.01.2008);
- Eurocodice 1 – Basi di calcolo e azioni sulle strutture;
- Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo;
- Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio;
- Eurocodice 5 – Progettazione delle strutture in legno;
- Eurocodice 6 – Progettazione delle strutture in muratura.

Il testo, dopo una prima parte introduttiva di carattere generale, presenta altre quattro parti, una per ognuna delle tipologie strutturali affrontate:

- cemento armato;
- acciaio;
- legno;
- muratura.

Il presente lavoro è stato pensato non solo per tutti quei professionisti che si occupano quotidianamente di strutture, ma soprattutto per coloro che si avvicinano per la prima volta all'argomento o che non hanno il tempo o la possibilità di dedicarsi con intensità a studi specialistici. Vengono infatti esposti numerosi esempi di calcolo e verifica, completamente svolti agli stati limite, di strutture più o meno complesse che si incontrano frequentemente nella pratica tecnica. Sono stati anche inseriti semplici esempi-guida per condurre velocemente la verifica e il calcolo degli elementi strutturali sottoposti all'incendio, come ormai imposto dal D.M. 14.01.2008, in tutte le verifiche strutturali. Gli esempi sono strutturati come già esecutivi, quindi immediatamente riutilizzabili e adattabili ai dati di progetto in possesso del professionista, senza che questi debba entrare forzatamente in merito ai numerosi dettagli e alle svariate prescrizioni presenti nei vari corpi normativi. Infatti, le nuove norme sono corpose e molto dettagliate e necessitano di uno studio molto accurato.

Tutte le procedure di calcolo e verifica presentate per ciascun materiale, condotte secondo il moderno metodo degli stati limite, propongono e utilizzano delle formulazioni semplificate in sicurezza, qui pensate per essere facilmente e velocemente sfruttate. Si è ritenuto utile concentrare l'attenzione del lettore su una

serie di formulazioni semplificate *ad hoc* – dedotte direttamente dalle rigorose formulazioni presenti nelle normative citate – in modo da accorciare i tempi del calcolo manuale in tutta sicurezza<sup>1</sup>. Gli esempi svolti si rivelano così utili per uno spedito predimensionamento e per agevolare il *cross check*, per la valutazione complessiva dell'affidabilità di eventuali risultati ottenuti con l'analisi automatica. Dato il carattere eminentemente applicativo della trattazione e data la vastità della materia, si è deciso di ridurre al minimo la parte descrittiva. Molte formulazioni, per evitare di doverle dedurre da complicate, se pur necessarie, trattazioni analitiche, vengono giustificate con semplici ragionamenti intuitivi. Per facilitare l'apprendimento e l'eventuale approfondimento degli argomenti trattati, ciascun capitolo è corredato di illustrazioni e di un cospicuo numero di grafici e tabelle. Inoltre, è stata molto semplificata la numerazione dei paragrafi, delle figure e dei riferimenti interni.

Alla fine del testo, una dettagliata bibliografia permette a tutti coloro che lo desiderino di documentarsi ulteriormente in merito agli argomenti trattati.

In adeguamento alle direttive CEE anche in Italia è stato ormai da lungo tempo adottato il Sistema Internazionale di unità di misura (SI) in sostituzione del Sistema Tecnico (MKS). Si ricordi che il fattore di conversione relativo alla forza fra la vecchia unità e l'unità SI è 9,80665. Infatti,  $1 \text{ kg}_f = 9,80665 \text{ N}$ . Nel settore delle costruzioni, specialmente per il calcestruzzo armato e la muratura, dal momento che le ipotesi di calcolo già di per sé ammettono delle approssimazioni e considerato che, arrotondando a 10 il numero 9,80665, l'errore che si commette è dell'ordine del 2%, si assume  $1 \text{ kg}_f = 10 \text{ N} = 1 \text{ daN}$ . Il presente lavoro, oltre a proporre procedure di calcolo e verifica semplificate in sicurezza, mantiene ovunque il concetto fisico e dimensionale di forza derivane dal vecchio Sistema Tecnico.

Coerentemente con la ISO 1000, si sono applicate le unità di misura del SI utilizzando in linea generale le seguenti unità:

- massa specifica:  $\text{kg}/\text{m}^3$ ;
- peso specifico:  $\text{kN}/\text{m}^3$ ;
- forze e carichi:  $\text{kN}$  e  $\text{kN}/\text{m}^2$ ;
- momenti:  $\text{kNm}$ ;
- tensioni:  $\text{MPa} = \text{N}/\text{mm}^2$ .

In tutte le applicazioni numeriche proposte, i valori sono stati approssimati alla prima o alla seconda cifra decimale, in relazione all'unità di misura adottata nel singolo esempio proposto. Come separatore decimale è usata la virgola.

