

# **STATI LIMITE: PRIN- CIP GENERALI**

---

***Stati limite: principi generali - sommario***

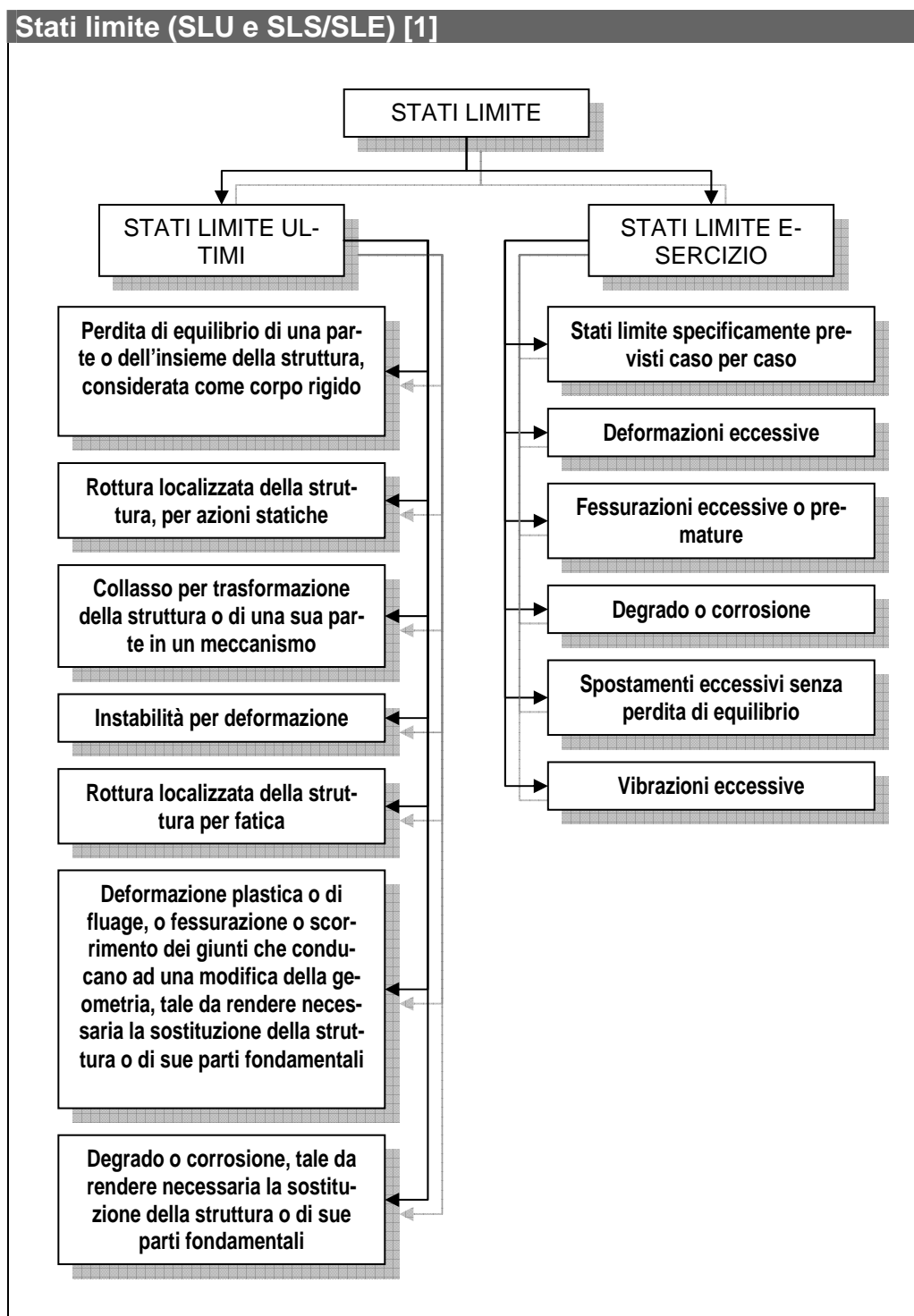
---

Stati limite: principi generali - sommario.....	26
Principi generali.....	27
Azioni e carichi.....	28
Definizione di azione.....	28
Definizione di sollecitazione.....	28
Combinazioni di (azioni) carico.....	29
Combinazioni di carico agli SLU.....	30
Combinazioni di carico agli SLS.....	31
Sollecitazioni.....	31
Strutture costituite da elementi monodimensionali.....	32
Calcolo non lineare.....	32
Calcolo elastico lineare.....	34
Calcolo elastico lineare con ridistribuzioni.....	35
Lastre piane.....	36
Calcolo non lineare.....	36
Calcolo elastico lineare senza ridistribuzioni.....	36
Calcolo elastico lineare con ridistribuzioni.....	36
Calcolo elasto-plastico o rigido-plastico.....	36
Bibliografia del capitolo.....	<b>Errore. Il segnalibro non è definito.</b>

**Principi generali**

Secondo il metodo degli stati limite, la sicurezza nei riguardi di situazioni limite ultime e/o di esercizio delle strutture viene garantita, per quanto possibile, su base statistica [1].

