

# ORDINE DEGLI INGEGNERI

Corso di aggiornamento sulla normativa sismica  
gen. 2007 – mar. 2007

## INTRODUZIONE AI METODI DI CONTROLLO DELLA SICUREZZA

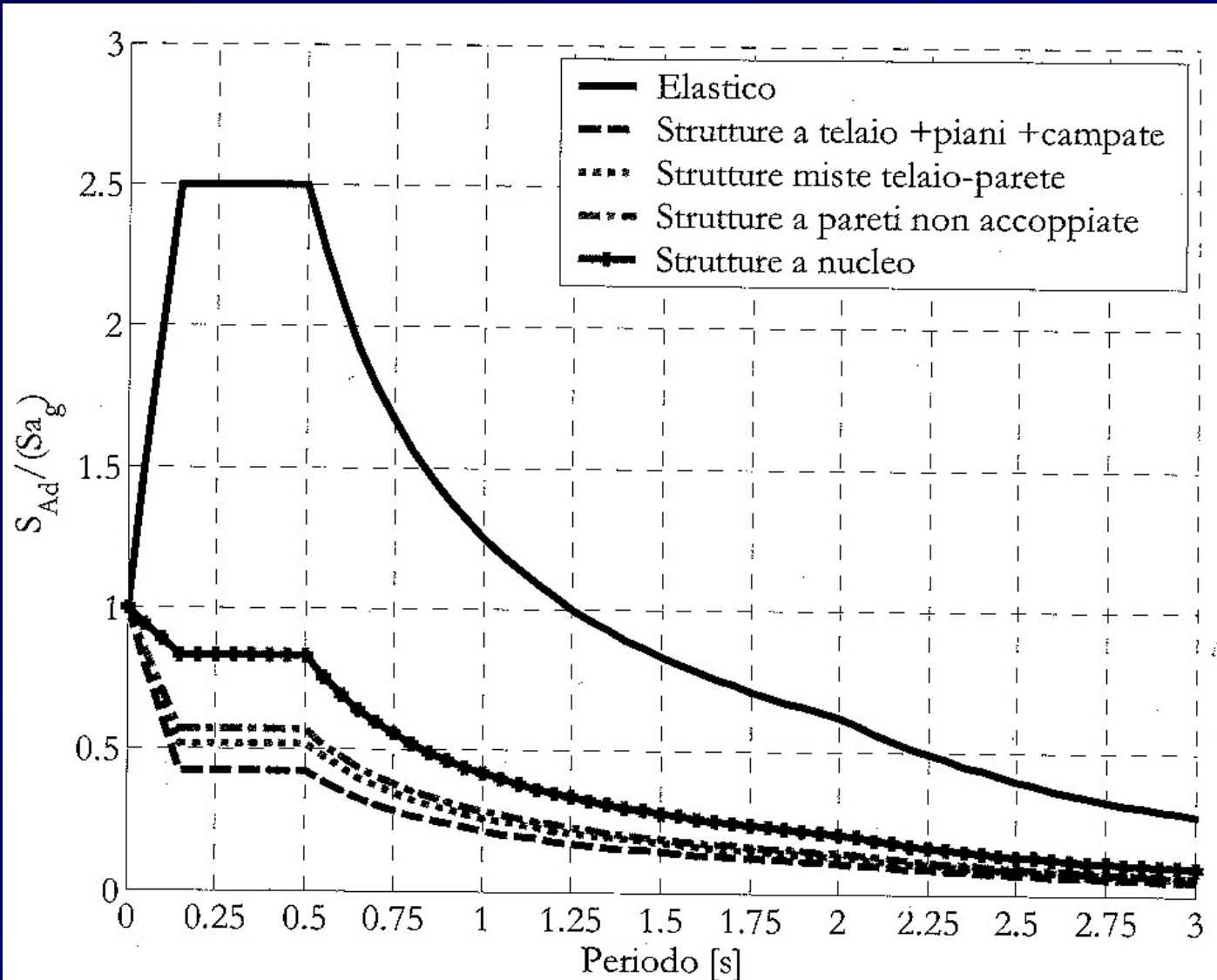


**Prof. Ciro FAELLA**

Dipartimento di Ingegneria Civile

Università di Salerno

# Spettro elastico e spettri di progetto



# Requisiti generali delle costruzioni dal punto di vista della funzionalità e della sicurezza

- **Le principali domande cui bisogna rispondere nel costruire riguardano come costruire in modo da garantire**
  - **che le strutture non crollino, poiché la perdita di vite umane è sempre inaccettabile,**
  - **che esse abbiano standard qualitativi elevati, ovvero siano adeguate alle funzioni per le quali sono costruite, ma**
  - **che siano poco costose e contemporaneamente durevoli, in quanto l'economicità della costruzione deriva sia dal costo iniziale di realizzazione dell'opera sia dal costo differito per garantirne con adeguata manutenzione la conservazione nel tempo.**

# PARAMETRI PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

- I parametri che influenzano il processo decisionale che converge nella definizione del progetto della generica struttura possono ricondursi essenzialmente ai seguenti:
  - le azioni cui la struttura deve resistere e quindi da considerare nel progetto;
  - le caratteristiche meccaniche dei materiali che costituiscono la struttura portante;
  - i modelli di calcolo che consentono la analisi strutturale per la determinazione delle sollecitazioni e della capacità di resistenza della generica struttura.

# Le azioni sulle costruzioni

- Le azioni da considerare si possono dividere in tre categorie:
  - azioni dirette costituite dal peso proprio, altri carichi fissi, carichi di esercizio, altri carichi variabili come neve, vento, sisma, azioni dinamiche;
  - azioni indirette determinate da variazioni termiche, deformazioni viscosi, ritiro, precompressione, cedimenti vincolari;
  - azioni chimico-fisiche dovute ad agenti aggressivi come ambienti chimicamente aggressivi, umidità, gelo.

# Problematiche relative

- Problema più complesso è la definizione dell'entità delle azioni da prendere in conto. Mentre infatti il peso proprio ed in parte i carichi fissi possono essere oggetto di una determinazione sufficientemente accurata, più difficile risulta definire valori per le azioni rimanenti. La definizione di valori di progetto non può prescindere da valutazioni probabilistiche che affondano le radici in valutazioni statistiche dei valori effettivamente osservati in condizioni simili.
- E' il caso del vento, della neve, delle variazioni termiche, delle deformazioni viscosse, delle azioni sismiche. La valutazione dell'entità delle azioni variabili deve poi tener conto della durata prevedibile della generica costruzione perché al crescere di questa aumenta la probabilità di azioni di maggiore intensità, ed inoltre della entità del danno che la sua inadeguatezza potrebbe determinare.
- Per questa ragione edifici suscettibili di grande affollamento o fondamentali per la protezione civile (ospedali, caserme dei vigili del fuoco, scuole, luoghi di culto, teatri) richiedono ai sensi delle moderne normative un maggior grado di sicurezza a parità di azioni, ovvero, un uguale grado di sicurezza per azioni più rilevanti e meno frequenti. Altre costruzioni, destinate ad una vita più breve, ovvero con scarsa incidenza sulla sicurezza delle persone, possono essere costruite con azioni variabili di minore entità.

