

LIBORIO ZITO

# **Costruzioni in zone sismiche**

PROGETTO E VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE  
AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Conforme all'Ordinanza P.d.C.M. 20 marzo 2003, n. 3274



Liborio Zito  
COSTRUZIONI IN ZONE SISMICHE

ISBN 88-8207-134-0  
EAN 9 788882 071349

Software, 9  
Prima edizione: maggio 2004

Zito, Liborio  
Costruzioni in zone sismiche : software per il progetto e la verifica a presso-flessione  
agli stati limite ultimi / Liborio Zito. – Palermo : Grafill, 2004  
(Software : 9)  
ISBN 88-8207-134-0  
1. Costruzioni antisismiche.  
693.852 CDD-20  
*CIP – Biblioteca centrale della Regione siciliana*

© **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 maggio 2004  
presso **Officine Tipografiche Aiello & Provenzano S.r.l.** Via del Cavaliere, 93 – 90011 Bagheria

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.

## INDICE

<input type="checkbox"/>	STATI LIMITE.....	<i>p.</i>	5
	Lo stato limite di esercizio .....	»	5
	Lo stato limite ultimo.....	»	5
<input type="checkbox"/>	VERIFICHE DI SICUREZZA, AZIONI CARATTERISTICHE E GRANDEZZE DI CALCOLO .....	»	7
<input type="checkbox"/>	LE COMBINAZIONI DI CARICO .....	»	8
<input type="checkbox"/>	IPOTESI DI CALCOLO .....	»	9
	Il calcestruzzo.....	»	9
	L'acciaio .....	»	12
<input type="checkbox"/>	CAMPI DI ROTTURA .....	»	14
<input type="checkbox"/>	EQUAZIONI DI EQUILIBRIO.....	»	18
<input type="checkbox"/>	VERIFICA DI UNA SEZIONE PRESSO-INFLESSA .....	»	22
<input type="checkbox"/>	SEMIPROGETTO DI UNA SEZIONE PRESSO-INFLESSA .....	»	27
<input type="checkbox"/>	PROGETTO DI UNA SEZIONE PRESSO-INFLESSA .....	»	31
<input type="checkbox"/>	RIEPILOGO PER SEZIONI PRESSO-INFLESSE .....	»	37
<input type="checkbox"/>	VERIFICA DI UNA SEZIONE SOLLECITATA A FLESSIONE SEMPLICE .....	»	38
<input type="checkbox"/>	SEMIPROGETTO DI UNA SEZIONE SOLLECITATA A FLESSIONE SEMPLICE .....	»	43
<input type="checkbox"/>	PROGETTO DI UNA SEZIONE SOLLECITATA A FLESSIONE SEMPLICE .....	»	47
<input type="checkbox"/>	RIEPILOGO PER SEZIONI PRESSO-INFLESSE .....	»	52
<input type="checkbox"/>	REGISTRAZIONE ED INSTALLAZIONE DEL SOFTWARE "STATI LIMITE" .....	»	53
	Termini di fornitura.....	»	53
	Richiesta della password utente.....	»	53
	Requisiti hardware .....	»	53

Procedura di installazione del software.....	<i>p.</i>	53
Primo avvio e abilitazione del software.....	»	54
Disinstallazione del software.....	»	55
<b>□ MANUALE OPERATIVO</b>		
<b>DEL SOFTWARE “STATI LIMITE”</b> .....	»	56
Maschera di avvio del software “STATI LIMITE” .....	»	56
Verifica a presso-flessione .....	»	56
Semiprogetto a presso-flessione .....	»	57
Scelta uscita dati .....	»	58
<b>□ APPENDICE LEGISLATIVA</b> .....	»	59
– Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20 marzo 2003, n. 3274 .....	»	61
– Criteri per l’individuazione delle zone sismiche. Individuazione, formazione e aggiornamento degli elenchi nelle medesime zone .....	»	63
– Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l’adeguamento sismico degli edifici .....	»	65
– Norme tecniche per il progetto sismico dei ponti .....	»	165
– Norme tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni .....	»	197

## STATI LIMITE

Ancora per poco tempo, in base alla normativa (Ordinanza P.d.C.M. 20 marzo 2003), è possibile condurre con il metodo delle tensioni ammissibili l'analisi sulla base degli stati limite.

La teoria degli stati limite è alquanto semplice. Una struttura è progettata per rispondere a determinate funzioni. Nel corso della sua vita, essa si può trovare, per varie cause in situazioni particolari nelle quali la struttura nel suo insieme, o anche soltanto una sua parte, subisce danni più o meno gravi da far sì che tutte o parti delle funzioni non possano più essere assolte.

