



Leonardo Principato Trosso

# Solai, scale e sbalzi

**Software per il calcolo con i metodi  
delle tensioni ammissibili e agli stati limite**

**SECONDA EDIZIONE AGGIORNATA  
ALLE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI**

  
GRAFILL

Leonardo Principato Trosso  
SOLAI, SCALE E SBALZI

ISBN 88-8207-212-6  
EAN 9 788882 072124

Software, 23  
Seconda edizione, aprile 2006

Principato Trosso, Leonardo <1967>  
Solai, scale e sbalzi : software per il calcolo con i metodi delle tensioni ammissibili e agli stati limite : seconda edizione aggiornata alle norme tecniche per le costruzioni / Leonardo Principato Trosso. – Palermo: Grafill, 2006  
(Software ; 23)  
ISBN 88-8207-212-6  
1. Solai – Calcolo  
2. Scale – Calcolo  
3. Elaboratori elettronici – Impiego in edilizia  
690.1 CDD-20 SBN Pal0203299  
*CIP – Biblioteca centrale della Regione siciliana "Alberto Bombace"*

© **GRAFILL S.r.l.**

Via Principe di Palagonia 87/91 – 90145 Palermo  
Telefono 091/6823069 – Fax 091/6823313  
Internet <http://www.grafill.it> – E-Mail [grafill@grafill.it](mailto:grafill@grafill.it)

Finito di stampare nel mese di aprile 2006  
presso **Officine Tipografiche Aiello & Provenzano S.r.l.** Via del Cavaliere, 93 – 90011 Bagheria (PA)

Tutti i diritti di traduzione, di memorizzazione elettronica e di riproduzione sono riservati. Nessuna parte di questa pubblicazione può essere riprodotta in alcuna forma, compresi i microfilm e le copie fotostatiche, né memorizzata tramite alcun mezzo, senza il permesso scritto dell'Editore. Ogni riproduzione non autorizzata sarà perseguita a norma di legge. Nomi e marchi citati sono generalmente depositati o registrati dalle rispettive case produttrici.

## SOMMARIO

<b>1. IL METODO DELLE TENSIONI AMMISSIBILI</b> .....	p.	7
1.1. Generalità .....	"	7
1.2. Norme di calcolo .....	"	7
1.3. Tensioni normali di compressione ammissibili nel calcestruzzo .....	"	8
1.4. Tensioni tangenziali ammissibili nel calcestruzzo .....	"	8
1.5. Formule di verifica .....	"	9
1.5.1. Sforzo normale centrato .....	"	9
1.5.2. Flessione semplice .....	"	9
1.5.3. Flessione deviata .....	"	10
1.5.4. Taglio .....	"	11
1.5.5. Torsione .....	"	11
<b>2. IL CALCOLO AGLI STATI LIMITE</b> .....	"	12
2.1. Generalità .....	"	12
2.2. Stato limite di esercizio o di danno .....	"	12
2.3. Stato limite ultimo (o di collasso) .....	"	12
2.4. Riferimenti normativi .....	"	13
2.5. Classificazione delle azioni .....	"	14
2.6. Valori di calcolo per verifiche agli stati limite ultimi .....	"	14
2.7. Valori di calcolo per verifiche agli stati limite di esercizio .....	"	15
2.8. Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni .....	"	15
<b>3. IL CALCESTRUZZO</b> .....	"	17
3.1. Generalità .....	"	17
3.2. Valori caratteristici di calcolo .....	"	18
3.3. Resistenza a compressione .....	"	18
3.4. Classificazione del calcestruzzo .....	"	19
3.5. Resistenza a trazione .....	"	19
3.6. Verifica a taglio .....	"	19
3.7. Resistenza a torsione .....	"	20
3.8. Modulo elastico .....	"	20
3.9. Legame costitutivo tensioni-deformazioni .....	"	20
<b>4. L'ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO</b> .....	"	23
4.1. Generalità .....	"	23
4.2. Caratteristiche di resistenza .....	"	23
4.3. Legame costitutivo tensioni-deformazioni .....	"	24

<b>5. PROGETTO DI SEZIONI IN ACCIAIO</b> .....	p.	25
5.1. La verifica allo stato limite ultimo .....	"	25
5.2. Spostamenti verticali .....	"	26
5.3. Spostamenti orizzontali .....	"	26
<b>6. CARICHI E SOVRACCARICHI</b> .....	"	27
6.1. Carichi permanenti .....	"	27
6.2. Sovraccarichi variabili .....	"	27
6.3. Azione del vento .....	"	29
6.3.1. Velocità di riferimento (macrozonazione) .....	"	29
6.3.2. Periodi di ritorno .....	"	31
6.3.3. Coefficiente di esposizione (microzonazione) .....	"	32
6.3.4. Pressione cinetica di picco .....	"	35
6.3.5. Coefficiente di topografia .....	"	35
6.3.6. Azioni statiche equivalenti .....	"	35
6.3.7. Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde inclinate o curve... ..	"	36
6.3.8. Coefficiente dinamico .....	"	38
6.3.9. Azione tangente del vento .....	"	39
6.4. Carico neve .....	"	40
6.4.1. Carico neve al suolo .....	"	40
6.4.2. Periodo di ritorno .....	"	41
6.4.3. Coefficiente di esposizione (microzonazione) .....	"	42
6.4.4. Coefficiente termico (interazione) .....	"	42
6.4.5. Coefficiente di forma .....	"	42
<b>7. I SOLAI</b> .....	"	46
7.1. Generalità .....	"	46
7.2. Solai in legno .....	"	48
7.2.1. Solai ad orditura semplice .....	"	48
7.2.2. Solai ad orditura composta .....	"	49
7.2.3. Verifiche .....	"	50
7.3. Solai in ferro e tavelloni .....	"	51
7.3.1. Cenni storici .....	"	51
7.3.2. Caratteristiche di resistenza .....	"	52
7.3.3. Verifica .....	"	54
7.3.4. Software solai in ferro .....	"	57
7.4. Solai in latero-cemento .....	"	60
7.4.1. Cenni storici .....	"	60
7.4.2. Caratteristiche di resistenza .....	"	61
7.4.3. Verifica .....	"	62
7.4.4. Programma solai in c.a. .....	"	66
<b>8. I BALCONI</b> .....	"	71
8.1. Programma balconi .....	"	75