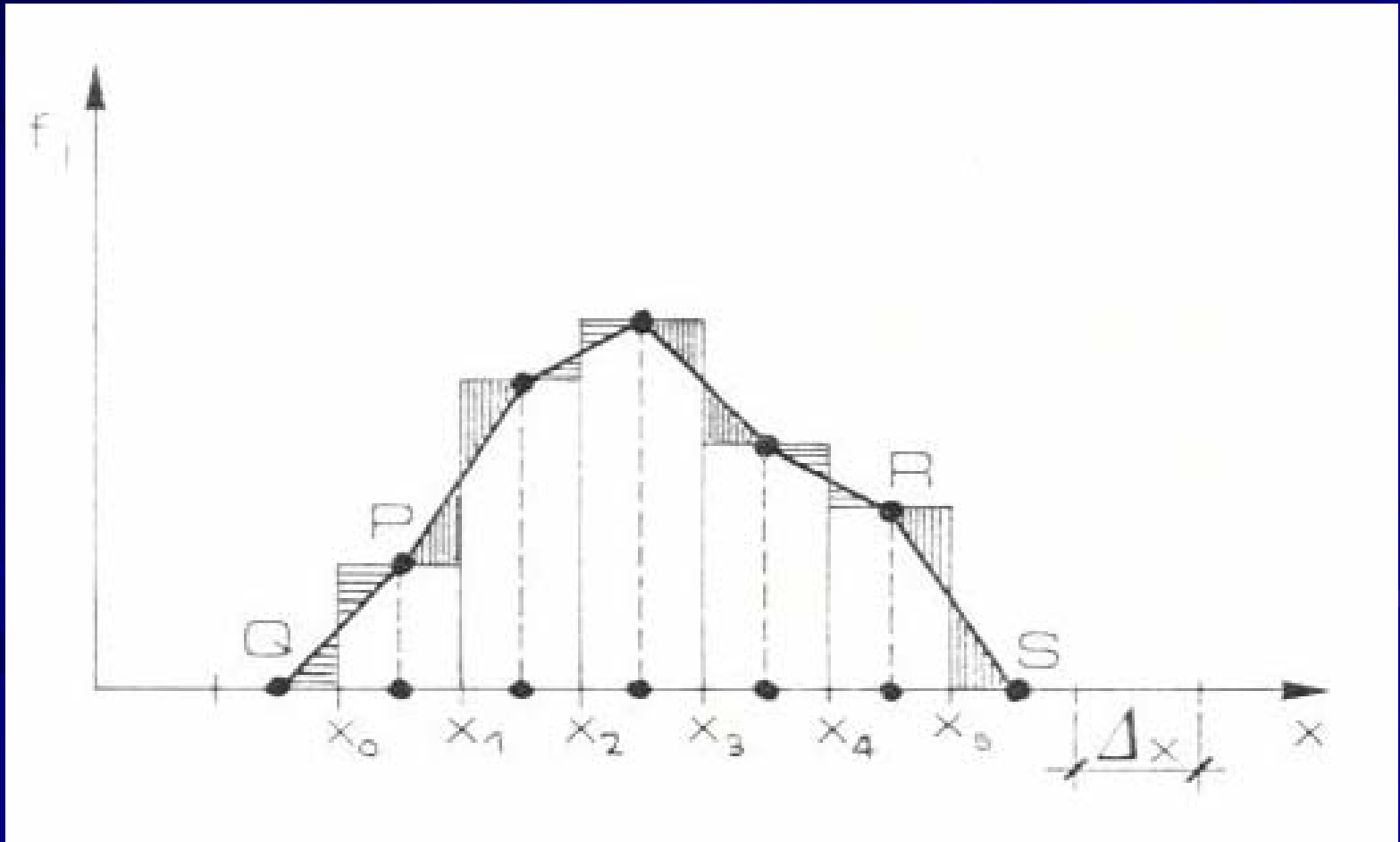


# Le caratteristiche dei materiali

- Le caratteristiche dei materiali rappresentano il secondo fattore fondamentale della sicurezza. Anche la resistenza dei materiali da costruzione non è esprimibile in forma deterministica in quanto essa è fortemente variabile pur in presenza di caratteristiche di produzione omogenee.
- Questo vale sia per l'acciaio da carpenteria o da c.a., sia, ed a maggior ragione, per il calcestruzzo nel quale si osserva una larga dispersione delle caratteristiche meccaniche in campioni nominalmente uguali ovvero caratterizzati dalla stessa composizione e dallo stesso procedimento di fabbricazione. Anche in questo caso come per le azioni di progetto, la definizione delle caratteristiche meccaniche dei materiali deve necessariamente derivare da una analisi probabilistica che tenga conto della dispersione delle caratteristiche meccaniche e definisca valori di riferimento con una prefissata probabilità.

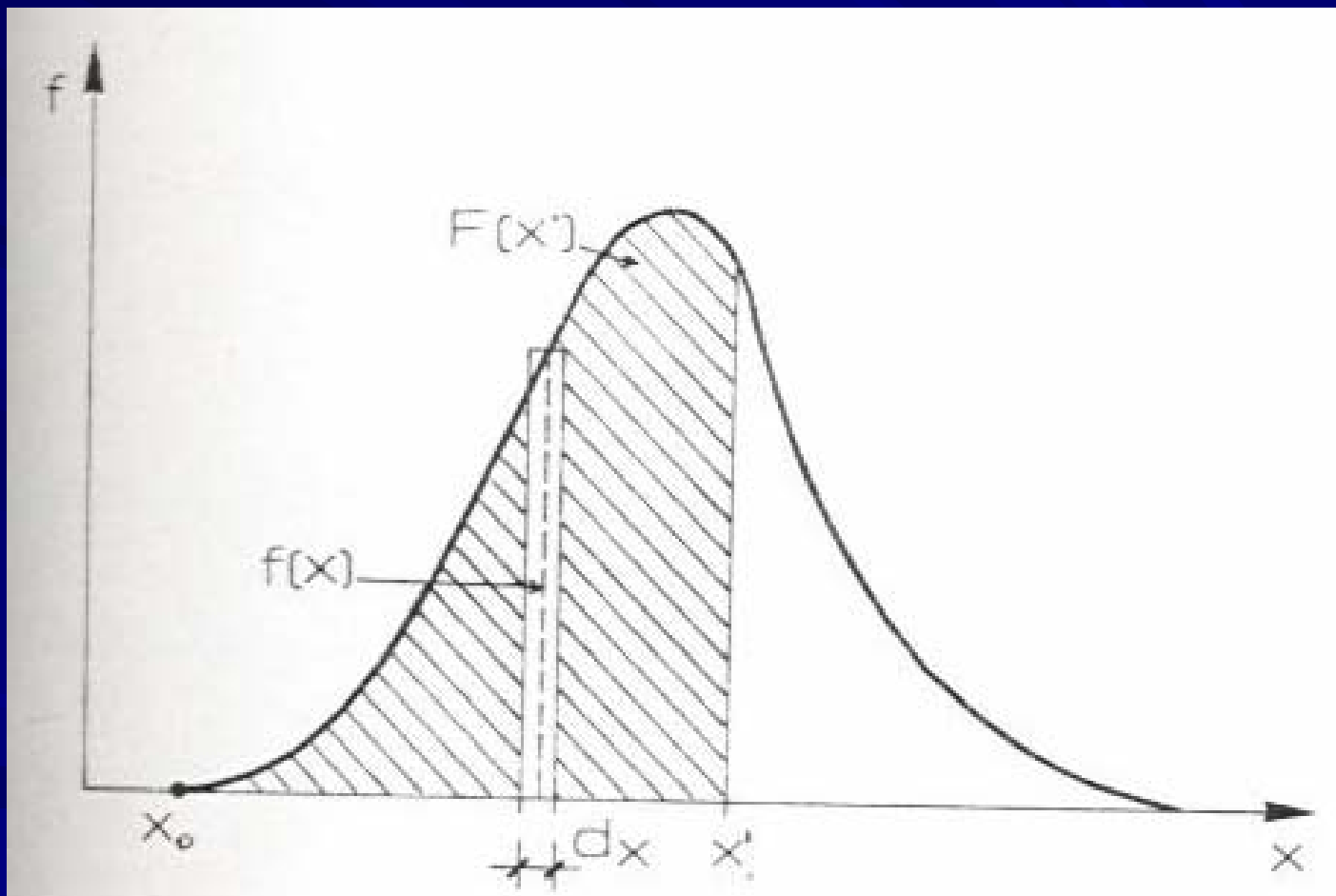
Caratteristiche aleatorie della resistenza del calcestruzzo:

# Istogramma della resistenza

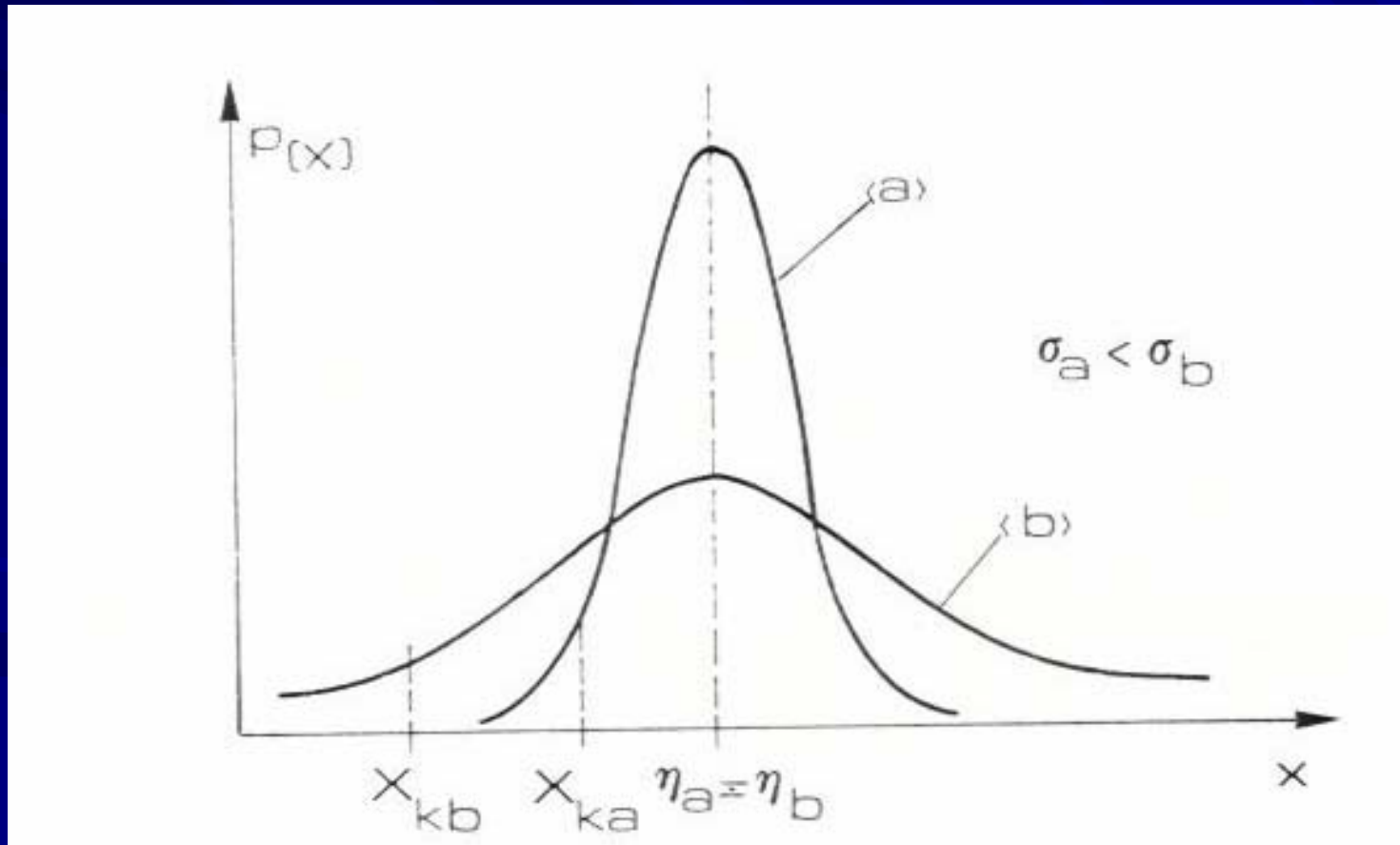




Al crescere dei campioni l'istogramma diventa curva di frequenza o di probabilità



# Curve di probabilità con diversa dispersione, valori caratteristici della resistenza



# I metodi di controllo della sicurezza

- Allo stato attuale la misura della sicurezza strutturale può essere effettuata sulla base di tre diverse metodologie:
  - il metodo elastico o delle tensioni ammissibili;
  - il metodo del calcolo a rottura;
  - L'approccio probabilistico, che dal punto di vista operativo si traduce in genere nel metodo semi-probabilistico agli stati limite.