<sup>1</sup> La presente pubblicazione non va intesa come un mero riassunto del corpo normativo, né tanto meno come una sua libera interpretazione. Tutti i documenti ufficiali di calcolo redatti dal progettista dovranno rispettare quanto riportato nella norma di calcolo utilizzata, mantenendo la relativa simbologia e nomenclatura.

Il presente testo sviluppa argomenti presentati in diverse normative. Al fine di rendere la trattazione il più possibile lineare, sono state semplificate le notazioni e la simbologia: alcuni simboli utilizzati, infatti, non risulteranno identici a quelli presenti all'interno delle norme trattate.

Tutti gli esempi di calcolo sono proposti come casi-studio rappresentativi delle situazioni progettuali che più frequentemente si verificano nella pratica tecnica. In tutti gli esempi riportati nella presente pubblicazione, le indicazioni sulle analisi dei carichi e le ipotesi sull'entità delle sollecitazioni di progetto vanno intese come orientative, quindi devono essere controllate dall'utilizzatore.

Il testo e le illustrazioni possono presentare qualche imprecisione, sebbene ogni sforzo sia stato fatto per ridurre al minimo ogni inconveniente. I lettori sono pertanto invitati a proporre correzioni e suggerimenti, affinché si possa migliorare nel futuro questo lavoro.

Tarcento, 2009

Carlo Sigmund



# 1. CONSIDERAZIONI DI CARATTERE GENERALE

## 1.1. INTRODUZIONE ALLA FILOSOFIA E AL CALCOLO AGLI STATI LIMITE

Il calcolo agli stati limite, introdotto e descritto dalle attuali normative, può essere interpretato come una necessaria evoluzione del classico metodo alle tensioni ammissibili. Infatti, è oggi possibile prendere in considerazione in maniera diretta i fenomeni di rottura, fessurazione e duttilità di una sezione di un elemento strutturale. Per esempio, dal punto di vista dell'orientamento delle moderne normative, essenzialmente prestazionali, i concetti di duttilità e di rispetto della gerarchia delle resistenze rivestono ormai un'importanza fondamentale nelle analisi sismiche degli edifici; soprattutto in un territorio, quale quello italiano, considerato totalmente sismico. Parimenti, la capacità di dissipazione di una struttura alle sollecitazioni sismiche impone ora al nuovo progettista di indagare e studiare anche il comportamento dei materiali oltre il limite elastico, fino alla rottura.

È necessario prevedere correttamente le modalità di raggiungimento di uno stato limite in un elemento portante. Si pensi, ad esempio, alle modalità di raggiungimento del collasso di un pilastro: rottura duttile (equilibrio dissipatorio per elevate deformazioni, con espulsione del copriferro e snervamento ciclico delle armature) oppure rottura fragile (crollo improvviso per schiacciamento ed espulsione di tutto il calcestruzzo e conseguente sbandamento disastroso delle armature). Il progettista deve essere in grado di controllare e giustificare il tipo di rottura (duttile o fragile) nelle sezioni maggiormente cimentate della struttura, al fine di poter dissipare al meglio gli effetti trasmessi dal suolo fondale alla struttura, durante il transitorio sismico. Il concetto di stato limite in senso lato assume un'importanza dominante allorché – in linea con lo spirito delle più moderne normative antisismiche – gli effetti del fenomeno sismico debbano essere attenuati mediante dissipazione energetica, piuttosto che con la semplice contrapposizione di elementi strutturali di elevata resistenza e quindi di elevata rigidità. A tal proposito, torna suggestiva una citazione riportata da Frank Lloyd Wright nel suo scritto *An American Architecture*: “la rigidità non era la risposta giusta, ma lo erano la flessibilità e la resilienza... Perché lottare contro il terremoto? Perché non simpatizzare con esso e superarlo in astuzia?”

Nasce, quindi, con gli stati limite, un diverso concetto del grado di sicurezza, che viene a identificarsi con la verifica di sicurezza, non solo nei riguardi della crisi puntuale dei materiali (non superamento dei relativi valori ammissibili), ma anche nei riguardi della crisi di parte/i o addirittura dell'intera struttura. Si assiste, in sostanza, a un'evoluzione del concetto di sicurezza dovuta, forse, a una visione più precisa e realistica del comportamento della struttura, considerata come un insieme di elementi strutturali cementati, connessi opportunamente tra loro nel rispetto di un'intelligente gerarchia delle resistenze, che renda possibile un minimo equilibrio, anche quando si raggiunge la condizione estrema. Si presenta, quindi, l'esigenza di definire in senso statistico tale condizione estrema e, di conseguenza, si deduce come sia necessaria un'analisi statistica dei carichi agenti e delle resistenze dei materiali cementati. La trattazione del calcolo agli stati limite, dunque, si va orientando verso una valutazione probabilistica del grado di sicurezza delle strutture: metodo semiprobabilistico agli stati limite. Secondo il moderno spirito delle nuove normative, lo scopo del progetto è che tutte le strutture e tutti gli elementi strutturali siano definiti e dimensionati dal progettista (architetto, geometra o ingegnere) in modo da poter sopportare con sicurezza tutte le forze applicate e le deformazioni imposte durante la costruzione e l'esercizio, prevedendo, per la struttura nel suo insieme e per i suoi singoli elementi, una ragionevole e conveniente durabilità. In altri termini, il metodo di progetto deve garantire alla struttura e ai suoi elementi una sicurezza adeguata, tenendo presente che la durabilità è altrettanto importante della resistenza.