<b>9. LE SCALE</b> .....	p.	79
<b>10. LE ARCHITRAVI</b> .....	"	86
<b>11. GUIDA ALL'INSTALLAZIONE DEL SOFTWARE</b> .....	"	91
<b>11.1.</b> Introduzione al software .....	"	91
<b>11.2.</b> Requisiti di sistema per l'installazione del software.....	"	91
<b>11.3.</b> Procedura per la richiesta della "password utente" .....	"	91
<b>11.4.</b> Procedura per l'installazione del software .....	"	92
<b>11.5.</b> Procedura per la registrazione del software.....	"	92
<b>12. MANUALE D'USO DEL SOFTWARE</b> .....	"	94
<b>12.1.</b> Solai in c.a. ....	"	94
<b>12.1.1.</b> Inserimento dati .....	"	94
<b>12.1.2.</b> Elaborazione .....	"	95
<b>12.2.</b> Solai in ferro .....	"	98
<b>12.3.</b> Sbalzo in c.a.....	"	101
<b>12.4.</b> Sbalzo in ferro e tavelloni.....	"	103
<b>12.5.</b> Scale in c.a.....	"	105
<b>12.5.1.</b> Scala con gradini a sbalzo .....	"	108
<b>12.6.</b> Architravi.....	"	109
<b>SCHEDA DI REGISTRAZIONE</b> .....	"	112



## Capitolo 1

**IL METODO DELLE TENSIONI AMMISSIBILI**▶ **1.1. Generalità**

Il metodo delle tensioni ammissibili ha avuto un'importanza fondamentale per tutto il XX secolo ed è stato per decenni l'unico utilizzato dai progettisti Italiani e la cui validità è tutt'ora riconosciuta dagli Enti preposti all'approvazione dei calcoli strutturali.

Il metodo di verifica alle tensioni ammissibili consiste nel raffrontare due valori: il massimo valore della tensione agente sulla sezione in esame ed il valore ammissibile dalle medesima tensione.

Secondo questa teoria tutti i materiali utilizzati nella struttura vengono considerati omogenei ed isotropi e per essi trova applicazione la legge di Hooke secondo la quale nel campo elastico-lineare le deformazioni ( $\epsilon$ ) sono direttamente proporzionali alle tensioni ( $\sigma$ ), quindi il legame costitutivo  $\sigma - \epsilon$  è rappresentato graficamente mediante una retta passante per l'origine degli assi cartesiani.

Questa linearità del legame costitutivo consente di effettuare un'analisi lineare e rende applicabile tutti i principi della Scienza delle costruzioni.

I valori ammissibili sono desunti partendo dalle tensioni di rottura del materiale (resistenza) diviso per un opportuno coefficiente di sicurezza, che dipende dal materiale stesso. In particolare, la tensione ammissibile  $\sigma_c$  del calcestruzzo è pari a circa un terzo della sua resistenza cubica  $R_{ck}$  mentre la tensione ammissibile  $\sigma_s$  dell'acciaio è circa la metà della sua tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk}$ .

Non appena i valori di calcolo superano la soglia di ammissibilità o limite elastico del materiale, la verifica si ritiene non soddisfatta.

L'ipotesi di linearità del legame costitutivo risulta abbastanza verosimile nel valutare lo stato pensionale indotto dai carichi di esercizio in considerazione dei coefficienti di sicurezza assunti. Il metodo delle tensioni ammissibili nonostante i limiti sopra detti risulta sicuramente affidabile e questo è testimoniato da comportamento delle strutture ben progettate che si è rivelato sempre soddisfacente.

▶ **1.2. Norme di calcolo**

Preliminarmente avendo supposto che alla base del metodo delle tensioni ammissibili vi sia la condizione dell'omogeneità del materiale, occorre fare una breve riflessione sul cemento armato in quanto in effetti non è un materiale omogeneo ma composto da due distinti elementi: il calcestruzzo e l'acciaio, quindi al fine di considerare l'omogeneità bisogna trovare una relazione che metta in armoniosa relazione i due materiali.

Se consideriamo la formula di Hooke applicata all'acciaio ed al calcestruzzo, otteniamo:

$$\sigma_a = E_a * \epsilon_a - \sigma_c = E_c * \epsilon_c$$

dividendo membro a membro:

$$\sigma_a / \sigma_c = E_a * \epsilon_a / E_c * \epsilon_c$$

Considerando che affinché gli allungamenti unitari si mantengano uguali deve risultare che  $\epsilon_a = \epsilon_c$  si ottiene:

$$\sigma_a / \sigma_c = E_a / E_c$$

definito il rapporto  $E_a / E_c = n$  (coefficiente di omogeneizzazione) si ottiene la relazione che lega le tensioni dell'acciaio a quelle del calcestruzzo.

$$\sigma_a = n * \sigma_c$$

e poiché il valore di  $n$  ammesso dall'attuale normativa è pari a 15 si avrà:

$$\sigma_a = 15 * \sigma_c$$

### ► 1.3. Tensioni normali di compressione ammissibili nel calcestruzzo

Il Decreto Ministeriale 14 febbraio 1992, Norme tecniche per l'esecuzione delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche detta le regole pratiche per la determinazione delle tensioni ammissibili dal cemento armato.