Gli stati limite si suddividono in due categorie: Stati Limite Ultimi (SLU) e Stati Limite di Servizio (SLS) o di Esercizio (SLE): le situazioni usuali sono descritte nel diagramma seguente [1].



Lo stato limite è, secondo norma, lo stato raggiunto il quale, la struttura o una sua parte, non è più in grado di assolvere la sua funzione o non soddisfa più le condizioni per le quali è stata concepita [1].

Gli SLU definiscono situazioni estreme, corrispondenti al valore estremo della capacità portante. Gli SLS/SLE sono relazionati alle condizioni di impiego normale della struttura [1].

In presenza di cicli di carico di notevole intensità è necessaria anche la verifica nei riguardi della formazione di meccanismi da collasso incrementale [1].

**Azioni e carichi**

Le azioni, indicate generalmente con la lettera “F”, necessarie alla determinazione delle sollecitazioni o delle caratteristiche delle sollecitazioni, indicate generalmente con la lettera “S”, possono essere in grado di indurre stati limite in una struttura e possono essere ricondotte a tre categorie [2].

Risulta essenziale, in questo contesto, definire sia le azioni che le sollecitazioni. In dettaglio

*Definizione di azione*

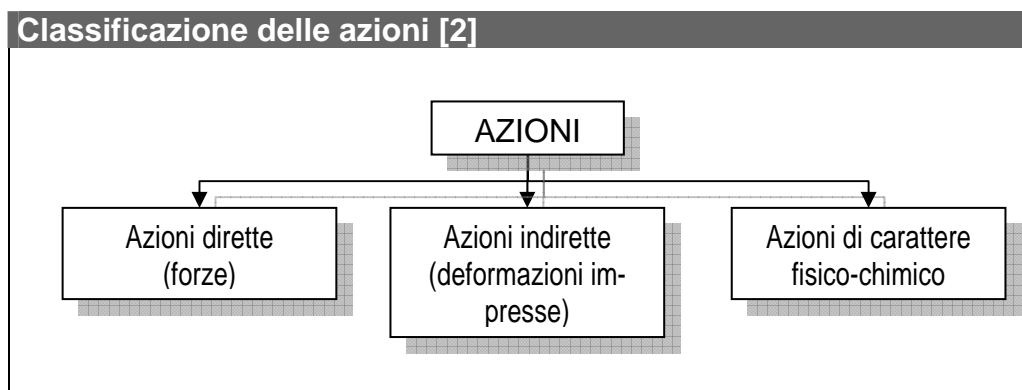
Si definisce “azione” F ogni causa o insieme di cause (carichi permanenti, carichi variabili, deformazioni impresse, agenti chimico-fisici, etc.) capaci di indurre stati limite in una struttura [2].

*Definizione di sollecitazione*

Si definisce “sollecitazione” o “caratteristica della sollecitazione” S ogni effetto od insieme di effetti interni (forza normale, momento flettente, forza di taglio, etc.) che, a causa delle azioni, si determinano nella struttura [2].

Più in generale si potrà indicare con “S” ogni “effetto od insieme di effetti” (ivi comprese deformazioni, aperture di fessure, etc.), indotte dalle azioni sulla struttura [2].

Quindi, considerando i pesi propri degli elementi costituenti la struttura, carichi permanenti, sovraccarichi variabili per gli edifici, variazioni termiche ed igrometriche, cedimenti di vincoli, azioni sismiche e dinamiche in genere, azioni eccezionali [3], si può tracciare il seguente schema:



Si dovrà, in particolare, tener conto degli effetti dovuti ad eccentricità non voluta, imperfezioni geometriche, di carico, etc. [2].