## 1.2. STATI LIMITE SECONDO NORME TECNICHE ED EUROCODICI

### 1.2.1. Concetto di stato limite secondo gli Eurocodici

Le grandezze che entrano in gioco nel progetto di una struttura (azioni, dimensioni, geometria, condizioni di vincolo, materiali impiegati, ecc.) e la valutazione stessa dell'affidabilità strutturale non possono essere semplicemente impostate in termini deterministici, ma richiedono un'analisi completa e di tipo probabilistico. L'obiettivo della verifica della sicurezza di una struttura è pertanto quello di mantenere ciascuna parte della struttura sufficientemente al di sotto di un prefissato valore di raggiungimento di un'assegnata condizione pericolosa. Tale condizione viene fissata dalle Norme in funzione del tipo di costruzione e della sua influenza sull'incolumità di persone e cose. Ogni situazione ritenuta pericolosa per una costruzione viene definita *stato limite*. Esso rappresenta una condizione, raggiunta la quale, la costruzione non è ritenuta più in grado di assolvere le funzioni per le quali è stata progettata. In linea generale, gli stati limite vengono distinti in due fondamentali categorie:

- stati limite ultimi: associati al collasso di tutta o di una parte della struttura;
- stati limite di esercizio: associati a danni limitati che però rendono inutilizzabile la struttura rispetto alle esigenze fissate nel progetto.

A loro volta, gli stati limite di esercizio possono essere distinti essenzialmente in:

- reversibili, cioè quelli per i quali non rimane nessun effetto, quando vengono rimosse le azioni che ne hanno causato il superamento;
- irreversibili, cioè quelli per cui rimangono alcune conseguenze.

Per esempio, lo stato limite di apertura delle fessure, caratterizzato da un valore limitato della loro ampiezza, è considerato uno stato limite reversibile; mentre lo stato limite con valore elevato della loro ampiezza è considerato irreversibile: se, infatti, l'ampiezza delle fessure è troppo elevata, una volta rimosse le azioni, le fessure non possono completamente richiudersi.

Infine bisogna notare che, in particolari casi, le verifiche agli stati limite di esercizio possono essere più limitative rispetto alle relative verifiche di resistenza (agli stati limite ultimi): si pensi, ad esempio, a una vasca in calcestruzzo armato che debba contenere dei liquidi o dei fanghi di un depuratore. In questi casi, il non rispetto della verifica a fessurazione, in condizioni di liquidi filtranti in pressione, renderebbe completamente inutilizzabile la struttura e ostacolerebbe il corretto esercizio dell'impianto.

Il metodo agli stati limite (semiprobabilistico) non implica alcuna particolare conoscenza di statistica o calcolo delle probabilità da parte del progettista, poiché gli aspetti probabilistici del problema della sicurezza sono già implicitamente considerati nel processo di calibrazione del metodo, cioè nella scelta dei cosiddetti valori caratteristici, dei coefficienti parziali di sicurezza, ecc., stabiliti dalle Norme. Tale metodo è basato essenzialmente sulle seguenti ipotesi:

- la resistenza e la sollecitazione sono variabili probabilistiche indipendenti;
- si introducono i valori caratteristici (o nominali) in funzione di un'analisi probabilistica di valori ritenuti ragionevolmente probabili;
- si mettono in conto forfaitariamente le incertezze sempre esistenti trasformando i valori caratteristici in valori di progetto, mediante l'applicazione di opportuni coefficienti parziali di sicurezza;
- la misura della sicurezza su una struttura o su una parte di un elemento strutturale è ritenuta positiva, se le sollecitazioni di progetto non superano le resistenze di progetto dei materiali.

### **1.2.2. Classi fondamentali di stati limite**

Secondo le nuove normative (Norme Tecniche ed Eurocodici) è possibile individuare due classi fondamentali di stati limite:

- stati limite ultimi, corrispondenti al valore estremo della capacità portante della struttura o di una sua parte fondamentale o comunque legati al raggiungimento di condizioni definite estreme per la struttura;
- stati limite di esercizio, legati alle esigenze d'impiego ordinario e di durata della struttura.