Considerato che il carico di rottura definito come "*resistenza cubica a compressione a 28 giorni*" per il conglomerato è indicato con la sigla  $R_{ck}$ , la tensione ammissibile corrispondente alla generica classe  $R_{ck}$  si ottiene dalla seguente formula:

$$\sigma_c = 60 + (R_{ck} - 150) / 4 \text{ Kg/cm}^2$$

Si ricorda che per le strutture armate non è ammesso l'impiego di conglomerati con  $R_{ck} < 150 \text{ Kg/cm}^2$  mentre per conglomerati aventi  $R_{ck} > 400 \text{ Kg/cm}^2$  si richiedono controlli statistici sia preliminari che in corso d'impiego.

### ► 1.4. Tensioni tangenziali ammissibili nel calcestruzzo

Secondo le norme italiane non è richiesta la verifica delle armature a taglio a alla torsione quando risulta:

$$\tau_{c0} = 4 + (R_{ck} - 150) / 75 \text{ Kg/cm}^2$$

Nelle zone in cui le tensioni tangenziali superano  $\tau_{c0}$ , gli sforzi tangenziali devono essere integralmente assorbiti da armature metalliche affidando alle staffe di norma non meno del 40% dello sforzo globale di scorrimento. Non sono ammesse tensioni tangenziali che superino i seguenti valori:

$$\tau_{c1} = 14 + (R_{ck} - 150) / 35 \text{ Kg/cm}^2$$

in tal caso la sezione è da ridimensionare.

### ► 1.5. Formule di verifica

Le formule che comunemente si utilizzano per la verifica di sezioni in c.a. sollecitate da tensioni di compressione, flessione, taglio e torsione sono le seguenti.

#### ►► 1.5.1. Sforzo normale centrato

Frequentemente la sollecitazione di compressione semplice si riscontra nei pilastri.

Occorre distinguere tra pilastri corti e pilastri snelli, in quanto diverso risulta il procedimento di verifica, quindi bisogna prima di tutto calcolare la snellezza dell'elemento strutturale mediante la seguente formula:

$$\lambda = l_0 / i_{\min}$$

dove:

$\lambda$  = rapporto di snellezza;

$l_0$  = lunghezza libera d'inflessione;

$i_{\min}$  = raggio di inerzia minimo.

Una volta stabilito il rapporto di snellezza è possibile definire il tipo di piastra esaminato, infatti si hanno:

– pilastri corti per  $\lambda \leq 50$ ;

– pilastri snelli per  $\lambda > 50$ ;

per i pilastri corti a sezione rettangolare il rapporto di snellezza deve risultare:

$$\lambda = H / i_{\min} \leq 14.4$$

dove:

$H$  = altezza del pilastro;

$i_{\min}$  = dimensione del lato minore del pilastro.

Verificata la snellezza dell'elemento strutturale si passa alla formula di verifica a compressione semplice per i soli pilastri, trattati in questa sede, che sono quelli corti:

$$\sigma_c = N / (A_c + n * A_s)$$

dove:

$N$  = sforzo normale centrato;

$A_c$  = area sezione resistente conglomerato;

$n$  = coefficiente di omogeneizzazione;

$A_s$  = area armatura metallica.

#### ►► 1.5.2. Flessione semplice

Il valore della tensione del calcestruzzo da confrontare con il valore ammissibile è ottenuto dalla seguente espressione:

$$\sigma_c = M / I_y * y$$

dove:

$M$  = momento flettente agente sulla sezione;

$I_y$  = momento di inerzia della sezione reagente rispetto all'asse neutro;

$y$  = distanza dell'asse neutro dal bordo compresso della sezione.

La tensione presente nell'armatura tesa è legata a quella massima agente sul calcestruzzo, dalla seguente relazione:

$$\sigma_a = n * \sigma_c * (h-y)/y$$

Volendo operare il procedimento di verifica delle sezioni occorre utilizzare le seguenti formule:

$$y = n * A_a / b * [-1 + \sqrt{1 + 2 * b * h / (n * A_a)}]$$

una volta calcolata la posizione dell'asse neutro è possibile calcolare il momento di inerzia della sezione reagente con la seguente formula:

$$I_y = b * y^3 / 3 + n * A_a * (h-y)^2$$

Ora risulta possibile calcolare le tensioni agenti nel calcestruzzo con la seguente formula:

$$\sigma_c = 2 * M / [b * y * (h-y/3)]$$

e quelle agenti nell'acciaio con la seguente espressione:

$$\sigma_a = M / [A_a * (h-y/3)]$$

### ►► 1.5.3. Flessione deviata

Nei casi di flessione deviata, cioè quando l'asse neutro non è parallelo a nessuno degli assi principali la soluzione non sempre risulta possibile in maniera analitica ma in alcuni casi il problema viene risolto con metodi grafici o grafico-analitici. In genere si tende a ricondurre la flessione deviata come somma di due flessioni rette, una agente secondo l'asse delle  $x$  e l'altra agente secondo l'asse delle  $y$ . Quindi la tensione sul calcestruzzo risulta dalle seguenti espressioni:

$$\sigma_{cx} = 2 * M * \sin(\alpha) / [b * y * (h-y/3)]$$

$$\sigma_{cy} = 2 * M * \cos(\alpha) / [b * y * (h-y/3)]$$

$$\sigma_c = \sigma_{cx} + \sigma_{cy}$$

dove  $\alpha$  è l'angolo di inclinazione dell'asse neutro rispetto agli assi principali.

Analogamente si ricava la tensione dell'acciaio con le seguenti formule:

$$\sigma_{ax} = M * \sin(\alpha) / [A_a * (h-y/3)]$$

$$\sigma_{ay} = M * \cos(\alpha) / [A_a * (h-y/3)]$$

$$\sigma_a = \sigma_{ax} + \sigma_{ay}$$

#### ►► 1.5.4. Taglio

Per la verifica a Taglio di sezioni in calcestruzzo armato sollecitato da sforzi di taglio si fa riferimento alla teoria di Jourawski secondo la quale la tensione tangenziale  $\tau$ , costante lungo la generica corda della sezione è data dalla seguente espressione:

$$\tau_{\max} = T_x * S_y / (I_y * b)$$

dove:

$T_x$  = sforzo tagliante diretto secondo l'asse x;

$S_y$  = momento statico rispetto all'asse baricentrico dell'area reagente compresa tra la corda di larghezza b ed il contorno di una delle due parti in cui la corda stessa divide la sezione;

$I_y$  = momento di inerzia dell'intera sezione reagente rispetto all'asse baricentrico.