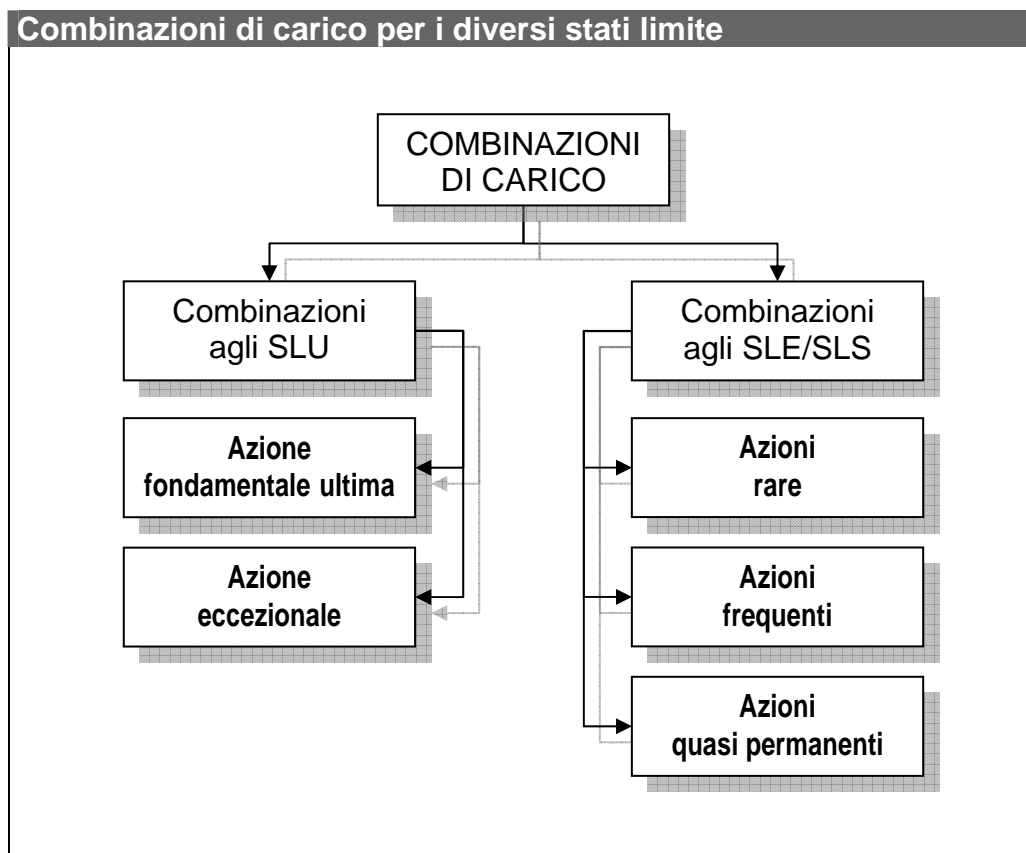
Per ognuna delle tre categorie fornite si possono esplicitare le seguenti informazioni:

Classificazione delle azioni [2]	
Azione	Caratteristiche
diretta (forze)	Carichi permanenti, quali peso proprio ed altri carichi fissi, carichi variabili, quali carichi di servizio, azioni di vento e neve, sismi, forze dinamiche, spinta delle terre, etc.
Indiretta (deformazioni impresse)	Variazioni termiche, pre-tensione, spostamenti di vincoli, ritiro, difetti di montaggio e/o realizzazione, eccentricità non voluta, imperfezioni geometriche, etc.
di carattere fisico-chimico	Agenti aggressivi, umidità, gelo, materiali nocivi, etc.

Combinazioni di (azioni) carico

Relativamente alle combinazioni di carico si possono identificare due tipologie e raggruppamenti (come ovvio): combinazioni agli stati limite ultimi (SLU) e combinazioni agli stati limite di servizio o, cioè che è lo stesso, esercizio (SLS oppure SLE) [4].

Si può tracciare lo schema di seguito riportato.



Si noti che le azioni eccezionali (quali urti, uragani, esplosioni, sismi in zona non sismica, etc.) agli SLU sono da considerarsi solo quando espressamente prescritte dalla norma. Infatti, le verifiche sono con-

dotte, generalmente, considerando la sola fondamentale ultima e non si effettuano verifiche, di regola, nei riguardi del raggiungimento degli stati limite (ultimi) per l'effetto delle azioni eccezionali [1].

Quale criterio generale, si può dire che le azioni si devono cumulare in modo da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche (tenendo anche conto della ridotta probabilità di accadimento simultaneo) [4] [5].

Si noti che le combinazioni di carico, sia allo stato limite ultimo che di esercizio, hanno carattere orientativo e sono da ritenersi valide per costruzioni civili e/o industriali di carattere corrente per le quali non sono definite leggi specifiche [6] [7].

*Combinazioni di carico agli SLU*

Le azioni di calcolo agli stati limite ultimi, intese quali **azioni fondamentali ultime** ed **eccezionali**, si calcolano secondo le relazioni (la forza di precompressione è, in questo contesto, nulla) di seguito riportate.