Nei casi ordinari (edifici civili), si devono prendere in considerazione i seguenti stati limite:

- stati limite ultimi (SLU), derivanti da:
  - perdita di equilibrio della struttura (o di una sua parte);
  - rottura localizzata della struttura (o di una sua parte) per azioni statiche;
  - rottura localizzata della struttura (o di una sua parte) per fatica;
  - collasso per trasformazione della struttura (o di una sua parte) in un meccanismo;
  - instabilità per deformazione;
  - deformazioni plastiche, deformazioni per fessurazione, deformazioni per spostamento di vincoli (scorrimento appoggi) che conducano a una modifica della geometria tale da rendere necessaria la sostituzione della struttura o di sue parti fondamentali;
  - situazioni estreme per effetto del fuoco, esplosioni, urti, ecc.;
- stati limite di esercizio (SLE), derivanti da:
  - deformazioni eccessive (per un utilizzo normale della struttura);
  - fessurazioni premature o eccessive;
  - degrado o corrosione;
  - spostamenti eccessivi (senza perdita di equilibrio);
  - vibrazioni eccessive;
  - situazioni estreme di carattere di esercizio, previste nei particolari caso per caso.

In condizioni di esercizio, le esigenze funzionali riguardano, in particolare, la limitazione delle deformazioni e delle fessurazioni negli elementi strutturali (ad esempio, travi e pilastri in cemento armato). In generale, le deformazioni devono essere limitate al fine di non alterare la funzionalità delle opere stesse (si pensi a un ponte in acciaio o in legno) e per rispettare le esigenze concernenti il comportamento degli elementi adiacenti, strutturali e non; nonché per garantire il funzionamento delle unioni (si pensi, ad esempio, agli accoppiamenti di pezzi metallici con elementi in calcestruzzo). L'aggressività dell'ambiente di esposizione, la sensibilità delle armature alla corrosione e il rispetto di altre condizioni specifiche, quali l'impermeabilità, determinano il grado di severità delle verifiche a fessurazione (stato limite di esercizio).

### **1.3. STATI LIMITE IN CONDIZIONI SISMICHE (D.M. 14.01.2008)**

Nei confronti delle azioni sismiche invece, secondo quanto riportato dalle Norme Tecniche (D.M. 14.01.2008), 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. Sotto azione sismica il D.M. 2008 distingue gli stati limite di esercizio in:

- 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 e interruzioni d'uso significativi;
- stato limite 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 rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

In condizioni sismiche, gli stati limite ultimi sono distinti dal D.M. 2008 in:

- stato limite di salvaguardia della vita (SLV): a seguito del terremoto, la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- stato limite di prevenzione del collasso (SLC): a seguito di un terremoto, la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora margine di sicurezza per azioni verticali e un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

#### **1.4. DATI SISMICI FONDAMENTALI SECONDO IL D.M. 14.01.2008**

Le nuove Norme Tecniche contengono numerose novità rispetto al D.M. 16.01.96. Innanzitutto, per poter definire le azioni sismiche e la loro entità (per il calcolo delle strutture) sono necessari i seguenti parametri sismici:

- tipo di costruzione;
- vita nominale;
- classe d'uso;
- periodo di riferimento;
- probabilità di superamento;
- località di ubicazione;
- zona sismica (1, 2, 3 o 4);
- categoria suolo;
- classe di duttilità.

Il tipo di costruzione stabilisce la tipologia strutturale in funzione di un periodo temporale, indicato con  $V_N$  (vita nominale) e inteso come il numero di anni nel quale la

struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è stata destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella tabella 1.1 e deve essere precisata nei documenti di progetto.

**Tabella 1.1. Vita nominale e tipo di costruzione secondo**

Vita nominale $V_N$ [anni]	Tipo di costruzione
$\leq 10$	Tipo 1: strutture provvisorie – strutture in fase costruttiva
$\leq 50$	Tipo 2: opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe, di dimensioni contenute, o di importanza normale
$\geq 100$	Tipo 3: opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe, di grandi dimensioni, o di rilevante importanza

#### 1.4.1. Classe d'uso

Secondo le nuove direttive italiane, le costruzioni vengono suddivise in quattro classi d'uso così definite:

- classe I: costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli;
- classe 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 in classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza; dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti;
- classe 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;
- classe 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 e di tipo C, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", quando appartenenti a itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti 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.

#### 1.4.2. Periodo di riferimento

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione a un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone il valore della vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, secondo la tabella 1.2.

Tabella 1.2. Valori del coefficiente d'uso  $C_U$

Classe d'uso	Coefficiente $C_U$
I	0,7
II	1,0
III	1,5
IV	2,0

In particolare quando  $V_R \leq 35$  anni, si pone  $V_R = 35$  anni.

### 1.4.3. Probabilità di superamento e tempo di ritorno

Le Norme Tecniche introducono poi il valore della cosiddetta *probabilità di superamento*  $P_{VR}$  di un evento sismico (ogni volta funzione del tipo di stato limite considerato) a cui è necessario riferirsi per individuare correttamente la relativa azione sismica agente. In un certo senso, il valore della probabilità di superamento (espressa in funzione del valore del periodo di riferimento calcolato  $V_R$ ) può essere correlata al grado di pericolosità dell'evento sismico ipotizzato (tabella 1.3).