# Il metodo delle tensioni ammissibili

- Nel metodo delle tensioni ammissibili si ammettono le ipotesi proprie del calcolo elastico lineare, come piccoli spostamenti, piccole deformazioni, vincoli lisci e bilaterali, cui segue il principio di sovrapposizione degli effetti.
- Si applica, pertanto, un calcolo delle sollecitazioni sostanzialmente elastico-lineare sulla base di opportuni modelli strutturali e con riferimento ai valori “caratteristici” delle azioni, corrispondenti ad una probabilità di essere superate del 5%.
- La verifica di sicurezza consiste nel garantire che in nessun punto della struttura siano prodotte deformazioni permanenti, assumendo peraltro un conveniente margine nei confronti di questa evenienza. Dal punto di vista operativo ciò si traduce nel controllare che in nessun punto vengano superati i limiti delle “*tensioni ammissibili*”, fissate per ogni materiale con riferimento alle resistenze caratteristiche degli stessi:

$$\sigma_{eq} \leq \left[ \sigma = \frac{R_k}{\gamma} \right]$$

# Il metodo delle tensioni ammissibili

- Nella relazione precedente  $\sigma_{eq}$  rappresenta la “*tensione equivalente*” nel punto, cioè quella tensione fittizia che in regime monoassiale di trazione o di compressione fornirebbe un moltiplicatore di crisi pari a quello relativo allo stato pluriassiale effettivo. La tensione equivalente si ricava dalla scrittura dei criteri di resistenza, che forniscono punto per punto la frontiera del dominio di elasticità, esprimibile mediante una equazione del tipo:

$$f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = 0$$

- Le tensioni ammissibili del generico materiale sono fissate a partire dalla resistenza caratteristica del materiale  $R_k$  ad un livello tale, definito dal coefficiente di sicurezza  $\gamma$ , da garantire che il comportamento dello stesso possa essere ritenuto elastico-lineare e che si determini un sufficiente margine di sicurezza rispetto al collasso per coprire le incertezze sulle azioni, sulla resistenza dei materiali, sulle imperfezioni esecutive, sul modello strutturale e sui metodi di valutazione delle sollecitazioni.

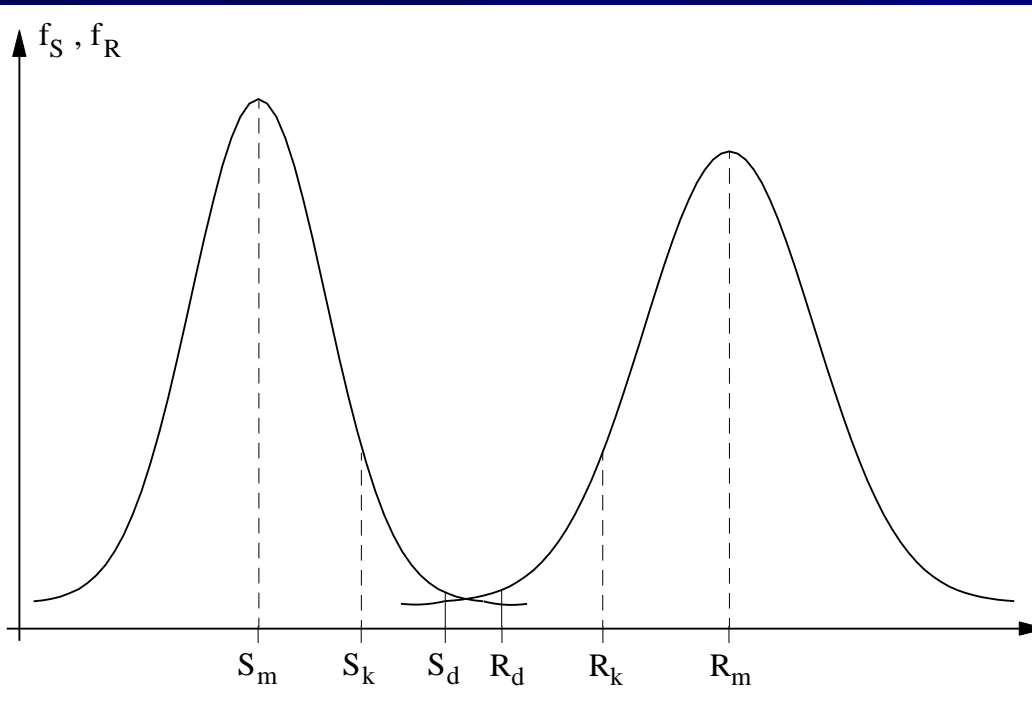
# Valutazione critica

- Il metodo alle t.a. ha il pregio di una grande semplicità di uso, connessa al fatto che consente di operare nell'ambito delle ipotesi del principio di sovrapposizione degli effetti, ma d'altra parte presenta una serie di insufficienze che ne hanno determinato il superamento.
- Le ragioni principali di critica sono da riscontrarsi nei seguenti punti:
  - il metodo delle tensioni ammissibili **non garantisce una sicurezza strutturale omogenea**, in quanto, a parità di tensione, al variare di geometria ed armatura delle sezioni nel c.a., del tipo di sollecitazione (sforzo normale, flessione, pressoflessione, taglio, torsione), del tipo di struttura (isostatica o iperstatica), possono corrispondere coefficienti di sicurezza differenti;
  - **il metodo non consente di valutare correttamente l'influenza delle distorsioni** (ritiro, viscosità, variazioni termiche) e di altri comportamenti non lineari (plasticizzazioni locali, fessurazione), in quanto eventuali deformazioni non lineari connesse a tali cause non necessariamente determinano una riduzione della sicurezza nei confronti delle azioni rimanenti (carichi permanenti e variabili, vento, sisma);
  - il metodo, prevedendo la somma di tutte le azioni al loro livello caratteristico (frattile superiore al 95% ) **non consente di differenziare la diversa probabilità delle combinazioni di carico e la loro diversa incidenza sulla sicurezza e sulla accettabilità delle generica struttura**: ad esempio è poco probabile che l'azione caratteristica (al 95%) di una azione variabile ed eccezionale come il vento si cumuli con il valore caratteristico di altri carichi variabili.



# METODO SEMIPROBABILISTICO AGLI STATI LIMITE

- *Definizione delle sollecitazioni e delle resistenze di progetto*



D  
e  
f  
i  
n  
i  
t  
i  
i  
n  
f  
a  
t  
t  
i

$$S_d \leq R_d$$

$$\gamma_S \cdot S_k \leq \frac{R_k}{\gamma_R}$$

# Metodi di analisi delle strutture ed elementi di analisi limite

- Nella verifica delle strutture agli stati limite, dovendosi considerare il comportamento non lineare dei materiali e delle strutture, sono necessarie metodologie generalmente diverse da quelle lineari per l'analisi delle strutture e per la verifica delle sezioni.
- In particolare nelle strutture iperstatiche il calcolo delle sollecitazioni allo stato limite ultimo nelle sezioni può essere eseguito seguendo diverse strade che in diverso modo tengono conto del comportamento non lineare delle membrature in prossimità dello stato limite.
- Si considerano a livello normativo quattro diversi modi di analisi delle strutture, fissando per ciascuno criteri e limiti di applicazione:
  - A) calcolo elastico lineare senza redistribuzione delle sollecitazioni;
  - B) calcolo elastico lineare con redistribuzione delle sollecitazioni;
  - C) calcolo plastico;
  - D) calcolo non lineare.

# A) Calcolo elastico-lineare senza redistribuzione delle sollecitazioni

- Il primo metodo di analisi delle sollecitazioni non differisce da quello normalmente usato nell'ambito del tradizionale metodo di verifica della sicurezza alle tensioni ammissibili. Trova giustificazione nel fatto che dimensionando le membrature in modo tale che le caratteristiche della sollecitazione resistenti nelle sezioni siano maggiori di quelle sollecitanti, per le condizioni di carico previste, con un calcolo elastico allo s.l.u., la deviazione dal comportamento lineare delle sezioni è relativamente contenuta e quindi non condiziona in maniera significativa il risultato delle verifiche.
- Infatti la deviazione dal comportamento lineare, che a stretto rigore influenza le caratteristiche della sollecitazione nelle strutture iperstatiche fin dalle prime fessurazioni, è rilevante quando le armature superano lo snervamento ovvero il calcestruzzo è sollecitato oltre il 60% della resistenza caratteristica.
- L'approssimazione implicitamente ammessa non è qualitativamente diversa da quella normalmente accettata nelle verifiche alle tensioni ammissibili in cui si ammette un comportamento lineare elastico delle membrature in c.a. trascurando gli effetti sulla rigidità della fessurazione del

# B) Calcolo elastico-lineare con redistribuzione delle sollecitazioni

- Il secondo metodo di verifica assume come punto di partenza per l'analisi delle sollecitazioni un calcolo elastico lineare ma consente la redistribuzione dei momenti.
- Da un punto di vista operativo, una volta determinata con i consueti metodi elastici lineari la distribuzione delle sollecitazioni, si correggono i valori delle sollecitazioni  $M_e$  in alcune sezioni critiche, generalmente nelle sezioni di momento negativo, mediante un coefficiente riduttivo  $\delta$  [ $<1$ ]:

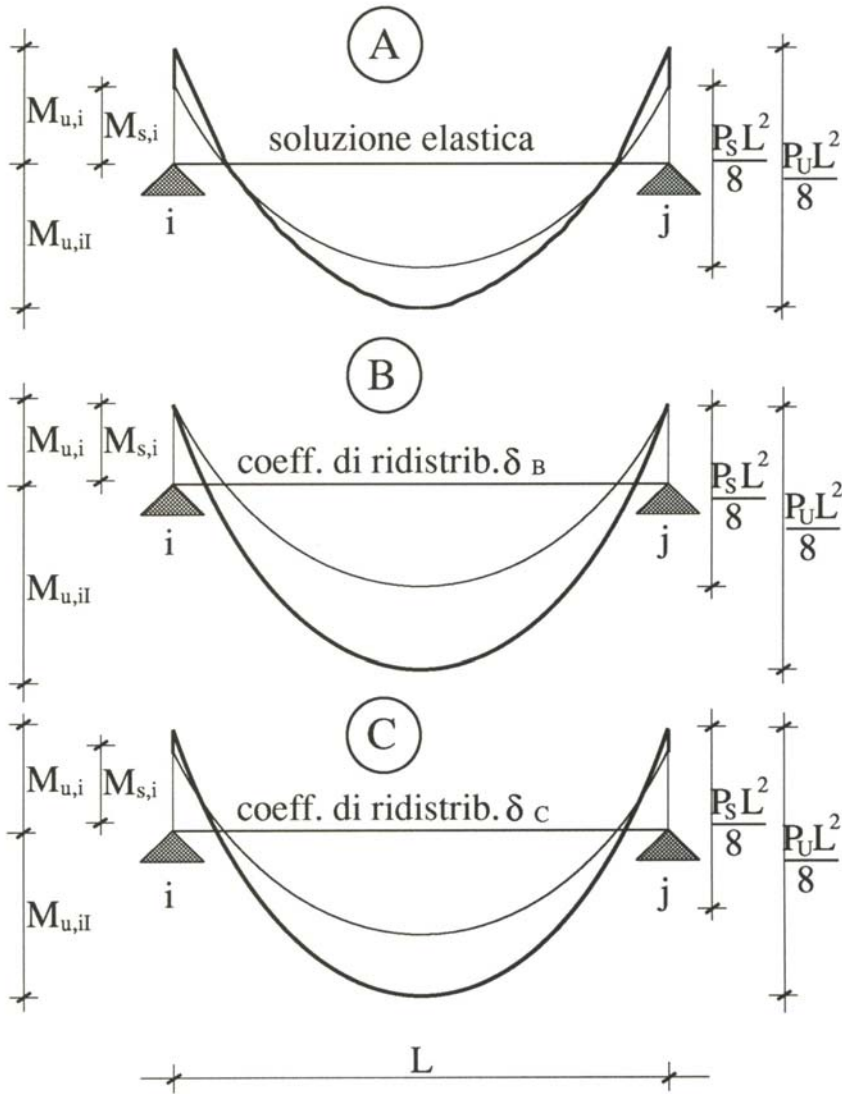
$$M_r = \delta \cdot M_e$$

- I momenti in campata nelle aste della struttura in cui sono stati variati i momenti nodali vanno poi corretti per il rispetto dell'equilibrio.
- Tale metodo è applicabile a travi continue o a telai a nodi fissi in cui cioè le forze orizzontali sono assenti o affidate ad altre strutture. Il coefficiente riduttivo  $\delta$  è legato alla duttilità delle sezioni critiche in cui si opera la redistribuzione e, poiché la duttilità delle sezioni critiche decresce al crescere dell'asse neutro adimensionale ( $y_c/d$ ), il coefficiente di redistribuzione  $\delta$  viene limitato, secondo la normativa italiana, dalle seguenti condizioni:

$$\delta \geq 0.44 + 1.25 \cdot \frac{y_c}{d}$$

$$0.75 \leq \delta \leq 1$$

- La relazione precedente consente il massimo di redistribuzione ( $\delta=0.75$ ) quando è massima la duttilità delle sezioni critiche ( $y_c \leq 0.25d$ ); non consente redistribuzione dei momenti quando le sezioni critiche hanno un asse neutro maggiore di  $0.45d$ .



$$\delta_B = \frac{M_{u,i}(B)}{M_{u,i}(A)}$$

$$\delta_C = \frac{M_{u,i}(C)}{M_{u,i}(A)}$$

Ridistribuzione dei momenti

# Considerazioni sul metodo

- In sintesi il metodo sopra descritto si presenta come l'applicazione del metodo statico alle strutture in c.a.; infatti nel progetto delle membrature si adotta un **campo di sollecitazioni staticamente ammissibili** (ovvero equilibrate con i carichi esterni e che non violano le condizioni di plasticizzazione in quanto tali sollecitazioni sono assunte come sollecitazioni di progetto), con alcune limitazioni finalizzate a commisurare la capacità rotazionale richiesta con quella disponibile.
- A tale scopo si limita il coefficiente di redistribuzione in un campo di variazione relativamente poco diverso dall'unità ( $0.75 \leq \delta \leq 1$ ) imponendo in tal modo che la distribuzione dei momenti di progetto sia non troppo diversa da quella fornita da un calcolo elastico; inoltre si correla il coefficiente di redistribuzione alla capacità rotazionale disponibile attraverso  $y_c/d$ .



# C) Calcolo plastico

- Il calcolo plastico, consentito dall'EC2 per le travi continue con luci poco variabili, può applicarsi come il metodo precedente correggendo i momenti derivati da un calcolo elastico senza le limitazioni su  $\delta$ .
- Occorre però controllare che le sezioni critiche siano effettivamente duttili, verificando che risulti:

$$y_c \leq 0.25 d$$

- E' il caso di sottolineare che dal momento che le verifiche allo s.l.u. possono prescindere dalla distribuzione elastica delle sollecitazioni, diventano importanti e fortemente limitative le verifiche tensionali in condizioni di servizio.
- Infatti per i carichi di servizio le tensioni di lavoro potrebbero essere troppo elevate o anche superare i limiti elastici. A tale riguardo la normativa richiede verifiche tensionali di servizio.
- L'EC2, ad esempio, impone limiti tensionali in condizioni di servizio:
- - *per le condizioni di carico semipermanenti*

$$\sigma_{c,\text{lim}} = 0.45 f_{ck} \quad [= 0.45 \cdot 0.83 \cdot R_{ck}]$$

$$\sigma_{s,\text{lim}} \leq 0.80 f_{yk}$$

- - *per le condizioni di carico frequenti e rare*

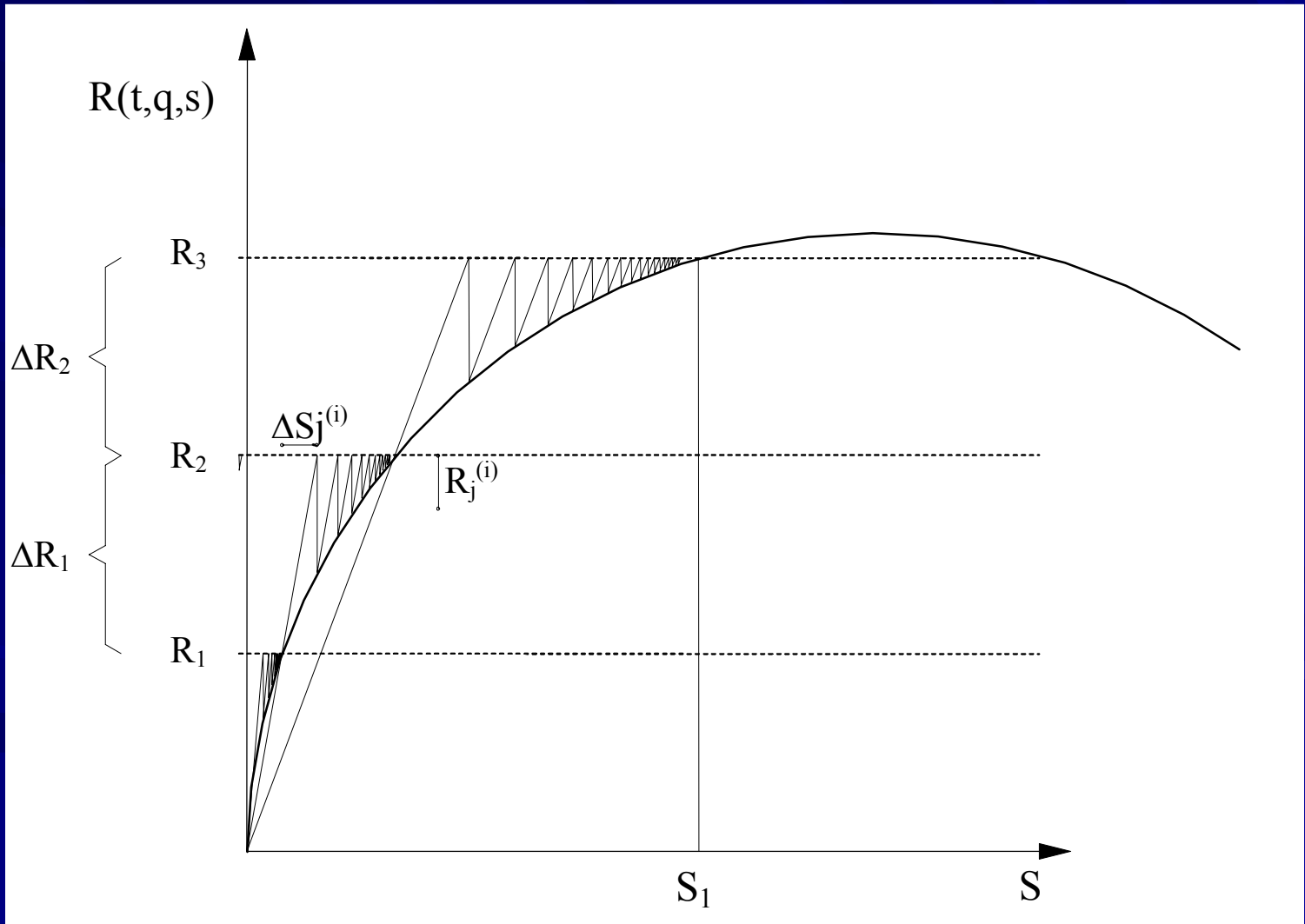
$$\sigma_{c,\text{lim}} \leq 0.60 f_{ck} \quad [= 0.60 \cdot 0.83 \cdot R_{ck}]$$

$$\sigma_{s,\text{lim}} \leq 0.80 f_{yk}$$

# D) Calcolo non lineare

- Il calcolo non lineare si basa sulla utilizzazione di legami momento-curvatura delle sezioni o momento-rotazione nelle sezioni critiche non lineari per effetto della fessurazione e del comportamento non lineare dei materiali.
- L'utilizzazione di tali legami può essere consentita da procedimenti iterativi al passo, basati sul fatto che ad ogni passo di carico le rigidezze delle membrature mutano per effetto del comportamento non lineare ed è quindi necessario modificare progressivamente la matrice di rigidezza della struttura (secante o tangente) fino al raggiungimento del collasso nella sezione critica per il raggiungimento di un limite di deformazione.