In dettaglio [6] [5]:

Azioni agli SLU	
Azione	Combinazione
fondamentale ultima [6]	$F_d = \gamma_g G_k + \gamma_p \underbrace{P_k}_{=0} + \gamma_q \left( Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \Psi_{0i} Q_{ik} \right) + \gamma_e F_{ek}$
eccezionale [8]	$F_d = G_k + Q_{dk} + \gamma_{ex} Q_{ex}$

Le azioni eccezionali, quali urti, uragani, esplosioni, etc.:

- sono da considerarsi solo ed esclusivamente quando prescritto e si combinano solo con i carichi di carattere permanente [8];
- il coefficiente  $\gamma_{ex} = 1.00 \div 1.50$  in relazione alla importanza dei danni cui potrebbe dar luogo il raggiungimento dello stato limite considerato [8].

Quindi, qualora si considerino azioni eccezionali, in ogni caso è necessario considerare anche la fondamentale ultima [8]. I coefficienti  $\gamma$  si possono desumere dalla seguente tabella (ricordando che il contributo delle deformazioni impresse, non imposte appositamente, deve essere trascurato se a favore di sicurezza [5]).

Coefficienti delle azioni agli SLU [6] [8]			
Coefficiente	corrente	Valore	
		se il contributo aumenta la sic.	diminuisce la sic.
$\gamma_g$	1.40	1.00	-
$\gamma_q$	1.50	0.00	-

*continua*

$\Psi_{0i}$	fabbricati per abitazione e/o uffici	$\geq 0.70$	-	-
-------------	--------------------------------------	-------------	---	---

neve e/o vento	$\geq 0.70$	-	-
$\gamma_e$	1.20	0.00	-
$\gamma_{ex}$	1.00÷1.50	-	-

**Combinazioni di carico agli SLS**

Le azioni di calcolo agli stati limite di servizio o esercizio riguardano tre diverse combinazioni di azioni [7].

Si può considerare il seguente prospetto ( $\gamma_g = \gamma_p = \gamma_q = 1$  [5]):

Azioni agli SLS	
Azione	Combinazione
Rara (CR)	$F_d = G_k + \underbrace{P_k}_{=0} + Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \Psi_{0i} Q_{ik}$
Frequente (CF)	$F_d = G_k + \underbrace{P_k}_{=0} + \Psi_{1i} Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \Psi_{2i} Q_{ik}$
Quasi permanente (CQP)	$F_d = G_k + \underbrace{P_k}_{=0} + \sum_{i=1}^n \Psi_{2i} Q_{ik}$

Gli effetti del fluage del conglomerato cementizio sono valutati in presenza delle combinazioni di carico quasi permanenti alle quali potrà applicarsi, specificamente, un adeguato e limitato fattore di maggiorazione [9]. I coefficienti presenti nelle precedenti scritture, in mancanza di informazioni adeguate, si possono desumere dal prospetto seguente (i valori riportati sono da considerarsi minimi):

Coefficienti delle azioni agli SLS [7] [5]			
Azione in	$\Psi_{0i}$	$\Psi_{1i}$	$\Psi_{2i}$
edifici per abitazione (carichi variabili)	0.70	0.50	0.20
uffici e negozi	0.70	0.60	0.30
autorimesse	0.70	0.70	0.60
vento e/o neve	0.70	0.20	0.00