Tabella 1.3. Probabilità di superamento nel periodo di riferimento

Stati limite		Probabilità di superamento $P_{VR}$ nel periodo di riferimento [%]
Stati limite esercizio	SLO	81
	SLD	63
Stati limite ultimi	SLV	10
	SLC	5

È possibile dimostrare che i due parametri  $V_R$  e  $P_{VR}$  sono legati al cosiddetto tempo di ritorno  $T_R$  dell'evento sismico con la seguente relazione operativa:

$$T_R[\text{anni}] = -\frac{V_R[\text{anni}]}{\ln(1 - 0,01 \cdot P_{VR}[\%])}$$

Per tempo di ritorno  $T_R$  si può intendere, intuitivamente, l'intervallo temporale (inteso in senso statistico) entro il quale un fenomeno di medesima intensità si ripresenta. Ad esempio, un terremoto con tempo di ritorno  $T_R = 475$  anni può essere pensato come un terremoto i cui effetti siano maggiormente distruttivi rispetto a un terremoto con tempo di ritorno  $T_R = 50$  anni. Il valore assegnato al

periodo di ritorno è infatti direttamente imputabile agli effetti distruttivi del sisma e, in un certo senso, inversamente proporzionale alla distanza temporale entro cui si ripresenta: non riesce difficile pensare che terremoti estremamente distruttivi si possano ripetere su intervalli temporali alquanto maggiori rispetto a quelli relativi a terremoti di intensità talmente lieve da manifestarsi come impercettibili all'uomo. È assolutamente fondamentale tenere presente che il tempo di ritorno  $T_R$  non è a priori il tempo esatto, scaduto il quale, lo stesso fenomeno si ripeterà con la medesima intensità. Infatti, essendo il fenomeno dello scuotimento della terra un evento puramente aleatorio, non è da escludere (almeno in termini probabilistici) che un terremoto con tempo di ritorno di 475 anni, ad esempio, registrato nell'anno 1976 possa ripresentarsi anche a 20 o 30 anni di distanza, prossimo allo stesso epicentro e con la medesima forza distruttiva.

#### 1.4.4. Località di ubicazione e parametri sismici su sito di riferimento rigido orizzontale

La località di ubicazione permette di individuare le coordinate di longitudine, latitudine e altitudine della zona geografica interessata dalla costruzione. Sulla base di tali coordinate, utilizzando la tabella dei parametri spettrali allegata al D.M. 14.01.2008, si potranno dedurre per ciascuna delle quattro condizioni di stato limite<sup>1</sup>:

- la probabilità di superamento  $P_{VR}$  (espressa in %);
- il relativo tempo di ritorno  $T_R$ , espresso in anni;
- l'accelerazione al suolo  $a_g$  ( $m/s^2$ ), valutata direttamente su una tipologia di suolo classificato come molto rigido e compatto (suolo di tipo A: onde elastiche con velocità media di propagazione al suo interno di almeno 800 m/s entro i primi 30 m di profondità dal piano campagna);
- il valore del periodo di oscillazione  $T_C$  (s) in cui si registra il tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale, (misurato per un suolo di tipo A);
- il fattore  $F_0$  che quantifica l'amplificazione massima dello spettro in accelerazione orizzontale su suolo di riferimento di tipo A (con valore minimo di 2,2).

#### 1.4.5. Zona sismica

L'attuale zonizzazione sismica del territorio permette di risalire immediatamente al valore dell'accelerazione orizzontale di picco (su suolo di categoria A), rapportato all'accelerazione di gravità:  $a_g/g$ .

<sup>1</sup> I valori numerici dei suddetti parametri (relativi agli stati limite SLO, SLD, SLV e SLC) devono essere semplicemente letti dalla tabella allegata in calce al corpo normativo e immessi come input nei normali software di calcolo attualmente in commercio, in modo da definire correttamente i parametri sismici necessari per le calcolazioni automatiche.



### 1.4.6. Tipologia suolo e propagazione onde elastiche

Per definire in modo completo l'azione sismica di progetto, è necessario individuare anche la tipologia del suolo di riferimento. In particolare, le Norme Tecniche catalogano i suoli interessati dal sisma in funzione della loro compattezza, determinandola indicando, per ciascun tipologia di terreno, una particolare velocità di propagazione delle onde elastiche al loro interno ( $V_{s,30}$ ).

Vi sono cinque tipologie fondamentali di terreni (categorie), indicate con le lettere A, B, C, D, ed E, alle quali si aggiungono due ulteriori categorie, dette *aggiuntive di sottosuolo* (S1 e S2). La tabelle 1.4 e 1.5 – sintetizzando l'analogo riportato nella norma – illustrano quanto detto.

