

ARGOMENTO: GENERALITÀ SUL METODO AGLI STATI LIMITE

In Italia l'inizio della fase di aggiornamento della normativa tecnica secondo le metodologie semiprobabilistiche (Livello 1) può farsi coincidere con la pubblicazione del D.M. 30.5.1972, relativo alle norme sulle costruzioni in cemento armato, in cemento armato precompresso ed in acciaio.

A partire da quella data la verifica della sicurezza strutturale può essere eseguita in conformità con il "metodo semiprobabilistico agli stati limite", in alternativa al classico "metodo delle tensioni ammissibili".

Ciò in linea di principio: in pratica la limitata estensione delle prescrizioni normative, soprattutto per quanto riguarda la possibilità di impiego nelle zone dichiarate sismiche ha di fatto operato in senso frenante.

Difatti fino al penultimo aggiornamento della normativa sulle azioni sismiche, il D.M. 16.1.1996 "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" era proibito applicare tale metodo di verifica in zona sismica e cioè nella maggior parte del territorio nazionale.

Le nuove Norme tecniche per le costruzioni (D.I. 14-01-2008) hanno reso, in pratica, obbligatorio l'impiego del metodo agli stati limite.

Gli stati limite possono essere classificati in due categorie:

- a) "stati limite ultimi", associati al collasso o ad altre forme di cedimento strutturale che possono mettere in pericolo l'incolumità delle persone;
- b) "stati limite di servizio", che corrispondono a condizioni superate le quali non risultano più soddisfatte le esigenze di esercizio desiderate.

Gli stati limite possono essere raccolti nella lista seguente, che è una lista aperta, nel senso che nel tempo possono essere individuati ulteriori stati limite che si aggiungono a quelli già noti.

Stati limite ultimi

- 1) perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte considerata come corpo rigido;
- 2) rottura di sezioni critiche;
- 3) trasformazione della struttura in un meccanismo;
- 4) instabilità;
- 5) rottura per fatica;
- 6) dissesto per deformazione eccessiva (elastica o di fluage);
- 7) degrado o corrosione che rendano necessaria la sostituzione della struttura o di sue parti fondamentali;
- 8) instabilità aerodinamica flessione-torsionale (flutter dei ponti sospesi).

Stati limite di servizio

- 1) deformazioni o inflessioni che nuocciano all'aspetto o modificano la possibilità d'uso della struttura (inclusi i malfunzionamenti di apparecchiature e impianti) o danneggiano le finiture o gli elementi non strutturali;
- 2) vibrazioni che causano disturbo agli occupanti, danno all'edificio o ai beni in esso contenuti o ne limitano l'idoneità all'uso;
- 3) fessurazione del calcestruzzo che può influire negativamente sull'aspetto, sulla durabilità o sulla impermeabilità all'acqua;
- 4) danneggiamento del calcestruzzo in presenza di compressione eccessiva, che può portare a perdita di durabilità.

La verifica della sicurezza nei confronti dei vari stati limite consiste nell'accertare che i valori delle sollecitazioni prodotte dalle azioni di calcolo $S_d = \gamma_F S_k$ non superino le resistenze di calcolo $R_d = R_k / \gamma_R$ relative allo stato limite considerato, cioè:

$$\gamma_F S_k \leq \frac{R_k}{\gamma_R}$$

Le azioni di calcolo si ottengono applicando alle azioni di esercizio i coefficienti parziali moltiplicatori dei carichi γ_F ed i coefficienti di combinazione ψ_i .

Nel caso delle verifiche allo stato limite ultimo (rottura) si tratta, in sostanza, di aumentare i carichi di esercizio di circa il 40-50%, in modo da prefigurare una situazione di crisi per le sezioni resistenti.

Per quanto riguarda le strutture isostatiche gli effetti dei carichi, in termini di caratteristiche di sollecitazione (N, T, M, Mtorcente), sono direttamente proporzionali ai carichi stessi, perché le suddette caratteristiche di sollecitazione si valutano con i metodi della statica dei corpi rigidi, cosicché si perviene alla medesima valutazione di S_d tanto applicando i coefficienti γ_F e ψ_i ai carichi di esercizio, quanto applicando i medesimi coefficienti agli effetti dei carichi di esercizio.

Invece nel caso delle strutture iperstatiche l'aumento dei carichi dal livello di esercizio a quello dello stato limite ultimo dà luogo ad una redistribuzione dei momenti flettenti e delle altre caratteristiche di sollecitazione rispetto ai valori forniti dalla analisi elastica della struttura iperstatica, sottoposta alla azione dei carichi di esercizio.

Quindi si ottengono due risultati diversi applicando i coefficienti γ_F e ψ_i ai carichi di esercizio e risolvendo la struttura iperstatica in campo non-lineare, ovvero applicando i coefficienti medesimi agli effetti dei carichi di esercizio. Difatti in questo secondo caso non viene attivata la redistribuzione dei momenti flettenti e delle altre caratteristiche di sollecitazione.

Ai fini delle verifiche di resistenza occorrerebbe dunque risolvere le strutture iperstatiche utilizzando un procedimento di analisi non lineare, che richiede la definizione iniziale sia della geometria delle sezioni che delle armature.