Quando si tratta di una sezione in c.a. a sezione rettangolare le precedenti formule vengono semplificate sostituendo al valore  $S_y$  e  $I_y$  la relativa espressione di calcolo in funzione della posizione dell'asse neutro per cui, in forma semplificata, risulta:

$$\tau_{\max} = T_x / [b * (h-y/3)]$$

In genere, nella considerazione che il valore (h-y/3) per sollecitazione combinate di flessione e taglio varia da 0.875\*h a 0.90 h si adotta la seguente formula pratica:

$$\tau_{\max} = T / (0.90 * b * h)$$

#### ►► 1.5.5. Torsione

La distribuzione delle tensioni dovute alla torsione è funzione della forma della sezione, per semplicità e praticità, in questa sede ci occuperemo solamente della sezione rettangolare sollecitata da Momento Torcente, come ad esempio la trave di ancoraggio di un balcone o la travata di fondazione in cui risulta inserita una parete sismica soggetta a spinta delle terre.

La formula risolutiva per la verifica a torsione della sezione rettangolare risulta:

$$\tau_{\max} = \psi * M_t / (a * b^2)$$

dove:

$M_t$  = momento torcente agente sulla sezione;

a, b = dimensioni della sezione rettangolare con b < a;

$\psi$  = coefficiente numerico in funzione della geometria:  $\psi = (3 + 2.6)/(0.45 + a/b)$ .

## Capitolo 2

**IL CALCOLO AGLI STATI LIMITE****▶ 2.1. Generalità**

Si definisce stato limite uno stato al di là del quale la struttura o parte di essa, pur talvolta permanendo l'equilibrio, non soddisfa le esigenze per la quale è stata progettata.

La teoria sugli stati limite si basa esclusivamente sulle caratteristiche dei materiali impiegati, attraverso l'uso di coefficienti riduttivi che mettono il calcolista in condizioni di sicurezza.

Per la sua composizione isotropa il c.a. rappresenta il materiale le cui caratteristiche appaiono incerte per le diverse caratteristiche di resistenza dei materiali costituenti il conglomerato cementizio armato. Detti valori limite sono ricavate da prove di laboratorio e risultano strettamente legate alla buona fattura del conglomerato stesso. Occorre distinguere lo stato limite di esercizio, che rappresenta una fase oltre la quale il deterioramento della struttura avviene in maniera rapida e lo stato limite ultimo a cui corrisponde uno stato tensionale al limite del collasso che mette in pericolo la sicurezza delle persone. Il metodo di calcolo agli stati limite, prevede l'introduzione di "valori caratteristici" per tutte le grandezze delle quali si vuole mettere in conto il carattere aleatorio, e la trasformazione degli stessi in "valori di calcolo" adeguati allo stato limite considerato, mediante l'applicazione di coefficienti parziali.

Le resistenze di calcolo dei materiali si ottengono dividendo le resistenze caratteristiche, ottenuti dalle prove di laboratorio, per i coefficienti  $\gamma_m (> 1)$ . Le azioni di calcolo si ottengono moltiplicando le azioni caratteristiche per i coefficienti  $\gamma_f (> 1$  o  $< 1$  a seconda che il contributo dell'azione diminuisca o aumenti la sicurezza).

**▶ 2.2. Stato limite di esercizio o di danno**

Per questa verifica sia la legge costitutiva del materiale che il metodo di analisi strutturale adottato si considerano sempre lineari.

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

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

**▶ 2.3. Stato limite ultimo (o di collasso)**

Corrisponde al valore estremo della capacità portante o comunque al raggiungimento di condizioni estreme.

Anche in tale ipotesi è uso comune adottare l'analisi lineare quale metodo di analisi semplificato.

Nella maggior parte dei casi usuali si devono considerare gli stati limite ultimi derivanti da:

- perdita di equilibrio di una parte o dell'insieme della struttura, considerata come corpo rigido;
- rottura localizzata della struttura, per azioni statiche;
- collasso per trasformazione della struttura o di una sua parte in meccanismo;
- instabilità per deformazione;
- rottura localizzata della struttura per fatica;
- deformazione plastica o di flugge, o fessurazione o scorrimento di giunti che conducano ad una modifica della geometria, tale da rendere necessaria la sostituzione della struttura o di sue parti fondamentali;
- degrado o corrosione che rendano necessaria la sostituzione dell'intera struttura o di sue parti fondamentali.

#### ► 2.4. Riferimenti normativi

L'attuale normativa italiana è basata su due leggi fondamentali sulla base delle quali sono stati emanati i vari decreti attuativi:

- **Legge 5 novembre 1971, n. 1086**, Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica;
- **Legge 2 febbraio 1974, n. 64**, Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

Queste leggi definiscono i principi generali e affidano al ministero dei lavori pubblici il compito di emettere periodicamente decreti ministeriali contenenti indicazioni più specifiche.

Gli ultimi decreti emessi sulla base delle indicazioni della Legge n. 1086/1971 sono:

- **D.M. 14 febbraio 1992**, Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche;
- **D.M. 9 gennaio 1996**, Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche.

Il decreto del 1996 ha sostituito il precedente, che però è rimasto valido per la parte che riguarda le verifiche col metodo delle tensioni ammissibili. Esso inoltre ha consentito l'uso degli Eurocodici 2 e 3. Sulla base delle indicazioni della Legge n. 64 sono stati emessi i seguenti decreti:

- **D.M. 16 gennaio 1996**, Norme tecniche relative ai "criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi";
- **D.M. 16 gennaio 1996**, Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- **O.P.C.M. 20 marzo 2003, n. 3274**;
- **O.P.C.M. 2 ottobre 2003, n. 3316**;
- **O.P.C.M. 3 maggio 2005, n. 3431**;
- **D.M. 14 settembre 2005**, Norme tecniche per le costruzioni.