Tabella 1.4. Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni moto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ maggiori di 800 m/s, eventualmente comprendenti un primo strato superficiale di alterazione dello spessore massimo di 3 m
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e con $360 \text{ m/s} \leq V_{s,30} \leq 800 \text{ m/s}$
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e con $180 \text{ m/s} \leq V_{s,30} < 360 \text{ m/s}$
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e con $V_{s,30} < 180 \text{ m/s}$
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C e D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_{s,30} > 800 \text{ m/s}$ )

Tabella 1.5. Categorie aggiuntive di sottosuolo

Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30} < 100 \text{ m/s}$ , che includono uno strato 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

### 1.4.7. Classe di duttilità

La classe di duttilità della struttura deve essere definita dal progettista fra le tre tipologie ammesse dalla Norma:

- non dissipativa: si ipotizza che l'intera struttura, in condizioni sismiche, reagisca senza offrire alcun comportamento dissipativo dell'energia trasmessa a essa dallo scuotimento del terreno;
- A (alta capacità): la struttura, in condizioni sismiche, è stata ipotizzata come

- in grado di offrire un comportamento altamente dissipativo dell'energia sismica trasmessa a essa dal suolo;
- B (bassa capacità): la struttura, in condizioni sismiche, è stata ipotizzata come in grado di offrire un comportamento scarsamente dissipativo dell'energia sismica trasmessa a essa dal suolo.

#### 1.4.8. Capacità dissipativa

Come riportato dettagliatamente nella norma, la capacità dissipativa della struttura viene forfetariamente messa in conto attraverso un'opportuna riduzione delle forze sismiche elastiche (spettri di risposta elastici in accelerazione orizzontale e verticale), ovvero definendo a priori la tipologia di struttura resistente, il suo grado di iperstaticità e il criterio di progettazione adottato (classe di duttilità scelta). Tramite codesta riduzione, si computano l'entità delle forze sismiche equivalenti di progetto, che tengono già conto delle reali capacità dissipative delle strutture nel transitorio (spettri di progetto orizzontale e verticale per gli stati limite di esercizio e ultimi). Le suddette forze fanno ovviamente riferimento al valore calcolato per la probabilità di superamento  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R = V_N C_U$  stabilito. In particolare, il passaggio da spettro elastico a spettro di progetto allo stato limite ultimo avviene penalizzando i valori degli spettri elastici orizzontale e verticale tramite un coefficiente caratteristico detto *fattore di struttura*  $q$  (si veda il D.M. 14.01.2008, § 3.2.3.5).

#### 1.4.9. Fattore di struttura

Generalmente la procedura di calcolo maggiormente usata nelle normali strutture è l'analisi lineare. Quando si impiega l'analisi lineare nei sistemi dissipativi (strutture reali) gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati utilizzando lo spettro di progetto (orizzontale e verticale), ottenuto assumendo un fattore di struttura  $q$  maggiore dell'unità (N.T. 2008 § 3.2.3.5). Il valore del fattore di struttura  $q$  da utilizzare per ciascuna direzione dell'azione sismica, dipende:

- dalla regolarità o meno in altezza e in pianta della struttura;
- dalla tipologia strutturale;
- dal valore del rapporto  $\alpha_u/\alpha_p$ , indice della capacità di duttilità della struttura: fattore di sovrarresistenza.

In particolare, valori relativamente alti del rapporto  $\alpha_u/\alpha_p$  indicano che la struttura può assumersi nel suo complesso relativamente più duttile. Come riportato al § 7.3.1 delle Norme tecniche, il fattore di struttura si calcola come prodotto di due fattori:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove

$q_0$  è il valore massimo del fattore di struttura dipendente dalla tipologia strutturale e dal valore del rapporto  $\alpha_u/\alpha_l$

$K_R$  è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione: pari a 1,0 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Per costruzioni non regolari in pianta, la norma fornisce le necessarie indicazioni utilizzando valori opportunamente mediati del rapporto  $\alpha_u/\alpha_l$ .

La scelta del valore del fattore di struttura  $q$  deve essere adeguatamente giustificata e quindi ben definita dal progettista, in quanto tale valore definisce la capacità dissipativa ipotizzata per la struttura e determina l'entità delle azioni sismiche da applicare alla struttura per la sua verifica. Per la componente verticale dell'azione sismica, il valore di  $q$  da utilizzare, per qualunque tipologia strutturale e di materiale, è 1,5. Fanno eccezione i ponti, per i quali va invece assunto  $q = 1$ . Come risulta da quanto finora detto, valori relativamente minori del fattore di struttura  $q$  portano (in fase di progettazione) verso una sicurezza relativamente maggiore della struttura. Viceversa, valori relativamente maggiori del coefficiente di struttura  $q$  portano la struttura verso minori coefficienti di sicurezza.