Queste situazioni "pericolose" vengono appunto chiamate stati limite.

Pertanto la sicurezza strutturale viene garantita dalla probabilità che questi stati non vengano in alcun modo raggiunti o superati.

Pertanto in base al grado di danneggiamento previsto per la struttura, possiamo distinguere lo *stato limite di esercizio* e lo *stato limite ultimo*.

### □ LO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Gli stati limite di esercizio sono legati alle esigenze di impiego normali il cui superamento comporta la fuoriuscita di servizio di elementi della costruzione senza compromissione dell'incolumità pubblica. Il raggiungimento dello stato limite di esercizio comporta la presenza di danni permanenti come deformazioni plastiche o fessure senza raggiungere il collasso della struttura o di parte di essa, di conseguenza necessitano di gradi di sicurezza relativamente piccoli.

Gli stati limite di esercizio sono caratterizzati dai seguenti fenomeni:

- deformazioni eccessive;
- presenza di un quadro fessurativo;
- valori di tensioni superiori ai rispettivi valori ammissibili.

### □ LO STATO LIMITE ULTIMO

Gli stati limite ultimi sono legati a condizioni di esercizio inusuali che possono determinare in tutta la struttura o in una sua parte la perdita delle proprietà portanti o della stabilità, compromettendo l'incolumità pubblica.

Di conseguenza la struttura necessita di elevati gradi di sicurezza.

Gli stati limite ultimi, che definiscono la capacità portante della struttura, possono essere di varia natura, a seconda delle cause e del meccanismo fisico che li genera. Così si distinguono, tra i più importanti, gli stati limite per:

- collasso plastico;
- rottura locale di tipo fragile;
- instabilità totale o parziale;
- collasso per fatica;
- collasso incrementale.

Questi ultimi due si producono sotto condizioni di carico ripetuti nel tempo.

Il raggiungimento di uno stato limite può essere provocato dalla presenza concomitante di vari fattori di carattere aleatorio quali le resistenze dei materiali e/o le condizioni di carico.

Si ricorda che si definisce resistenza caratteristica del conglomerato  $R_{CK}$  quel valore di resistenza al di sotto del quale si può trovare il 5% di tutte le misure di resistenza ottenute su campioni, e di conseguenza è una quantità probabilistica. Così come sono anche probabilistiche le condizioni di carico: si ricorda infatti che la simulazione delle azioni sismiche mediante le forze statiche equivalenti dipende da un fattore  $S$  (grado di sismicità) che definisce la probabilità che si verifichi in una determinata zona un noto numero di sismi dall'intensità presunta. Lo stesso può dirsi per i carichi accidentali (carichi di neve e azioni del vento).

Il metodo di analisi basato sugli stati limite rappresenta una necessità legata ad una valutazione del comportamento reale del cemento armato e delle condizioni di carico secondo criteri probabilistici, rispetto a quanto prevede il metodo classico delle tensioni ammissibili.

L'obiettivo delle verifiche di sicurezza secondo la nuova normativa è quella di garantire la probabilità del raggiungimento dello stato limite entro il valore prestabilito in relazione al tipo di costruzione presa in esame, alla sua influenza sulla incolumità delle persone ed alla prevista durata di esercizio.

I principali criteri in base ai quali si può scegliere tale probabilità sono di diversa natura:

- Criteri *economici* essenziali quando si tratta ad esempio di valutare l'impossibilità di riutilizzo delle costruzioni.
- Criteri *analogici* che possono consentire la scelta del grado di sicurezza ai risultati osservati in altre costruzioni similari.
- Criteri *morali* il cui apporto è essenziale in quelle decisioni che possono mettere in gioco vite umane.

## VERIFICHE DI SICUREZZA, AZIONI CARATTERISTICHE E GRANDEZZE DI CALCOLO

La verifica delle sezioni in cemento armato consiste nel considerare la sezione stessa nello stato limite ultimo, nel calcolare la corrispondente sollecitazione limite  $S_0$ , e nel confrontare quest'ultima con la sollecitazione agente  $S$ .

La sollecitazione limite  $S_0$  della sezione è funzione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione. Essa deve risultare non inferiore alla sollecitazione agente  $S$ .

$$S_0 \geq S$$

Per effettuare, sulla base di quanto esposto, le verifiche agli stati limite ultimi, occorre partire dalle ipotesi di carico, e cioè conoscere preventivamente le azioni  $F$  da considerare nelle verifiche, al fine di determinare la sollecitazione  $S$ .