In definitiva l'attuale normativa ormai approvata con il D.M. 14 settembre 2005 di approvazione del testo Unico sulle norme tecniche per le costruzioni impone l'obbligo dell'utilizzo del metodo di calcolo agli stati limite. Per le sole opere di classe 1 e limitatamente ai soli edifici civili che non sorgono nelle zone classificate di 1<sup>a</sup> e 2<sup>a</sup> categoria, è ammesso l'uso del metodo di verifica alle tensioni ammissibili.

Successivamente all'emanazione del D.M. 14 settembre 2005 è stato assegnato un regime transitorio della durata di 18 mesi durante il quale, per qualsivoglia struttura è possibile utilizzare il metodo di verifica a libera scelta del progettista (Tensioni ammissibili o stati limite).

## ► 2.5. Classificazione delle azioni

Le azioni vengono distinte principalmente secondo la loro variazione nel tempo.

Si hanno così:

- azioni permanenti G peso proprio, carichi fissi;
- azioni variabili Q carichi variabili di esercizio, carichi di vento o di neve;
- azioni eccezionali A esplosioni, urto di veicoli;
- precompressione P.

Le azioni possono però essere distinte anche in base alla loro variazione nello spazio.

Si hanno così:

- azioni fisse se sono applicate in una posizione ben definita (per esempio il peso proprio);
- azioni libere se possono essere applicate in posti diversi, dando luogo a diverse disposizioni di carico (carichi mobili).

Secondo la simbologia utilizzata nella vigente normativa si indica col pedice k il valore caratteristico delle azioni ( $G_k$   $Q_k$   $A_k$   $P_k$ ) che viene definito in genere dalle norme.

Per le azioni variabili, oltre al valore caratteristico si considerano altri valori, corrispondenti ad una probabilità di superamento via maggiore:

- valore di combinazione  $\varphi_0$   $Q_k$ ;
- valore frequente  $\varphi_1$   $Q_k$ ;
- valore quasi permanente  $\varphi_2$   $Q_k$ .

I coefficienti  $\varphi$  sono definiti dalle norme; il D.M. 9 gennaio 1996 prescrive:

Carichi variabili	$\varphi_0$	$\varphi_1$	$\varphi_2$
Abitazioni	0.70	0.50	0.30
Uffici, negozi, scuole	0.70	0.60	0.30
Autorimesse	0.70	0.70	0.60
Carichi da vento e neve	0.70	0.20	0.00

## ► 2.6. Valori di calcolo per verifiche agli stati limite ultimi

Il valore di calcolo del carico è ottenuto amplificando il valore caratteristico mediante il coefficiente  $\gamma$ . In presenza di più carichi variabili indipendenti occorre sceglierne uno come principale e ridurre gli altri prendendone il valore di combinazione; questa scelta sarà ovviamente fatta in modo da massimizzare le caratteristiche di sollecitazione ed in caso di incertezza occorrerà provare le diverse alternative. In maniera simbolica il valore di calcolo del carico è fornito dall'espressione:

$$F_d = \gamma_g G_k + \gamma_p P_k + \gamma_q \left[ Q_{ik} + \sum_{i=2}^{i=n} (\Psi_{0i} * Q_{ik}) \right]$$

La norma italiana prescrive i seguenti valori per i coefficienti parziali di sicurezza del carico:

- $\gamma_G = 1.4$  (1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);
- $\gamma_P = 0.9$  (1.2 se il suo contributo diminuisce la sicurezza);
- $\gamma_Q = 1.5$  (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza).

Per le azioni permanenti si definisce normalmente un unico valore caratteristico; per esempio, il peso proprio di un elemento può essere valutato in base alle sue dimensioni nominali ed al peso specifico medio del materiale. Sia gli Eurocodici (punto 2.2.2.2) che il D.M. 9 gennaio 1996 (par. 5.1) specificano che devono essere definiti due valori caratteristici distinti, uno superiore  $G_{k,sup}$  ed uno inferiore  $G_{k,inf}$ , solo nel caso di azioni permanenti caratterizzate da un valore elevato del coefficiente di variazione o che sono suscettibili di variazione durante la vita della struttura. Normalmente si adotta un solo valore di calcolo delle azioni permanenti per tutte le parti della struttura.

### ► 2.7. Valori di calcolo per verifiche agli stati limite di esercizio

Nelle verifiche agli stati limite di esercizio si possono definire tre combinazioni di carico:

- combinazione rara:  $F_d = G_k + P_k + Q_{1k} + Q_{ik} + \sum_{i=2}^{i=n} (\Psi_{0i} * Q_{ik})$
- combinazione frequente:  $F_d = G_k + P_k + \Psi_{11} + Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\Psi_{2i} * Q_{ik})$
- combinazione quasi permanente:  $F_d = G_k \sum_{i=2}^{i=n} (\Psi_{2i} * Q_{ik})$

Si utilizzerà l'una o l'altra di queste combinazioni in funzione del tipo di verifica da effettuare e delle indicazioni della normativa. Quando vi è un solo carico variabile, il valore di calcolo del carico è definito in maniera univoca, mentre quando vi sono più carichi variabili indipendenti, occorre scegliere come carico variabile principale quello che genera le massime caratteristiche di sollecitazione, la quale cosa non sempre è immediata o intuitiva, in taluni casi è necessario provare tra più alternative quale sia la più gravosa.