# Analisi non lineare



# Definizione degli stati limite

Gli **stati limite di servizio**, possono derivare da prescrizioni legate alle prestazioni che si richiedono nel caso specifico e sono principalmente derivati da:

- eccessiva fessurazione;
- eccessiva deformazione;
- eccessiva corrosione o degradazione;
- eccessiva vibrazione.

Tali stati limite, pur non riguardando direttamente la sicurezza, condizionano la funzionalità della costruzione, la sua durabilità, i suoi costi di manutenzione e, quindi, l'accettabilità della costruzione stessa.

Gli **stati limite ultimi** possono derivare invece da:

- perdita di equilibrio di una parte o dell'insieme della struttura, considerata come un corpo rigido;
- rottura localizzata della struttura per azioni statiche;
- collasso per trasformazione della struttura o di una sua parte in un meccanismo;
- instabilità per deformazione;
- rottura localizzata della struttura per fatica;
- deformazioni plastiche o di fluage, fessurazioni o scorrimenti di giunti che conducano ad una modifica della geometria, tale da rendere necessaria la sostituzione della struttura o di sue parti fond.;
- degradazione o corrosione, che rendano necessaria la sostituzione

# Combinazioni di carico allo stato limite ultimo

- Il *metodo di verifica semiprobabilistico agli stati limite* evidenzia nella sua stessa definizione l'attenzione al fatto che il comportamento delle strutture dipende da grandezze aleatorie, che riguardano sia la resistenza dei materiali, sia l'intensità ed il tipo di permanenza delle azioni (carichi di breve o lunga durata, carichi ripetuti), sia la geometria della struttura con le imperfezioni conseguenti, sia l'adeguatezza dei modelli di calcolo adottati.
- Tale considerazione ha come immediata conseguenza che le verifiche delle strutture andrebbero condotte correttamente solo con *metodi probabilistici*, controllando che la probabilità del manifestarsi di una deficienza strutturale, che consiste nel superamento di un determinato stato limite, si mantenga sufficientemente bassa. Un approccio di questo tipo richiede un impegno calcolativo generalmente troppo elevato ed avrebbe senso solo se le grandezze aleatorie fossero conosciute tutte con grande accuratezza; pertanto i metodi di verifica proposti dalle normative, *metodi semiprobabilistici*, si accontentano di valutare separatamente lo stato di sollecitazione da una parte e la resistenza della struttura dall'altra per assegnati livelli di probabilità, controllando che le sollecitazioni così determinate si mantengano sufficientemente al di sotto delle resistenze corrispondenti.



# Aspetti basilari del metodo

## <semiprobabilistico agli stati limite>

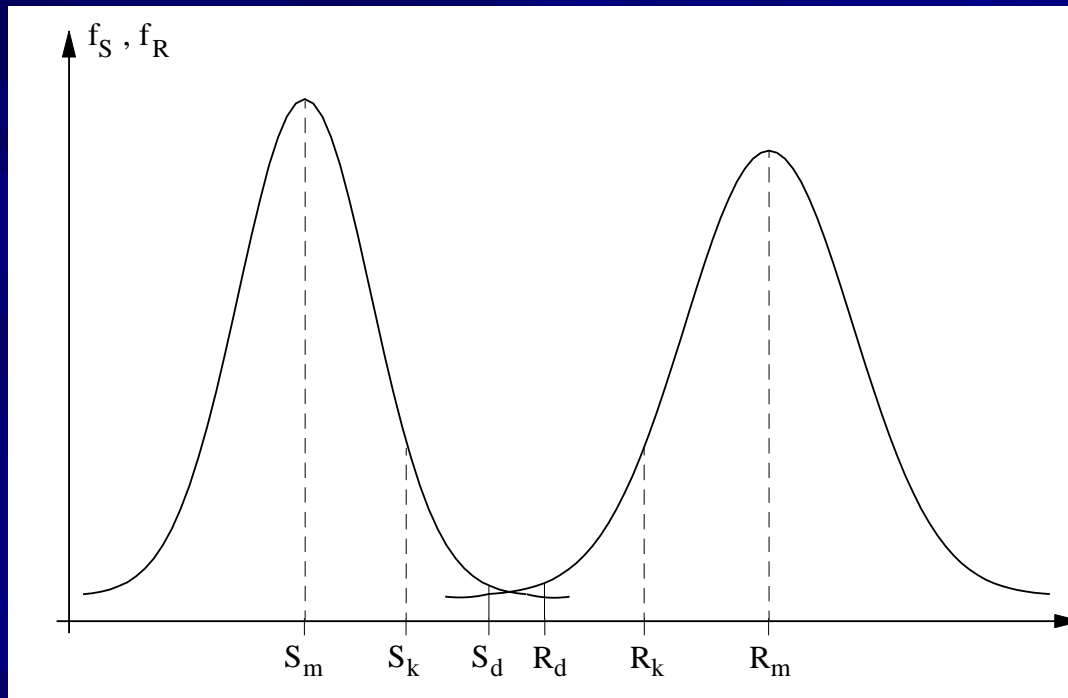
- l'adozione di valori caratteristici per tutte le grandezze di cui si voglia considerare il carattere aleatorio, come **le resistenze dei materiali e l'intensità delle azioni**;
- per le resistenze si definiscono i valori caratteristici come i frattili di ordine 0.05 delle rispettive distribuzioni statistiche; per le azioni si definiscono come valori caratteristici frattili di ordine 0.95, quando ai fini della sicurezza sono rilevanti i valori maggiori delle stesse, ovvero i frattili di ordine 0.05 nel caso contrario;
- la trasformazione dei valori caratteristici innanzi descritti in valori di calcolo adeguati allo stato limite considerato mediante l'applicazione di coefficienti  $\gamma_m$  e  $\gamma_f$  con lo scopo di coprire le incertezze non considerate nelle curve di distribuzione dei materiali e delle azioni e di adeguare il livello di probabilità delle resistenze e delle sollecitazioni a valori compatibili con la sicurezza richiesta per i vari tipi di verifica;
- in particolare le resistenze di calcolo si ottengono dividendo le resistenze caratteristiche per  $\gamma_m$ , le azioni di calcolo moltiplicando quelle caratteristiche per i coefficienti  $\gamma_f$ ;
- il controllo che i valori effettivi delle caratteristiche di resistenza di calcolo (resistenze di sezioni, di membrature, deformazioni limite) non siano superati dalle caratteristiche di sollecitazione di calcolo (sollecitazioni dovute alle azioni di calcolo, deformazioni).



# I coefficienti parziali di sicurezza

- I coefficienti  $\gamma_m$  per la determinazione delle resistenze di calcolo del calcestruzzo e dell'acciaio per c.a. e c.a.p. secondo la normativa nazionale (D.M. 09/01/1996 ), valgono:
  - calcestruzzo:  $\gamma_m = 1.60$
  - acciaio da c.a. e c.a.p.:  $\gamma_m = 1.15$
- I coefficienti  $\gamma_f$  amplificativi delle azioni per ottenere i valori di calcolo delle stesse, valgono invece con riferimento ai diversi tipi di azioni:
  - azioni permanenti  $G_k$   $\gamma_g = 1.4$  (1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)
  - azioni da precompressione  $P_k$   $\gamma_p = 0.85$  (1.2 se il suo contributo diminuisce la sicurezza)
  - azioni variabili  $Q_{ik}$   $\gamma_q = 1.5$  (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)
- Per la definizione delle combinazioni di carico allo stato limite ultimo vengono altresì definiti i coefficienti di combinazione  $\psi_{0i} < 1$ , che servono a determinare il valore di combinazione di una azione variabile da adottare in presenza di altra azione variabile assunta con il suo valore di progetto.

Definiti infatti i valori caratteristici  $S_k$  e di calcolo  $S_d$  delle sollecitazioni ed i valori caratteristici  $R_k$  e di calcolo  $R_d$  delle resistenze delle sezioni, tale controllo si riconduce alla verifica della disequaglianza:  $S_d \leq R_d$  il cui significato è facilmente desumibile dalla figura.



■ *Definizione delle sollecitazioni e delle resistenze di progetto*

# Combinazioni di carico allo s.l.u.

- Nelle verifiche allo s.l.u. le combinazioni di carico si possono esprimere nel modo seguente:

$$F_d = \gamma_g G_k + \gamma_p P_k + \gamma_q \cdot \left[ Q_{1k} + \sum_{i=2}^n (\psi_{oi} Q_{ik}) \right]$$

- Tale relazione esprime in forma simbolica che le condizioni di carico allo s.l.u., devono prevedere i carichi amplificati ( $\gamma \cdot G_k$ ), le azioni della precompressione amplificate o ridotte a seconda della condizione più sfavorevole ( $\gamma_p \cdot P_k$ ), i carichi variabili amplificati ( $\gamma_q \cdot Q_k$ ). In presenza di più carichi variabili il primo viene considerato per intero, i rimanenti vengono corretti dai coefficienti di combinazione ( $\psi_{oi}$ ).
- Il ruolo dei coefficienti  $\gamma$  e  $\psi$  è di determinare combinazioni di carico di una prefissata probabilità, differenziando le verifiche agli s.l.u. da quelle agli s.l.s., in cui diverse sono le probabilità di riferimento. In particolare le combinazioni di carico per le verifiche agli s.l.u. hanno una probabilità di accadimento molto inferiore a quella di riferimento per le verifiche di servizio.