Tali azioni possono così classificarsi:

- Azioni dirette (peso proprio, peso permanente, carico accidentale).
- Azioni indirette e deformazioni impresse (variazioni termiche, ritiro, presollecitazioni).
- Azioni di carattere chimico-fisico (dovute ad agenti atmosferici e fenomeni aggressivi).

L'adozione del metodo semiprobabilistico agli stati limite (Decreto Ministeriale 9 gennaio 1996 – 4.0) prevede, tanto per le azioni quanto per le resistenze, che:

1. vengano introdotti valori caratteristici, ovvero le resistenze caratteristiche  $R_{CK}$  e le azioni caratteristiche  $F_K$ ;
2. vengono trasformati tali valori caratteristici mediante opportuni coefficienti  $\gamma_m$  e  $\gamma_f$  (coefficienti di sicurezza) in valori di calcolo  $R_d$  (resistenza di calcolo) e  $F_d$  (azione di calcolo).

$$R_d = \frac{R_{CK}}{\gamma_m} \qquad F_d = \gamma_f F_K$$

La stessa normativa (Decreto Ministeriale 9 gennaio 1996 – 4.2.1.1) stabilisce che la verifica a rottura della sezione con il metodo semiprobabilistico, in presenza di sforzo normale e/o momento flettente deve essere condotta con le seguenti ipotesi:

1. la sezione resta piana fino allo stato limite ultimo;
2. la deformazione unitaria  $\epsilon$  nel calcestruzzo compresso non può superare il valore di 3,5‰;
3. la resistenza di calcolo del calcestruzzo è l'85% della  $f_{cd}$  (resistenza cilindrica di calcolo) per tenere conto di fenomeni viscosi e di rilassamento della struttura;
4. la deformazione unitaria dell'acciaio teso non deve superare il valore del 10‰;
5. la resistenza dell'acciaio compresso non può superare la tensione che corrisponde alla deformazione del 2‰.

## LE COMBINAZIONI DI CARICO

Indipendentemente dal metodo di verifica adottato, le azioni debbono essere cumulate secondo condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della ridotta probabilità di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli.

La verifica allo stato limite ultimo o di esercizio deve essere effettuata (Ordinanza P.d.C.M. 20 marzo 2003 – 3.3) per la seguente combinazione di carico espressa in forma simbolica:

$$F_d = \gamma_I E + G_k + P_k + \sum (\psi_{ji} Q_{Ki}) \quad (1)$$

dove:  $E$  azione sismica;

$\gamma_I$  fattore di importanza, tale fattore amplifica l'intensità dell'azione sismica di progetto rispetto al valore che per essa si assume per costruzioni di importanza ordinaria, allo stato limite ultimo  $\gamma_I = 1,4 - 1,2 - 1,0$  (Ordinanza P.d.C.M. 20 marzo 2003 – 4.7);

$G_k$  valore caratteristico delle azioni permanenti;

$P_k$  valore caratteristico della eventuale forza di precompressione;

$Q_{Ki}$  valore caratteristico della azione variabile;

$\psi_{ji} = \psi_{2i}$  (stato limite ultimo) coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi permanente della azione variabile (Ordinanza P.d.C.M. 20 marzo 2003 – tab. 3.4);

$\psi_{0i}$  (stato limite di esercizio) coefficiente di combinazione che fornisce il valore raro della azione variabile  $Q_i$  (Ordinanza P.d.C.M. 20 marzo 2003 – tab. 3.4).

I valori caratteristici  $G_k$  e  $P_k$  vengono ottenuti moltiplicando i valori di calcolo per i rispettivi coefficienti di sicurezza  $G_q \gamma_g$  e  $P_q \gamma_p$

$\gamma_g = 1,4$  (1 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

$\gamma_p = 0,9$  (1,2 se il suo contributo aumenta la sicurezza).

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

$$G_K + \sum (\psi_{Ei} Q_{Ki})$$

dove  $\psi_{Ei}$  è il coefficiente di combinazione dell'azione variabile  $Q_i$ , che tiene conto della probabilità che tutti i carichi  $\psi_{0i} Q_{Ki}$  (stato limite di esercizio) o  $\psi_{2i} Q_{Ki}$  (stato limite ultimo) siano presenti sulla struttura in occasione del sisma, e si ottiene moltiplicando  $\psi_{2i}$  o  $\psi_{0i}$  per  $\varphi$  (Ordinanza P.d.C.M. 20 marzo 2003 – tabella 3.5).