Molto più semplici sono i procedimenti di analisi lineare, che richiedono la conoscenza iniziale della sola geometria delle sezioni considerate nel I stadio e per i quali sono disponibili collaudati e veloci codici di calcolo automatico.

Per queste ragioni **le norme tecniche consentono l'utilizzazione del calcolo elastico lineare** senza redistribuzioni o con redistribuzioni dei momenti ai fini delle verifiche delle sezioni agli stati limite ultimi di resistenza.

Il problema del cumulo delle azioni delle costruzioni al fine di individuare le combinazioni di calcolo da utilizzare nelle verifiche è molto complesso, ma può essere risolto in forma approssimata, sufficiente per le applicazioni tecniche, con l'ausilio della normativa.

Il D.I. 14.01.2008 “Norme tecniche per le costruzioni”, Cap. 2, forniscono in proposito le seguenti indicazioni:

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all’azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

essendo:

- G_1 il valore caratteristico delle azioni del peso proprio;
- G_2 il valore caratteristico delle azioni dei carichi permanenti portati;
- P il valore caratteristico della forza di precompressione;
- Q_{k1} il valore caratteristico dell’azione di base di ogni combinazione;
- Q_{ki} i valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;
- γ_i i coefficienti parziali di sicurezza delle azioni;
- ψ_{ij} = i coefficienti di combinazione delle azioni.

I valori dei coefficienti di combinazione sono riportati nella tabella seguente:

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

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

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza relativi alle azioni sono:

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

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

Allo scopo di interpretare il significato delle colonne della tabella precedente occorre chiarire che nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: STR
- lo stato limite di resistenza del terreno: GEO

Inoltre è opportuno precisare che, con riferimento alla durata percentuale relativa ai livelli di intensità dell'azione variabile, si definiscono:

- valore quasi permanente $\gamma_{2j} \times Q_{kj}$: la media della distribuzione temporale dell'intensità;

- valore frequente $\gamma_{1j} \times Q_{kj}$: il valore corrispondente al frattile 95 % della distribuzione temporale dell'intensità e cioè il valore che è superato per una limitata frazione del periodo di riferimento;
- valore raro (o di combinazione) $\gamma_{0j} \times Q_{kj}$: il valore di durata breve ma ancora significativa nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili.

Allo scopo di comprendere meglio le modalità d'uso delle regole di combinazione dei carichi, è utile fare un esempio di applicazione.

Si voglia determinare il valore di calcolo del momento flettente agente sulla sezione d'incastro di una trave di c.a. di un edificio situato in zona sismica.

Il calcolo del telaio di cui fa parte la trave ha condotto ai seguenti valori di sollecitazione:

Peso proprio = 50 KNm

Permanente portato = 25 KNm

Carico accidentale per edifici di abitazione (2KN/m^2) = 25 KNm

Neve = 20 KNm

Sisma = 15 KNm, supponendo che il sisma nella direzione ortogonale produca momento nullo

Combinazione fondamentale per gli stati limite ultimi

- 1) $M_d = 1.3 \times 50 + 1.5 \times 25 + 1.5 \times 25 + 1.5 \times 0.5 \times 20$
- 2) $M_d = 1.3 \times 50 + 1.5 \times 25 + 1.5 \times 20 + 1.5 \times 0.7 \times 25$
- 3) $M_d = 1.0 \times 15 + 1.0 \times 50 + 1.0 \times 25 + 0.3 \times 25 + 0.0 \times 20$
- 4) $M_d = -1.0 \times 15 + 1.0 \times 50 + 1.0 \times 25 + 0.3 \times 25 + 0.0 \times 20$

Nel determinare le combinazioni di carico si è fatto circolare tra i vari tipi di carico accidentale (escluso il sisma) il ruolo di carico accidentale "di base". Come si può vedere dall'esempio numerico non è detto che sia immediatamente individuabile quale sia la condizione di carico non sismica che produce il momento flettente più gravoso.

Nel caso di un edificio in zona sismica che sia sottoposto ai seguenti carichi elementari:

P = Peso proprio

Port = Permanente portato

QV = Accidentale verticale per edifici di abitazione

QN = Neve

SX = Sisma in dir X

SY = Sisma in dir Y

occorrerà considerare le seguenti combinazioni di carico:

- 1) $F_d = 1.3xP + 1.5xPort + 1.5xQV + 1.5x0.5xQN$
- 2) $F_d = 1.3xP + 1.5xPort + 1.5xQN + 1.5x0.7xQV$
- 3) $F_d = SX + P + Port + 0.3xQV$
- 4) $F_d = -SX + P + Port + 0.3xQV$
- 5) $F_d = SY + P + Port + 0.3xQV$
- 6) $F_d = -SY + P + Port + 0.3xQV$

E' da notare che non si presenta l'equivoco che talvolta poteva trarre in inganno nell'uso della revisione precedente della normativa circa il valore del carico accidentale da considerare simultaneamente alle azioni sismiche: il carico QV è sempre il valore ridotto del carico accidentale caratteristico.