**Sollecitazioni**

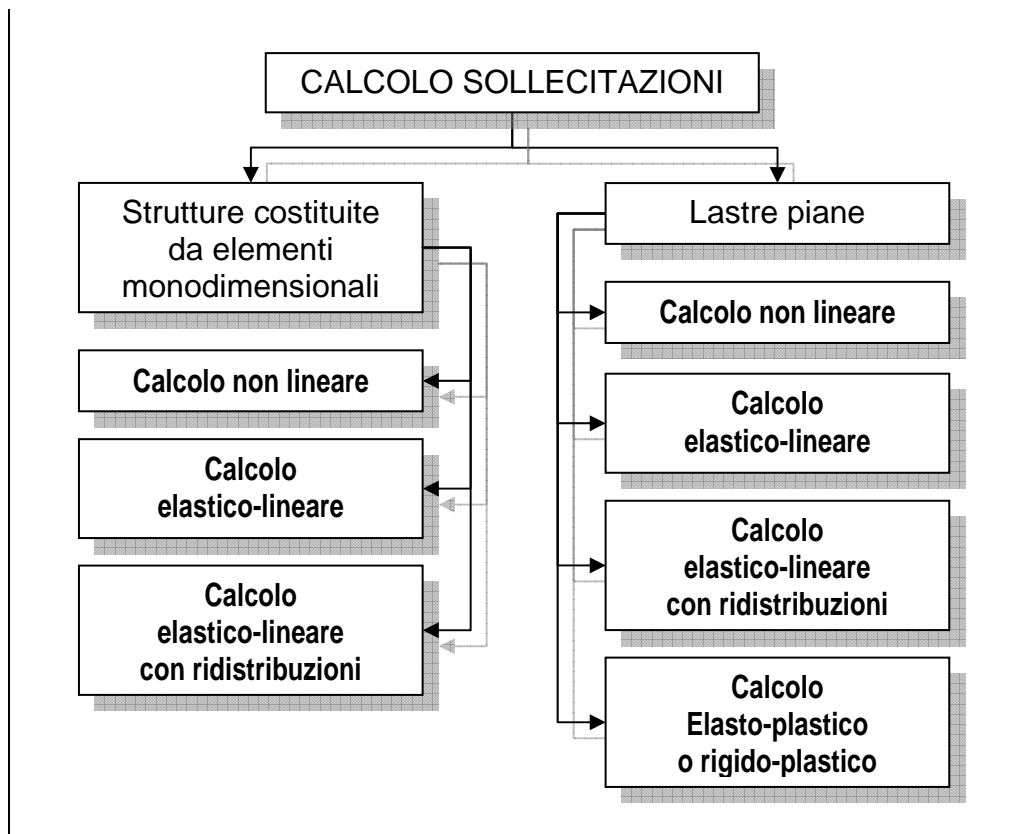
Il calcolo delle sollecitazioni, nelle strutture iperstatiche, si può effettuare ricorrendo a diverse metodologie.

Si possono distinguere le seguenti tipologie di strutture [10]:

- strutture costituite da elementi monodimensionali;
- lastre piane;

Per ognuna delle strutture indicate si possono considerare differenti metodi di calcolo. Lo schema riportato di seguito descrive l'iter di studio [11] [12].

**Calcolo delle sollecitazioni**



*Strutture costituite da elementi monodimensionali*

Il calcolo e la determinazione delle sollecitazioni nelle strutture iperstatiche, come premesso nel grafico precedente, può essere effettuato secondo tre differenti metodologie. Ossia [11]:

- calcolo non lineare;
- calcolo elasto-plastico;
- calcolo elastico-lineare con ridistribuzioni.

La norma non prevede alcun tipo di calcolo fondato sulla ipotesi di perfetta plasticità in quanto essendo il campo di validità ristretto a causa della limitata capacità di rotazione delle zone plasticizzate [13].

Per le tre metodologie si può esplicitare quanto segue.

Calcolo non lineare

Accettata, convenzionalmente, l'ipotesi che lo stato limite sia raggiunto attraverso un unico accrescimento della sollecitazione, proporzionale alle azioni applicate, il calcolo allo SLU deve essere effettuato per le combinazioni più sfavorevoli [14].

L'ipotesi appena formulata non può essere considerata [15]:

- in presenza di azioni rilevanti a fatica;
- in presenza di azioni con probabilità di verificarsi in modo ripetuto o alterno.

È tuttavia necessario conoscere, per ogni sezione, le legge momento-curvatura, rappresentante il comportamento a breve durata degli elementi (supposti costituiti da elementi aventi resistenze  $f_k$  introdotte nel progetto [14]), la cui integrazione, lungo l'asse dell'elemento stesso [14] definisce le condizioni di compatibilità.

Nell'analisi di telai o di travi continue le deformazioni dovute a sforzo normale e/o taglio si possono trascurare [15].

La norma permette un calcolo approssimato secondo tre diverse metodologie [15]:

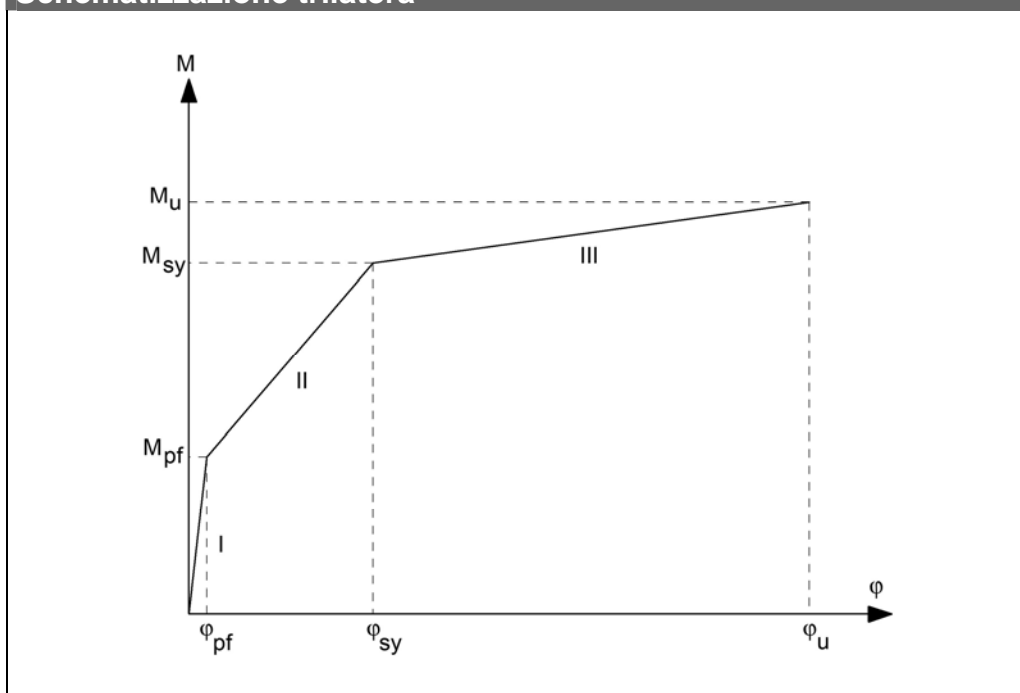
- l'adozione di leggi momenti-curvature per i tronchi elementari della struttura (raggiunta la fase plastica, tuttavia, la rotazione plastica nelle sezioni critiche dovrà essere limitata al valore  $\vartheta_{pl}$  fornito dalle norme);
- la concentrazione delle rotazioni plastiche nelle sezioni critiche [15] [14];
- la schematizzazione trilineare del diagramma momento-rotazione di ciascuna sezione critica, indicante il modo di derivazione a partire dai valori caratteristici [15].

Qualora si tratti di elementi soggetti prevalentemente a flessione, si può adottare un diagramma semplificato, una schematizzazione trilineare, del legame momento-curvature di ogni sezione critica [14].

Tale schematizzazione trilineare presenta tre fasi [14]:

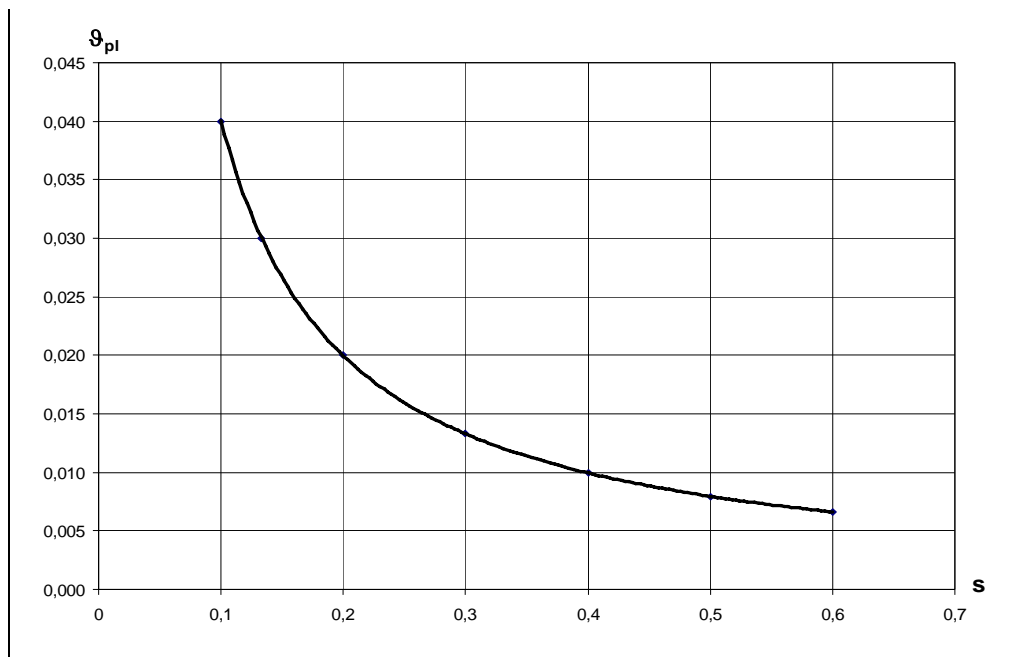
- fase I elastico-lineare;
- fase II fessurata;
- fase III plastica.

#### Schematizzazione trilatera



All'atto del collasso, la rotazione plastica, da supporre localizzata nella sezione critica, può essere valutata sulla base del diagramma empirico di seguito riportato (valido solo ed esclusivamente per sezioni rettangolari o a T) [14].

#### Diagramma empirico $\vartheta_{pl-s}$



In particolare, il diagramma mette in relazione la rotazione plastica  $\vartheta_{pl}$  con la posizione dell'asse neutro, relazionata all'altezza utile della sezione ( $s = x_c/h$ ), a rottura [14].