### ► 2.8. Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni

Il Testo unico delle Norme Tecniche per le costruzioni approvato con D.M. 14 settembre 2005 prescrive che la verifica allo stato limite ultimo (SLU) o di danno (SLD) deve essere effettuata per la seguente combinazione della azione sismica con le altre azioni.

$$F_s = \gamma_e * E + \gamma_g * G_k + \gamma_p * P_k + \sum_i (\Psi_{2i} * \gamma_q * Q_{ki})$$

dove:

- E = azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;
- $G_k$  = carichi permanenti al loro valore caratteristico;
- $P_k$  = valore caratteristico dell'azione di precompressione, a caduta di tensione avvenuta;
- $\Psi_{2i}$  = coefficiente di combinazione che delle azioni variabili  $Q_i$ ;
- $\gamma_e, \gamma_g, \gamma_p, \gamma_q$  = coefficienti parziali pari a 1;
- $Q_{ki}$  = valore caratteristico della azione variabile  $Q_i$ .

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

$$G_K + \sum_i (\Psi_{2i} Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti  $\Psi_{2i}$  sono riportati nella successiva tabella.

**Coefficienti  $\Psi_{2i}$  per varie destinazioni d'uso**

<b>Destinazione d'uso</b>	<b><math>\Psi_{2i}</math></b>
Abitazioni, Uffici, Scale	0,30
Uffici aperti al pubblico, Scuole, Negozi, Autorimesse	0,60
Tetti e coperture	0,20
Magazzini, Archivi	0,80

## Capitolo 3

# IL CALCESTRUZZO

### ► 3.1. Generalità

Il primo tipo di miscela cementizia, avente per legante la pozzolana mista a calce, fu impiegato dai romani con il nome di “*betunium*”; dal nome latino deriva quello di “*beton*” usato oggi da francesi e tedeschi. Si trattava di un conglomerato impiegato per fondazioni, per murature di grande spessore e, qualche volta, per riempire i cassettoni delle cupole compresi tra i costoloni di muratura di mattoni disposti secondo i meridiani e i paralleli ovvero per realizzare delle cupole.

Il cemento armato nacque nella seconda metà del secolo scorso, preceduto da circa un secolo di ricerche sui leganti (calce e cemento) iniziate da Smeaton (1756) e da Parker (1796) ai quali si deve la scoperta delle proprietà di presa e di indurimento dei calcari argillosi convenientemente calcinati. Furono proprio le ricerche e le conoscenze scientifiche sui leganti, seguite dalla produzione industriale del cemento, a permettere lo sviluppo del cemento armato come sistema costruttivo. Il cemento oggi noto come *cemento Portland* deve il suo nome alla collocazione geografica della prima fabbrica di cemento. Attualmente il termine “cemento Portland” indica un cemento, di origine artificiale come tutti i cementi moderni, con composizione chimica analoga a quella prodotta a Portland mediante la calcinazione dei calcari argillosi della zona.

Per quanto riguarda i metodi di analisi dello stato di sollecitazione e di verifica della resistenza, si può affermare che tutti gli studiosi hanno contribuito a costruire quel metodo utilizzato in Italia fino ad oggi, che ha consentito la progettazione e l'esecuzione di grandi opere, chiamato metodo “delle tensioni ammissibili”.

L'ipotesi fondamentale del metodo consiste nel supporre il conglomerato un solido elastico, isotropo ed omogeneo. Purtroppo il calcestruzzo non possiede nessuna delle caratteristiche elencate; da questa constatazione e dalla considerazione che le resistenze dei materiali e le azioni sono variabili aleatorie è nata la necessità di analizzare il comportamento delle strutture secondo criteri probabilistici.

L'analisi della resistenza della sezione allo stato limite ultimo può dirsi ormai definita per mezzo dello schema dei campi di rottura (per le sollecitazioni che generano tensioni normali) attraverso il traliccio di Richter-Mörsch, per il taglio, e con l'elementare trattazione di Bredt per la torsione. L'analisi strutturale è invece più complessa; basti pensare che la non linearità tra azioni e sollecitazioni impedisce ad esempio l'uso del principio della sovrapposizione degli effetti e, di conseguenza, delle linee d'influenza.

La difficoltà dell'analisi non lineare è del resto confermata dalla vigente normativa quando consente “... convenzionalmente di raggiungere lo stato limite mediante un unico accrescimento proporzionale delle azioni applicate...” e quando accetta in sostituzione della non linearità un “calcolo elastico lineare” oppure un “calcolo elastico lineare con redistribuzioni”.

Il problema diventa più arduo per quelle strutture, come ad esempio le lastre caricate nel loro piano, le mensole di grande altezza e le travi parete, per le quali lo stato di sollecitazione non è definibile in termini di caratteristiche di sollecitazione.

Il campo della ricerca è ancora assai vasto ed essendo le soluzioni analitiche spesso impossibili, gli studi dovranno essere compiuti per via numerica.

### ► 3.2. Valori caratteristici di calcolo

Il metodo degli stati limite come sopra accennato prevede l'introduzione di valori caratteristici delle resistenze e delle azioni che successivamente attraverso l'applicazione di coefficienti riduttivi vengono trasformati in valori di calcolo.

Per convenzione i valori caratteristici delle azioni sono riconoscibili in quanto indicati con il suffisso k, mentre i valori di calcolo sono indicati dal suffisso d (es.  $f_{ck}$  = resistenza caratteristica del calcestruzzo;  $f_{cd}$  = resistenza di calcolo del calcestruzzo).

La resistenza caratteristica dei materiali viene desunta attraverso prove di laboratorio su cubetti di calcestruzzo aventi spigolo 15, 16 o 20 cm, i cui valori ricavati sono frattili di ordine 0.05 delle rispettive distribuzioni statistiche; esiste cioè una probabilità del 5% di trovare un provino che abbia resistenza inferiore a quella caratteristica.