### ESEMPIO

Si abbia una struttura di tipo 2 (opera ordinaria:  $V_N = 50$  anni) e classe d'uso II (normali affollamenti, senza funzioni pubbliche e sociali essenziali). Essa sia ubicata in zona sismica 1 (Tarcento, in provincia di Udine). Individuare i parametri sismici principali e il valore del tempo di ritorno  $T_R$  per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV con  $P_{VR} = 10\%$ ) per una classe d'uso II. Infine, valutare il tempo di ritorno relativo alla medesima struttura per una classe d'uso IV (costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti: ad esempio, caserma dei Vigili del Fuoco) e i relativi parametri sismici fondamentali.

### SOLUZIONE

Utilizzando la tabella dei parametri spettrali allegata al D.M. 14.01.2008, risultano per la città di Tarcento (latitudine = 46,215200°; longitudine = 13,214900°), in corrispondenza dello SLV, i seguenti valori dei parametri sismici ( $V_N = 50$  anni):

- $a_g = 2,478$  m/s<sup>2</sup>;
- $T_C^* = 0,330$  sec;
- $F_0 = 2,409$ ;

letti in corrispondenza della riga ID 9431 con i valori alla colonna  $T_R = 475$ .

Infatti, in base ai dati di partenza, si ha:

$$V_R = V_N \cdot C_U = (50 \text{ anni}) \cdot 1,0 = 50 \text{ anni}$$

con  $C_U = 1,0$  per classe d'uso II;

$$V_R = V_N \cdot C_U = (50 \text{ anni}) \cdot 2,0 = 100 \text{ anni}$$

con  $C_U = 2,0$  per classe d'uso IV.

Pertanto, risulta (per SLV, quindi con  $P_{VR} = 10\%$ ):

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-0,01 \cdot P_{VR})} = -\frac{50}{\ln(1-0,01 \cdot 10\%)} = 475 \text{ anni}$$

per  $V_R = 50$  anni;

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-0,01 \cdot P_{VR})} = -\frac{100}{\ln(1-0,01 \cdot 10\%)} = 949 \text{ anni}$$

per  $V_R = 100$  anni.

In quest'ultimo caso di  $T_R = 949$  anni, interpolando linearmente tra i valori alle colonne  $T_R = 475$  e  $T_R = 975$  (sempre in corrispondenza della riga ID 9431: zona Tarcento), si ottengono i nuovi parametri di progetto sismici (caso di classe d'uso IV per SLV con  $P_{VR} = 10\%$ ,  $a_g = 3,317 \text{ m/s}^2$ ,  $T_C^* = 0,349 \text{ sec}$ ,  $F_0 = 2,411$ ).

#### NOTA

Analoga procedura va seguita se si stabilisce un differente tipo di struttura; stabilendo quindi un diverso valore della vita nominale  $V_N$  (si veda la tabella 1.1). Fissato ad esempio  $V_N = 100$  anni (struttura di tipo 3: ponte), si calcola  $V_R = V_N \cdot C_U$ . Infine, calcolato  $T_R$  in funzione del tipo di stato limite ricercato (quindi in funzione del valore di  $P_{VR}$ : si veda la tabella 1.3) si estrapolano allo stesso modo dalla tabella allegata alla norma i valori di  $a_g$ ,  $T_C^*$  e  $F_0$ .

## 1.5. APPLICAZIONI PRATICHE DI SCIENZA E TECNICA DELLE COSTRUZIONI

### 1.5.1. Introduzione

Il progetto e l'esecuzione delle strutture poggiano le loro basi su una sequenza logica di operazioni, che partono dalla descrizione dei componenti che definiscono la struttura da edificare, fino ad arrivare alla costruzione vera e propria, nei suoi minimi dettagli. Il legame indissolubile tra l'idea, la sua fattibilità e l'opera compiuta è costituito da tutto quel lavoro di progettazione che, in un certo senso, anticipa e riproduce, secondo una logica sequenza, tutte le fasi operative che risulteranno indispensabili per compiere l'opera in tempi ragionevoli e con un costo ammortizzabile. Questa fase intermedia di previsione, predimensionamento, calcolo e verifica può essere semplicemente indicata con il termine di *proget-*