La rotazione plastica può essere messa in relazione alla curvatura della sezione mediante la legge:

$$\vartheta_{pl} = \varphi_u - \varphi_{sy}$$

Alternativamente, in prima approssimazione, si può calcolare il valore della rotazione plastica attraverso la seguente relazione:

$$\vartheta_{pl} = k_1 \cdot s^{-(1+k_2)}$$

con  $k_1 = 3.967 \cdot 10^{-3}$  e  $k_2 = 3.859 \cdot 10^{-3}$ .

Calcolo elastico  
lineare

Il calcolo elastico lineare può essere utilizzato sia agli stati limite ultimi che agli stati limite di esercizio [16].

Nel caso degli stati limite ultimi è necessario evitare situazioni di fragilità locale nella struttura [16].

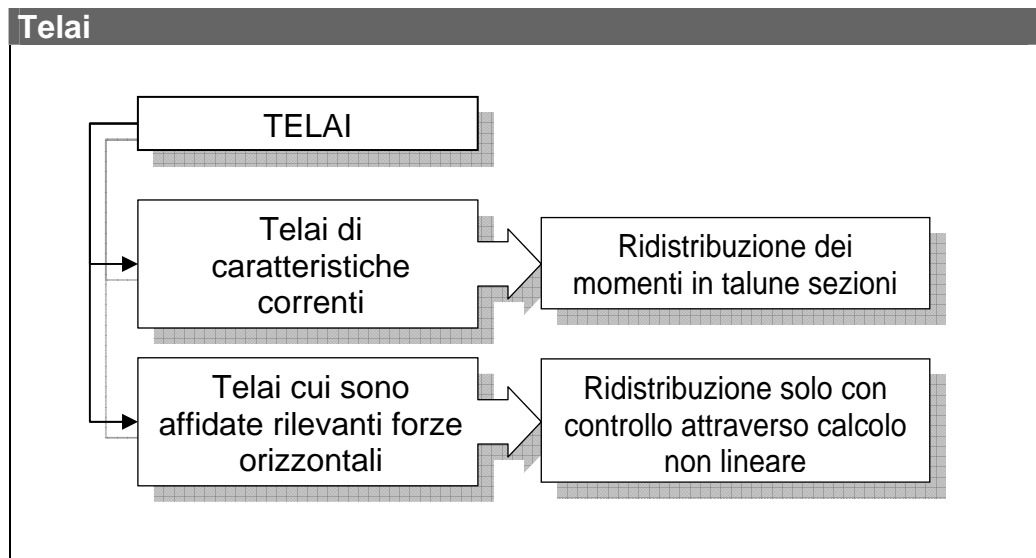
Nelle travi continue in cui il rapporto fra due luci adiacenti è inferiore a due, nelle travi di telai a nodi fissi e negli elementi soggetti prevalentemente a flessione, nella sezione critica il valore di  $s$ , di regola, deve essere tale da soddisfare [16]:

- $s \leq 0.45$  per calcestruzzi di resistenza  $f_{ck} \leq 350$  daN/cm<sup>2</sup>;
  - $s \leq 0.35$  per calcestruzzi di resistenza  $f_{ck} > 350$  daN/cm<sup>2</sup>;
- a meno di realizzare particolari disposizioni dell'armatura (es. sconfinamento) [16];

Calcolo elastico  
lineare con  
ridistribuzioni

La redistribuzione delle sollecitazioni non è sempre ammessa o giustificabile per cui si rende necessaria una accurata e dettagliata conoscenza sia della sollecitazione da trattare sia della struttura su cui è applicata.

Nel caso generale di telai, su cui agiscono sia forze verticali che forze orizzontali, si può considerare quanto riportato nel diagramma seguente [17].



In dettaglio:

- per le strutture a telaio di caratteristiche correnti si possono giustificare riduzioni, in alcune sezioni, dei momenti derivanti dal calcolo elastico lineare a patto che, nel complesso, la struttura sia comunque equilibrata. Ciò si traduce nel considerare nelle altre parti della struttura, dove non si è effettuata la redistribuzione, le corrispondenti variazioni su tutti gli aspetti del calcolo (ossia sulla flessione, taglio ancoraggio, interruzioni delle armature, fessurazioni, etc. [17]). Il momento da considerare, quindi, si può calcolare applicando il fattore  $\delta$  al momento  $M_e$ , ossia  $\delta M_e$ . Nelle travi di telai a nodi fissi, nelle travi continue in cui il rapporto fra due luci adiacenti è inferiore a due e negli elementi soggetti prevalentemente a flessione [17] si può omettere la verifica esplicita della capacità di rotazione nelle zone critiche a patto che [17]:
  - a) per calcestruzzi di resistenza  $f_{ck} \leq 350$  daN/cm<sup>2</sup>,  
 $\delta \geq 0.44 + 1.25s$ ;
  - b) per calcestruzzi di resistenza  $f_{ck} > 350$  daN/cm<sup>2</sup>,  
 $\delta \geq 0.56 + 1.25s$ ;
- per le strutture a telaio cui sono affidate rilevanti forze orizzontali sono ammesse le redistribuzioni similmente al primo punto solo se viene effettuato un controllo attraverso il calcolo non lineare [17].