# Combinazioni di carico allo s.l.s.

- Le azioni da considerare per tali verifiche sono quelle normalmente presenti nella vita della struttura; possono al riguardo distinguersi le azioni quasi permanenti, costituite dal peso proprio, dai carichi fissi e da una quota modesta dei carichi accidentali, e le azioni frequenti costituite dal peso proprio, dai carichi fissi e da una quota maggiore di carichi variabili. In particolare, carichi come il vento e la neve non sono in genere da considerarsi nelle condizioni di carico quasi-permanenti, mentre possono considerarsi nelle condizioni di carico frequenti con percentuali ridotte (dell'ordine del 20%).
- Le azioni negli s.l.s. sono assunte con i loro valori caratteristici ( $\gamma_g = \gamma_p = \gamma_q = 1$ ), in rapporto al diverso tipo di permanenza delle azioni, che determina un diverso effetto sulla struttura, come ad esempio la corrosione e gli effetti viscosi; si ottengono diversi tipi di combinazioni di carico:
- combinazioni rare, combinazioni frequenti, combinazioni quasi permanenti:

$$= G_k + P_k + Q_{1k} + \sum_{i=2}^n (\psi_{1i} Q_{ik})$$

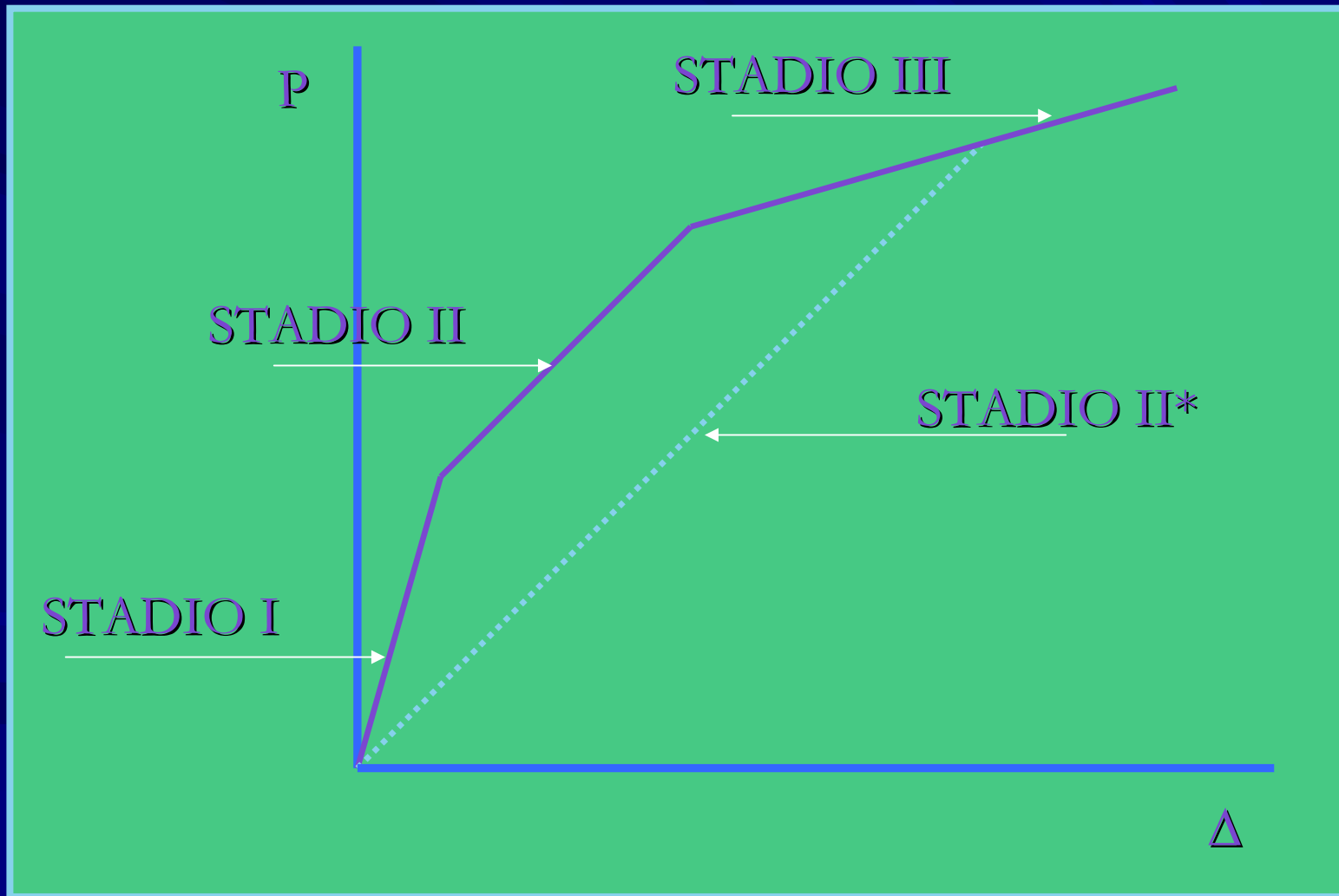
$$F_d = G_k + P_k + \psi_1 Q_{1k} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} Q_{ik})$$

$$F_d = G_k + P_k + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} Q_{ik})$$

- $\psi_1$  = coefficiente atto a definire i valori delle azioni corrispondenti a frattili di ordine 0.95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- $\psi_2$  = coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni corrispondenti a valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

- Lo stato limite ultimo più frequente nelle strutture in c.a. è lo stato limite per tensioni normali ovvero lo stato limite di sezioni presso/tenso-inflesse. Tale stato limite riguarda pertanto in maniera unitaria i casi di flessione, pressoflessione e tensoflessione.
- Dal punto di vista del comportamento, le sezioni sottoposte a sollecitazioni di presso-tensoflessione con flessione prevalente, attraversano tre diverse fasi al crescere della entità delle sollecitazioni:

la prima fase è caratterizzata dalla assenza di fessure e quindi da un comportamento a sezione integra o non parzializzata;  
la seconda fase è caratterizzata dalla fessurazione delle sezioni e quindi dalla parzializzazione delle stesse mentre i materiali sono ancora elastici;  
la terza fase, è caratterizzata dalla non linearità dei legami costitutivi essendo i materiali sollecitati a livelli tensionali prossimi alla rottura.