to. Sebbene esistano diverse fasi e aspetti della progettazione (progetto architettonico, progetto strutturale, ecc.), esiste sempre una caratteristica costante e presente in ogni fase: il calcolo. In generale esso permette al progettista, in ogni fase del suo lavoro, di tenere conto delle proporzioni dell'opera, di operare costantemente delle stime e di valutare la fattibilità delle sue scelte. In particolare, nel presente lavoro, si è scelto di parlare di quell'aspetto della progettazione che interessa il proporzionamento e la verifica degli elementi strutturali, sottolineando che tale fase non si esaurisce in una mera forma di matematica applicata. La costruzione di un'opera civile è indiscutibilmente un lavoro di squadra, che richiede da parte di tutti i progettisti coinvolti un forte impegno, sia in termini di professionalità che, soprattutto, di cooperazione. In tal senso, ad esempio, la progettazione architettonica non può pensarsi disgiunta dalla progettazione strutturale e viceversa. Il progettista delle strutture, infatti, deve essere in grado di comprendere bene l'orizzonte dell'idea architettonica, le sue forme e i suoi dettagli e, a sua volta, il progettista che esegue il progetto architettonico, nel perseguire la sua idea, deve prestarsi costantemente sensibile agli aspetti salienti che coinvolgono principalmente la sicurezza della struttura. La non riuscita connessione tra la fase di progettazione architettonica e la fase di progettazione strutturale avrà come effetto quello di penalizzare fortemente l'utilità e la vita dell'opera, rendendola, in alcuni suoi aspetti, incompleta e quindi differente dall'idea iniziale di progetto. Le normative aiutano il progettista architettonico e il progettista strutturale ad arrivare alla fine di questa logica sequenza in armonia, partendo dall'idea e arrivando alla costruzione. In questa sede, è stato scelto di porre attenzione all'impostazione prestazionale delle Norme Tecniche e degli Eurocodici, in virtù del loro carattere moderno e quindi del loro differente approccio rispetto alle vecchie normative. Tale differente approccio è spiegabile con il continuo miglioramento delle tecniche di calcolo, con lo sviluppo della tecnologia dei materiali e con l'esperienza desunta da ciò che è stato già costruito. In quest'ottica, il professionista è costantemente costretto ad aggiornarsi: vengono introdotti nuovi materiali, altri vengono perfezionati, nuove tecnologie immesse sul mercato richiedono nuove metodologie di calcolo, differenti modalità di prove su modelli e materiali, ecc. Si impone, quindi, anche un aggiornamento degli strumenti di calcolo necessari per impiegare le giuste soluzioni, compatibilmente con le moderne tecnologie. Un semplice muro di sostegno sarà sempre un muro di sostegno, come cento anni fa, ma i materiali impiegati per costruirlo e le tecniche di esecuzione saranno sicuramente diverse nei prossimi cento anni: si capiranno difetti, sbagli di progettazione e di esecuzione, e saranno, quindi, differenti le procedure di calcolo e di verifica per la sua ottimizzazione.

Per poter utilizzare al meglio le procedure di calcolo e di verifica riportate nelle moderne normative, si è deciso di dedicare un'intera sezione a tutti quegli argomenti che stanno alla base delle tecniche di calcolo degli elementi strutturali. Una

parte molto dettagliata illustrerà le prescrizioni delle norme con esempi esaustivi e generali per il calcolo esatto delle azioni e delle resistenze di progetto per i vari materiali strutturali. In ogni caso, si ritiene necessario ribadire che tutta la trattazione sarà affrontata con un taglio eminentemente pratico, a scapito quindi del rigore analitico che, per tradizione, caratterizza necessariamente tali argomenti.

### 1.5.2. Resistenza dei materiali: calcolo delle tensioni

In linea generale, l'analisi e il progetto di un sistema strutturale o di un singolo elemento strutturale richiedono la determinazione e il controllo dei valori delle tensioni agenti in ognuna delle sue parti maggiormente sollecitate, essendo la resistenza di un materiale espressa sempre in termini di tensione (N/mm<sup>2</sup>, daN/cm<sup>2</sup>, ecc.).

#### 1.5.2.1. Tensioni per trazione o compressione pura (assiali)

Per un elemento soggetto semplicemente a un carico assiale (trazione o compressione, si veda figura 1.1), sarà necessario valutare l'entità dello sforzo normale in certe condizioni di carico:

$$\sigma = \frac{N}{A}$$

dove  $N$  è la forza agente (trazione o compressione) e  $A$  è la sezione trasversale resistente dell'elemento strutturale.

#### ESEMPIO

Asta di alluminio tesa in condizioni limite di esercizio con una forza che non supera  $N = 50$  kN. La tensione limite che si può assumere durante l'esercizio sia stata posta pari a  $\sigma_{lim} = 100$  N/mm<sup>2</sup>. Determinare la sezione minima  $A$  dell'asta.

#### SOLUZIONE

Dalla definizione di tensione si deduce:

$$A_{min} = \frac{N}{\sigma_{lim}} = \frac{(50 \text{ kN}) \cdot (1000 \text{ N/kN})}{100 \text{ N/mm}^2} = 500 \text{ mm}^2$$

Supponendo per l'asta in trazione una sezione circolare, si ha un diametro minimo:

$$D_{min} = 2 \cdot \sqrt{\frac{A_{min}}{\pi}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{(500 \text{ mm}^2)}{3,14}} = 25,2 \text{ mm}$$

Si assume quindi un'asta circolare di almeno 26 mm di diametro utile.