*Lastre piane* Il calcolo, come premesso nel grafico, può essere effettuato secondo quattro differenti metodologie, sotto l'ipotesi che le sollecitazioni siano agenti prevalentemente perpendicolari al piano medio della lastra stessa [18]. Ossia:

- calcolo non lineare;
- calcolo elasto-plastico;
- calcolo elastico-lineare con ridistribuzioni;
- calcolo elasto-plastico o rigido-plastico.

Per le metodologie sopra riportate si può esplicitare quanto segue.

**Calcolo non lineare** Il calcolo può essere effettuato sia allo stato limite ultimo che allo stato limite di esercizio [19].

Il calcolo deve essere condotto utilizzando un adeguato diagramma momento-curvatura, o similmente momenti-rotazioni, che descrive le condizioni di compatibilità della deformazione. Il diagramma deve essere opportunamente ed oculatamente idealizzato (definito in modo tale da tener in conto la fessurazione) [19].

**Calcolo elastico lineare senza ridistribuzioni** Il calcolo può essere effettuato sia allo stato limite ultimo che allo stato limite di esercizio [20].

**Calcolo elastico lineare con ridistribuzioni** Il calcolo può essere effettuato sia allo stato limite ultimo che allo stato limite di esercizio [21].

Nelle lastre continue, fra le sezioni di appoggio e quelle di campata, si possono effettuare delle ridistribuzioni rispetto al calcolo elastico lineare secondo i metodi ed i criteri esposti per il calcolo elastico-lineare con ridistribuzioni per le strutture costituite da elementi monodimensionali [21].

Ai fini del controllo della duttilità, s deve essere calcolato senza il contributo dell'armatura in zona compressa [21].

**Calcolo elastoplastico o rigido-plastico** Il calcolo può essere effettuato sia allo stato limite ultimo che allo stato limite di esercizio.

In particolare, per la verifica allo SLU, si può applicare la teoria della plasticità sia per mezzo dei metodi statici sia per mezzo dei metodi cinematici [22].

Inoltre, allo SLU, ai fini del controllo della duttilità, s deve essere calcolato senza il contributo dell'armatura in zona compressa e deve risultare [22]:

$$s \leq 0.25$$

Per la verifica allo SLE, le verifiche dello stato limite di fessurazione e dello stato limite di deformazione non possono in nessun caso essere omesse [22].

**Riferimenti normativi**

- [1] Circolare 4 luglio 1996, n. 156, punto C.1.3
- [2] Circolare 4 luglio 1996, n. 156, punto C.3.1
- [3] DM 16 gennaio 1996, punto 3
- [4] Circolare 4 luglio 1996, n. 156, punto C.3.2
- [5] DM 9 gennaio 1996, Allegato, art. 7
- [6] Circolare 4 luglio 1996, n. 156, punto C.3.2.1
- [7] Circolare 4 luglio 1996, n. 156, punto C.3.2.2
- [8] Circolare 4 luglio 1996, n. 156, punto C.3.2.1.1
- [9] Circolare 15 ottobre 1996, n. 252, punto B.2
- [10] DM 9 gennaio 1996, punto 4.1
- [11] DM 9 gennaio 1996, punto 4.1.1
- [12] DM 9 gennaio 1996, punto 4.1.2
- [13] Circolare 15 ottobre 1996, n. 252, punto B.4
- [14] DM 9 gennaio 1996, punto 4.1.1.1
- [15] Circolare 15 ottobre 1996, n. 252, punto B.4.1
- [16] DM 9 gennaio 1996, punto 4.1.1.2
- [17] DM 9 gennaio 1996, punto 4.1.1.3
- [18] DM 9 gennaio 1996, punto 4.1.2
- [19] DM 9 gennaio 1996, punto 4.1.2.1
- [20] DM 9 gennaio 1996, punto 4.1.2.2
- [21] DM 9 gennaio 1996, punto 4.1.2.3
- [22] DM 9 gennaio 1996, punto 4.1.2.4