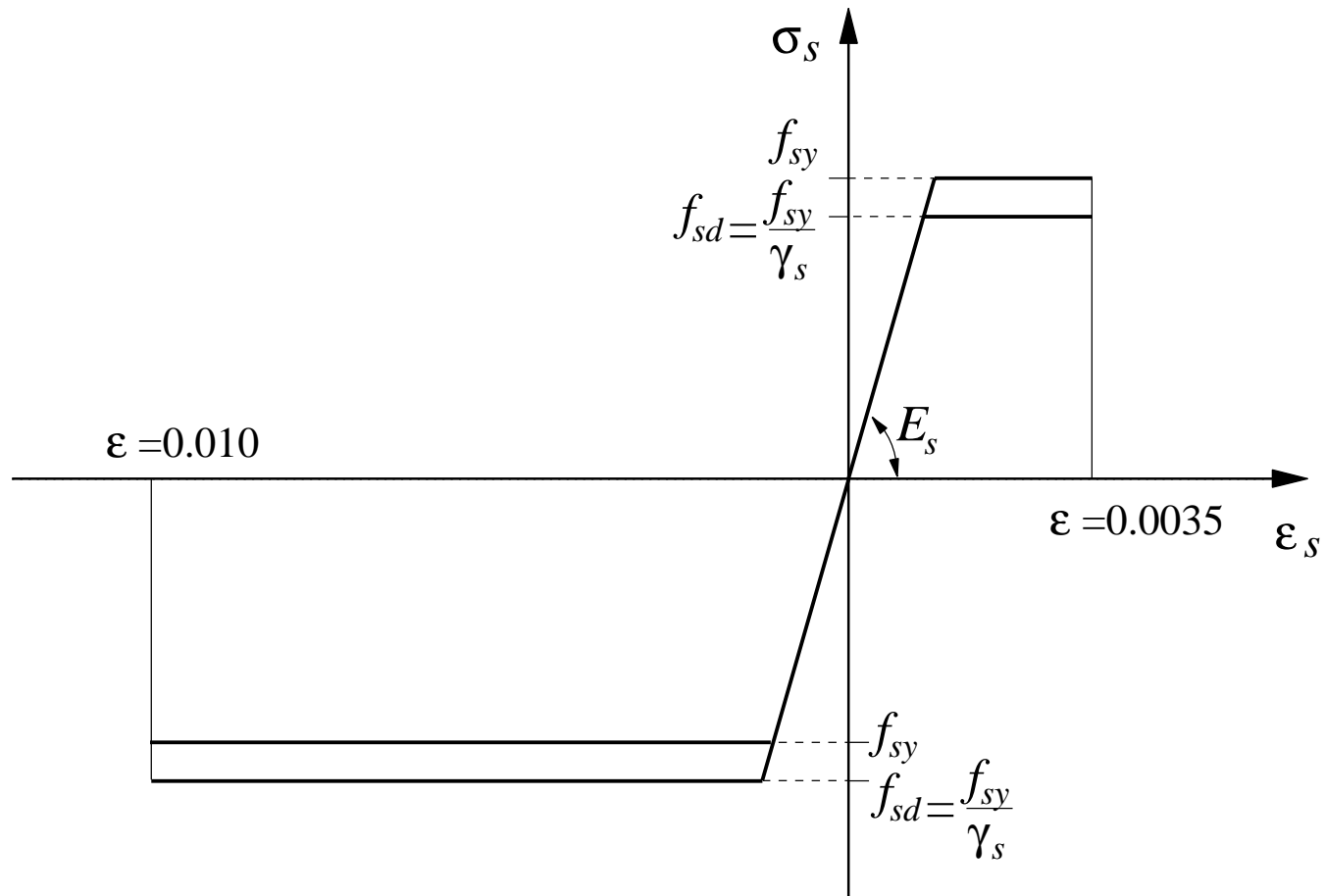


# Ipotesi di base e legami costitutivi

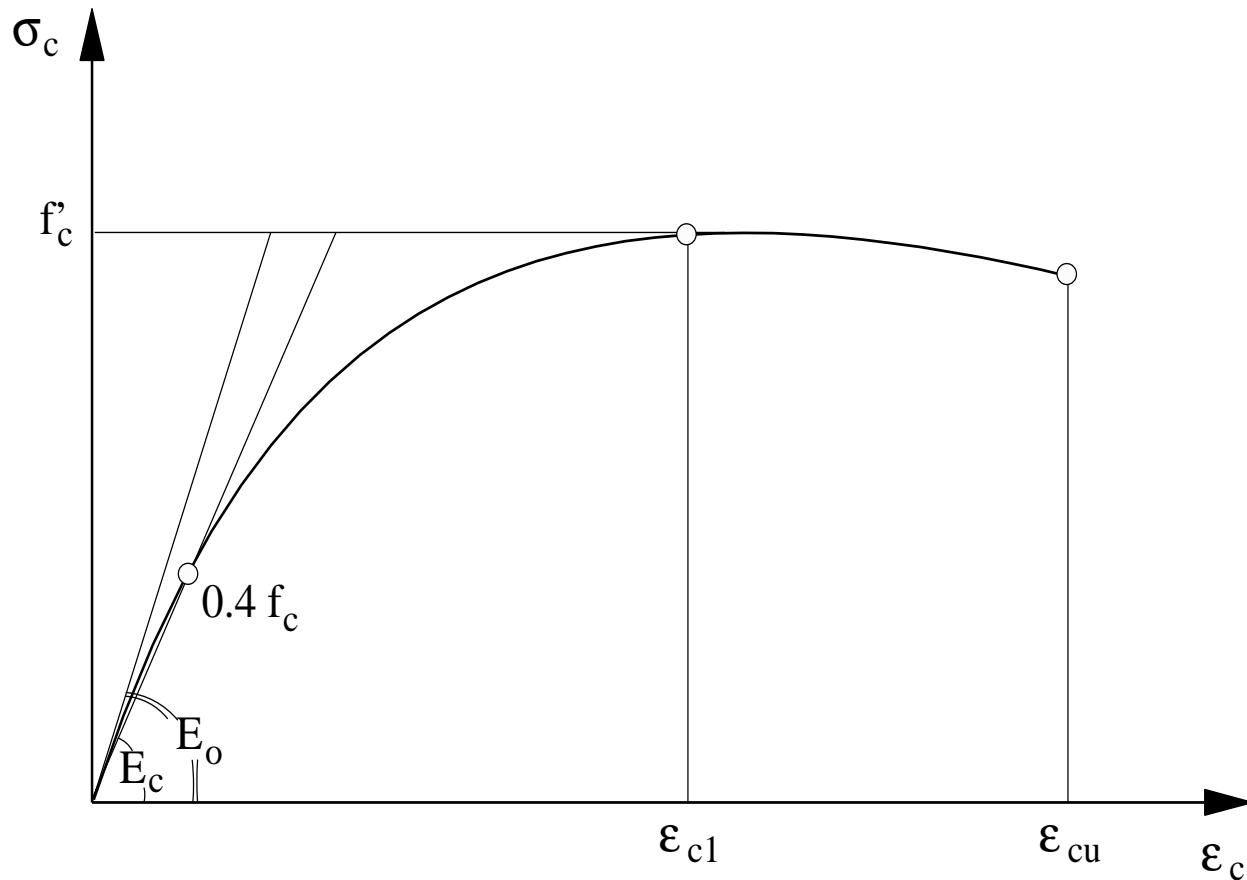
*Per la determinazione delle caratteristiche ultime di sezioni in c.a. presso-tenso inflesse si assumono le consuete ipotesi alla base della teoria tecnica:*

- conservazione delle sezioni piane;
- omogeneità ed isotropia del calcestruzzo in zona compressa e della armatura;
- aderenza tra calcestruzzo ed acciaio;
- trascurabilità della resistenza a trazione del calcestruzzo.

# Legame costitutivo per l'armatura metallica



# Legame costitutivo per il calcestruzzo



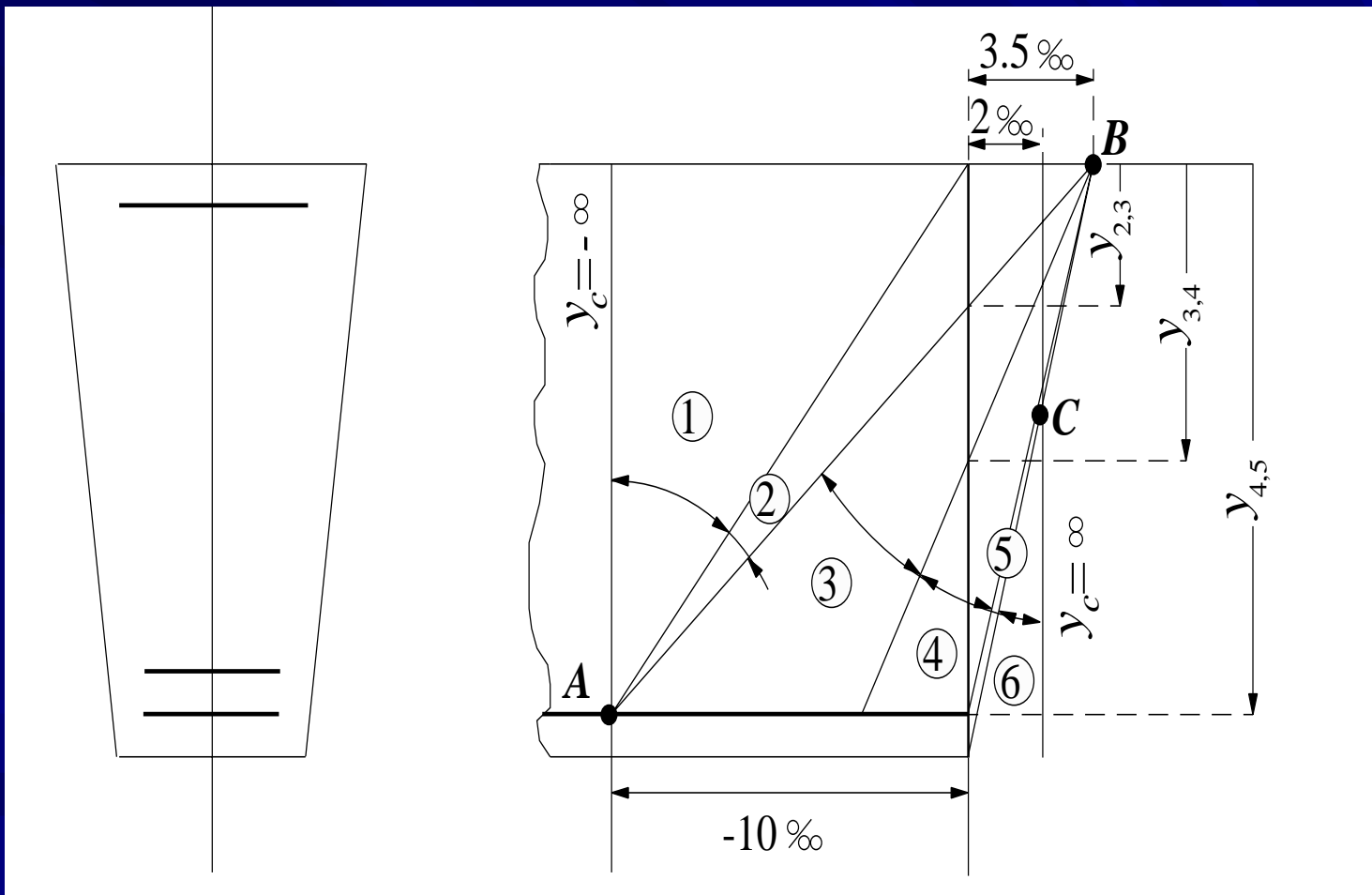
# Definizione di s.l.u. per tensioni normali

- Lo stato limite ultimo di una sezione è individuato dal raggiungimento della massima deformazione del calcestruzzo compresso o dell'acciaio teso.
- I valori di tali deformazioni valgono rispettivamente:

$$\varepsilon_{cu} = 0.0035$$

$$\varepsilon_{su} = 0.010$$

# Condizioni <limite> della sezione presso-tenso inflessa

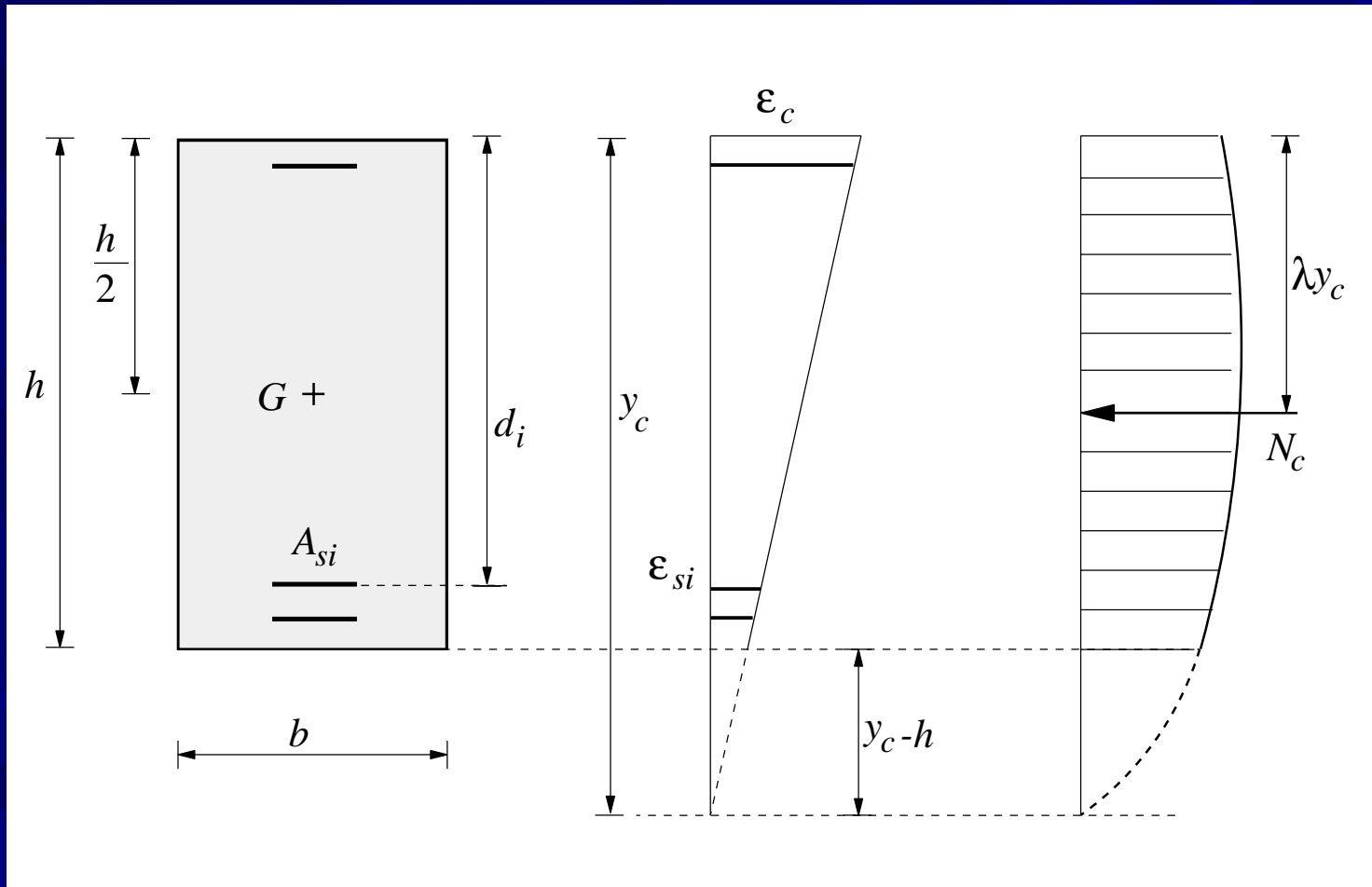


# STATI DI SOLLECITAZIONE IN RELAZIONE ALLA POSIZIONE DELL'ASSE NEUTRO

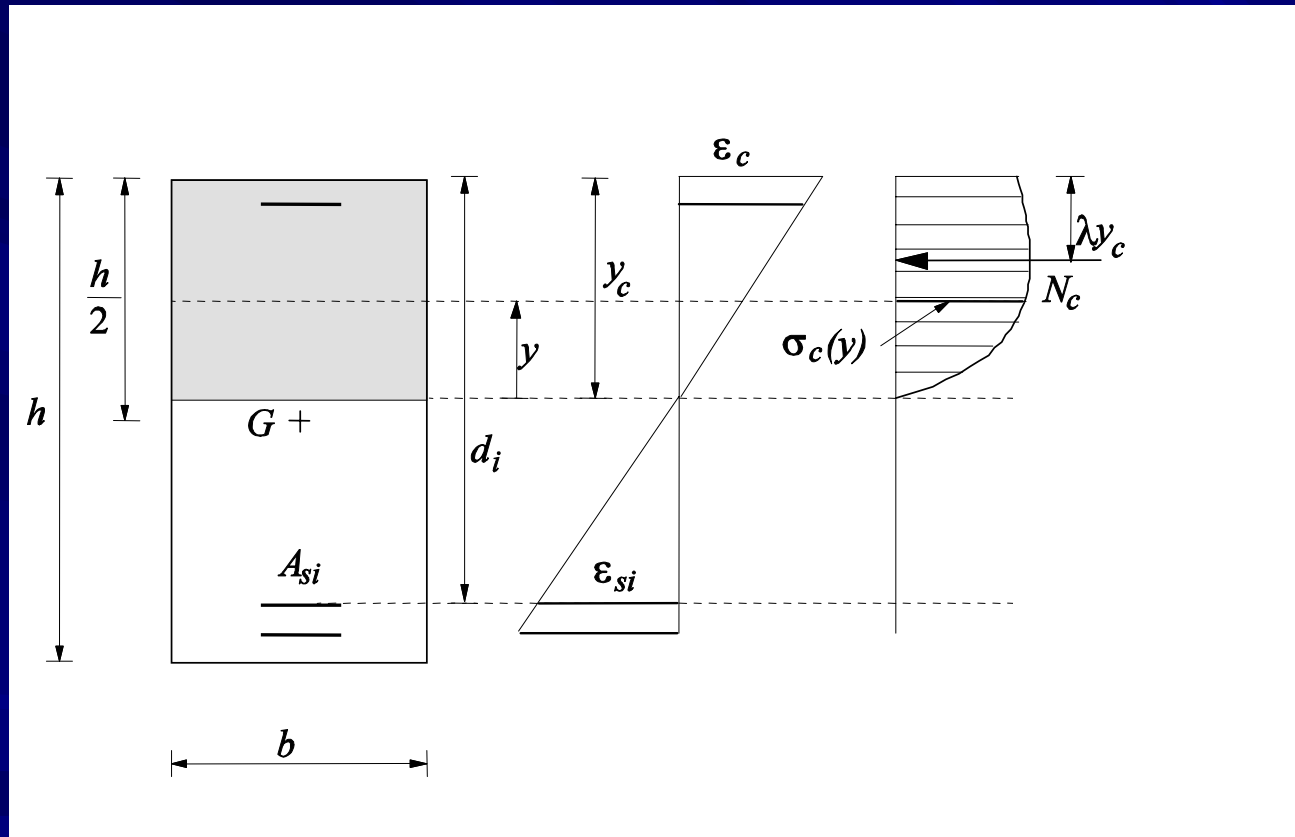
- ZONA 1 (tenso flessione o trazione pura)
- ZONA 2 (tenso-presso flessione/flessione)
- ZONA 3 (tenso-presso flessione/flessione)
- ZONA 4 (tenso-presso flessione/flessione)
- ZONA 5 (presso flessione)
- ZONA 6 (presso flessione/compr. sempl.)



# Diagramma tensionale- deformativo allo s.l.u. con asse neutro esterno alla sezione



# Diagramma tensionale-deformativo allo s.l.u. con asse neutro interno alla sezione



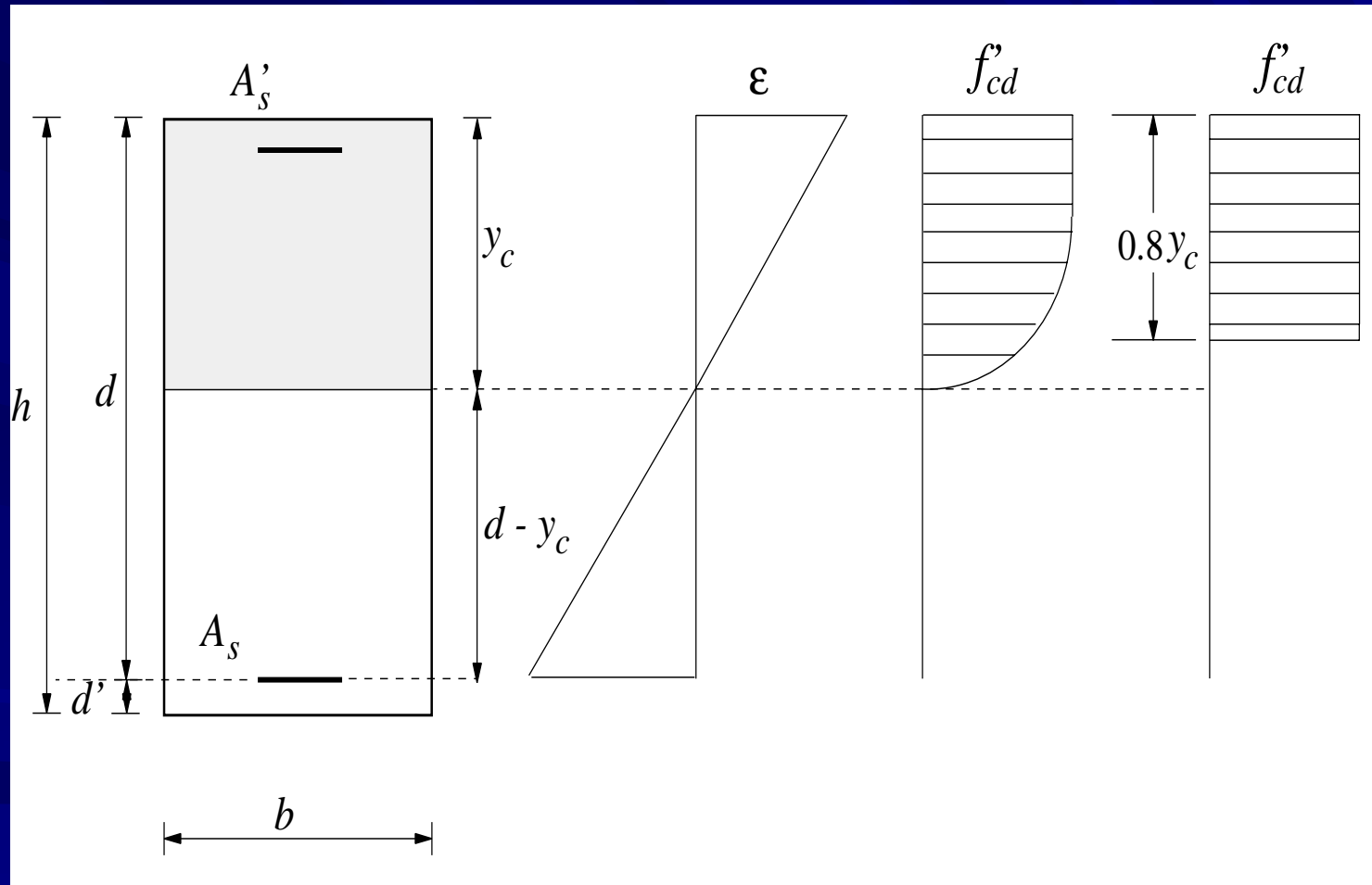
# Equazioni di equilibrio interno della sezione

## ■ Equilibrio alla traslazione:

$$\int_{y_1}^{y_2} b \cdot \sigma(y) dy + \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot \sigma_{si} = N$$

## ■ Equilibrio alla rotazione:

$$\int_{y_1}^{y_2} b \cdot \sigma(y) \cdot \left[ \frac{h}{2} - y_c + y \right] dy + \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot \sigma_{si} \cdot \left[ \frac{h}{2} - d_i \right] = N \cdot e = M$$



# ORDINE DEGLI INGEGNERI

Corso di aggiornamento sulla normativa sismica  
gen. 2007 – mar. 2007

## INTRODUZIONE AI METODI DI CONTROLLO DELLA SICUREZZA

# FINE



**Prof. Ciro FAELLA**

Dipartimento di Ingegneria Civile

Università di Salerno