### ► 3.3. Resistenza a compressione

La resistenza cubica  $R_c$  è stata ottenuta attraverso l'analisi statistica condotta su "n" provini dalla quale è stato ricavato il valore medio, calcolato con il modello di Gauss:

$$R_{cm} = \sum R_{ci} / n$$

Da tali prove statistiche viene ricavato il valore della resistenza a compressione del calcestruzzo che risulta:

$$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$$

Ovviamente per come detto in precedenza il valore di calcolo ( $f_{cd}$ ) della resistenza a compressione del calcestruzzo viene determinato dividendo il valore della resistenza caratteristica a compressione ( $f_{ck}$ ) per il coefficiente di sicurezza  $\gamma_c$  che risulta normato dal D.M. 9 gennaio 1996 e viene sotto riportato:

Tipo di verifica	Acciaio $\gamma_s$	Calcestruzzo $\gamma_c$
Stati limite ultimi	1.15	1.5 per c.a.p. 1.6 per c.a. e c.a. con precompressione parziale
Stati limite di esercizio	1.0	1.0

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$$

Per spessori minori di cm 5 il coefficiente  $\gamma_c$  va maggiorato del 25%.

### ► 3.4. Classificazione del calcestruzzo

Il calcestruzzo si differenzia in base al valore caratteristico della resistenza cubica  $R_{ck}$  per il D.M. 9 gennaio 1996 ed in funzione del valore caratteristico della resistenza cilindrica  $f_{ck}$  per l'Eurocodice 2.

Classi di resistenza secondo l'EC2 (resistenze in N/mm <sup>2</sup> )									
	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
$f_{ck}$	12	16	20	25	30	35	40	45	50
$R_{ck}$	15	20	25	30	37	45	50	55	60

### ► 3.5. Resistenza a trazione

La resistenza a trazione del calcestruzzo risulta molto inferiore a quella a compressione e viene determinata mediante delle prove di laboratorio.

La normativa italiana, D.M. 9 gennaio 1996 mette tale resistenza in relazione con la resistenza a compressione mediante le seguenti espressioni:

Resistenza media a trazione  $f_{ctm} = 0,27^3 \sqrt{R_{ck}^2} \text{ N/mm}^2$

Resistenza caratteristica frattile  $f_{ctk} = 0,7 f_{ctm} \text{ N/mm}^2$

Resistenza a trazione per flessione  $f_{ctk} = 1,3 f_{ctk} \text{ N/mm}^2$

Nella tabella seguente vengono riportati i valori ottenuti per le più comuni classi di calcestruzzo.

$R_{ck}$	$f_{ctm}$	$f_{ctk}$	$f_{ctk}$	$E_c$
25 Mpa	2.31 Mpa	1.62 Mpa	1.94 Mpa	28500 Mpa
30 Mpa	2.61 Mpa	1.82 Mpa	2.19 Mpa	31220 Mpa

A differenza del metodo di verifica alle tensioni ammissibili, utilizzando gli stati limite, i materiali impiegati (calcestruzzo o ed acciaio) vengono sfruttati più a fondo, essendo spinti nel campo di comportamento non lineare. I diagrammi seguenti descrivono il comportamento meccanico dei materiali, riportando le deformazioni alle tensioni agenti.

### ► 3.6. Verifica a taglio

La verifica a taglio con il metodo degli stati limite di elementi monodirezionali dotati di armature longitudinali devono rispettare le seguenti prescrizioni (D.M. 9 gennaio 1996):

- 1) è consentito l'impiego di elementi sprovvisti di armature trasversali resistenti a taglio per solette, piastre e membrature a comportamento analogo, a condizione che detti elementi abbiano sufficiente capacità di ripartire i carichi trasversalmente;

2) il taglio di calcolo non deve superare il valore che, con riferimento alla resistenza a trazione di calcolo  $f_{ctd}$ , determina la formazione delle fessure oblique, tenendo conto, oltre degli effetti dei carichi, di eventuali stati coattivi che favoriscono la formazione delle stesse fessure.

La verifica a taglio del conglomerato consiste nel confrontare il taglio di calcolo con una espressione cautelativa della resistenza a compressione delle bielle inclinate.

Per la verifica del conglomerato compresso in direzione obliqua deve risultare:

$$V_{sdu} \leq 0,30 * f_{cd} * b_w * d$$

dove:

$V_{sdu}$  = valore del taglio in progetto;

$f_{cd}$  = resistenza a compressione del conglomerato;

$b_w$  = larghezza della membratura resistente a taglio;

$d$  = altezza utile della sezione.

### ▶ 3.7. Resistenza a torsione

La resistenza a sollecitazioni torcenti deve essere tale che il momento torcente di calcolo  $T_d$  deve essere inferiore o al limite uguale ai valori del momento torcente resistente  $T_{sdu}$  per cui deve risultare:

$$T_{sdu} \leq 1/2 f_{cd} * B_e * h_s$$

dove:

$f_{cd}$  = resistenza a compressione conglomerato;

$B_e$  = area della sezione resistente;

$h_s$  = base della sezione resistente.

### ▶ 3.8. Modulo elastico

Viene determinato applicando una forza di compressione su un provino cilindrico o prismatico e valutando l'accorciamento provocato da un carico pari a circa il 40% di quello di rottura.

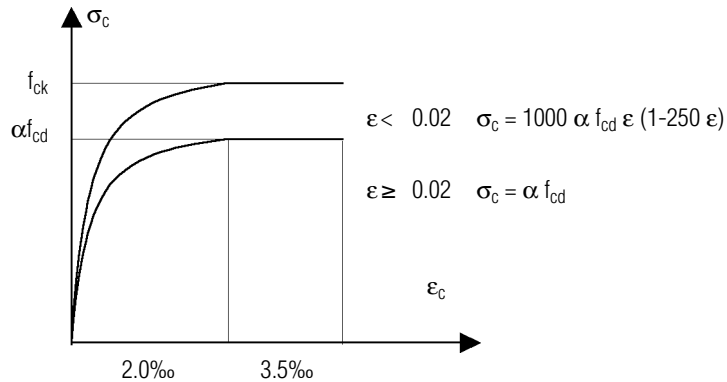
Il D.M. 9 gennaio 1996 mette in relazione la resistenza a compressione con il modulo elastico, attraverso la seguente espressione:

$$E_c = 5700 \sqrt{R_{ck}}$$

### ▶ 3.9. Legame costitutivo tensioni-deformazioni

Numerose sono le teorie in merito al legame costitutivo tensioni-deformazioni.

Tuttavia l'Eurocodice 2 suggerisce l'utilizzo di una analisi strutturale non lineare o plastica, in alternativa consente l'utilizzo di diagrammi semplificati quale quello bilineare nel quale il tratto parabolico è sostituito da un tratto lineare che raggiunge il massimo per  $\epsilon_c = 0.00135$  oppure l'uso di una distribuzione di tensione costante pari ad  $\alpha f_{cd}$  per una altezza corrispondente della zona compressa pari all'80%.



$R_{ck}$  Resistenza cubica a compressione (valore caratteristico)

$f_{ck}$  Resistenza cilindrica a compressione (valore caratteristico)

Ipotizzando l'impiego di calcestruzzo  $R_{ck}$  25 N/mm<sup>2</sup> si ottiene:

$$f_{ck} = 0.83 * R_{ck} = 20.75 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza di calcolo a compressione:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad \gamma_c = 1.6$$

$$f_{cd} = \frac{20.75}{1.6} = 12.97 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza ridotta per il dimensionamento elementi strutturali, per tener conto dell'effetto della permanenza dei carichi sulla resistenza:

$$\alpha f_{cd} \quad \alpha = 0.85$$

$$\alpha f_{cd} = 0.85 \times 12.97 = 11.02 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza di calcolo a trazione:

$$f_{ctk} = 1.2 \times 0.7 \times 0.27 \times \sqrt[3]{(R_{ck})^2} = 1.62 \text{ N/mm}^2$$

Modulo elastico

$$E_c = 5700 \sqrt{R_{ck}} = 28500 \text{ N/mm}^2$$

I valori di calcolo per la resistenza a taglio sono:

$$V_{sdu} \leq 0.30 * f_{cd} * b_w * d$$

dove:

$f_{cd}$  = resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo;

$b_w$  = larghezza della membratura resistente a taglio;

$d$  = altezza utile della sezione depurata dallo spessore del copriferro.

L'espressione del taglio corrisponde al caso in cui l'armatura trasversale è costituita da staffe ortogonali alla linea media ( $\alpha = 90^\circ$ ).

## Capitolo 4

**L'ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO**▶ **4.1. Generalità**

L'acciaio da costruzione è una lega di acciaio e carbonio, a differenza del calcestruzzo che presenta maggiore resistenza a compressione, l'acciaio offre uguale resistenza sia a compressione che a trazione oltre alla notevole duttilità dello stesso.

L'acciaio per cemento armato è prodotto in barre che possono essere lisce o ad aderenza migliorata.

▶ **4.2. Caratteristiche di resistenza**

Per l'accertamento delle proprietà meccaniche vale quanto indicato nelle EN 10002/1a (marzo 1990), UNI 564 (febbraio 1960) e UNI 6407 (marzo 1969), salvo indicazioni contrarie o complementari. Per acciai deformati a freddo, ivi compresi i rotoli, le proprietà meccaniche si intendono determinate su provette mantenute per 30 minuti a 250°C e successivamente raffreddate in aria.

In ogni caso, qualora lo snervamento non sia chiaramente individuabile, si sostituisce  $f_y$  con  $f_{(0,2)}$ .

Gli acciai per cemento armato sono contraddistinti da una sigla che indica la tensione di snervamento e così in commercio si utilizzano maggiormente le seguenti tipologie:

- Feb 38 k con tensione di snervamento pari a  $f_{yk} \geq 375$  Mpa e di rottura pari a  $f_{tk} \geq 450$  Mpa;
- Feb 44 k con tensione di snervamento pari a  $f_{yk} \geq 430$  Mpa e di rottura pari a  $f_{tk} \geq 540$  Mpa.

Applicando gli stati limite ultimi la tensione massima vale:

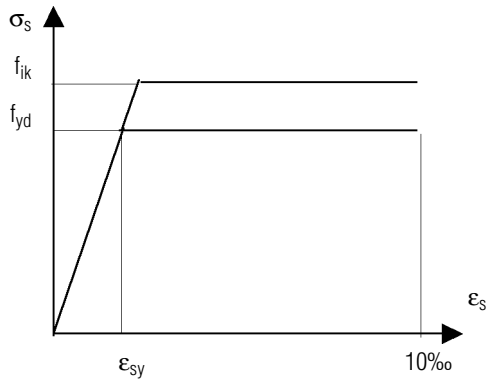
$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s \quad \text{con} \quad \gamma_s = 1.15$$

- per acciaio Feb 38 k  $f_{yd} = 375/1.15 = 326.1$  Mpa
- per acciaio Feb 44 k  $f_{yd} = 430/1.15 = 373.9$  Mpa

Il valore del modulo elastico viene posto pari a 206000 Mpa e la deformazione corrispondente allo snervamento si ottiene dal rapporto tra la tensione di snervamento ed il modulo elastico, quindi:

- per acciaio Feb 38 k  $\epsilon_{yk} = 0.00182$   $\epsilon_{yd} = 0.00158$
- per acciaio Feb 44 k  $\epsilon_{yk} = 0.00209$   $\epsilon_{yd} = 0.00182$

► **4.3. Legame costitutivo tensioni-deformazioni**



$f_{yk}$  Tensione di snervamento (valore caratteristico)

$f_{yd}$  Resistenza di calcolo dell'acciaio

$$f_{yd} = \frac{f_{ik}}{\gamma_s} \quad \gamma_s = 1.15$$

Modulo elastico

$$E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$$

Deformazione al limite elastico

$$\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}$$

Per un acciaio Feb 44 k –  $f_{yk} = 430 \text{ N/mm}^2$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{430}{1.15} = 373.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{373.9}{206000} = 1.82 \text{‰}$$