## IPOTESI DI CALCOLO

Il metodo semiprobabilistico agli stati limite è un metodo basato sul tentativo di simulare nel modo più verosimile le condizioni di esercizio di una struttura in quanto come già accennato sia i carichi che le resistenze sono grandezze deterministiche che possono influenzare pesantemente la reale risposta della struttura.

Inoltre con la verifica agli stati limite ultimi consideriamo la struttura sottoposta a condizioni di esercizio inusuali che possono far sì che tutta la struttura o parte di essa esaurisca le proprie capacità portanti o di stabilità.

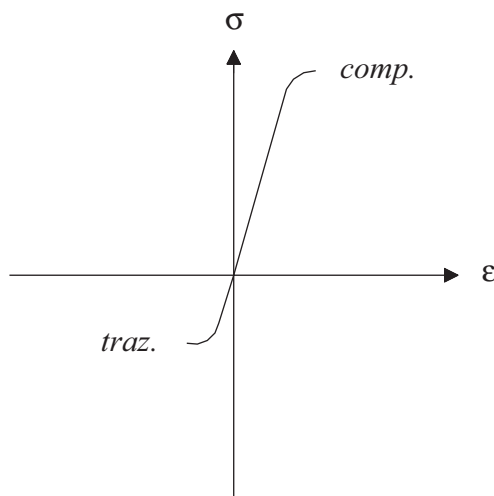
Infatti verificare una sezione allo stato limite ultimo significa considerare quelle condizioni di sollecitazione ultima  $S_0$  che porta a rottura almeno uno dei componenti della sezione.

Ciò comporta che per applicare il metodo semiprobabilistico agli stati limite si devono considerare gli ampi tratti di deformazioni plastiche (sia nel calcestruzzo che nell'acciaio) compresi fra il limite elastico e i rispettivi valori ultimi.

Nasce così l'esigenza di avere delle leggi costitutive e dei diagrammi  $\sigma - \varepsilon$  che non considerino solo il comportamento del materiale in regime di elasticità lineare, ma vista la difficoltà di considerare il reale comportamento, consentano almeno di avere delle equazioni costitutive sufficientemente attendibili.

### □ IL CALCESTRUZZO

Per lungo tempo si è considerato un diagramma  $\sigma - \varepsilon$  per il calcestruzzo come in figura 1.

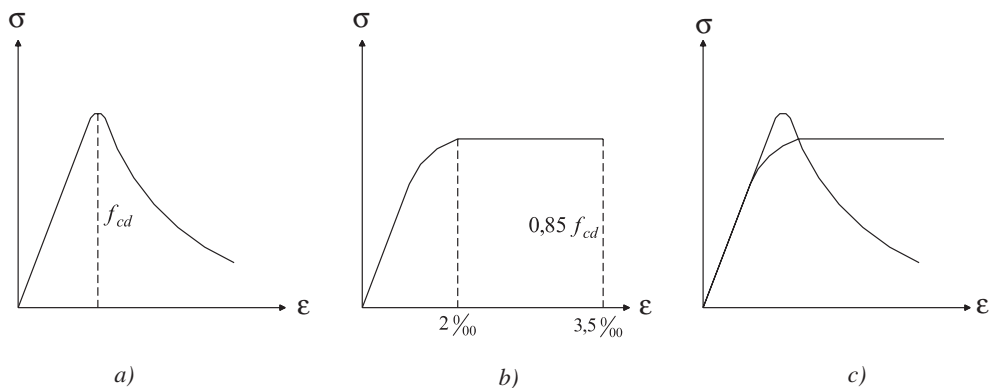


**Figura 1.** Curva tensione-deformazione dei materiali fragili: valori positivi di compressione.

Nel quale si riscontra un ampio tratto lineare, durante il quale esiste diretta proporzionalità tra  $\varepsilon$  e  $\sigma$ , poi quasi immediatamente la rottura preceduta da un brevissimo tratto (praticamente trascurabile) caratterizzato da deformazioni anelastiche.

Se adesso consideriamo una prova uniaassiale condotta a carico controllato su un campione di calcestruzzo, si nota una risposta approssimativamente elastica e lineare, come già visto in precedenza, e poi all'improvviso una brusca caduta del carico stesso, che corrisponde alla perdita di coesione fra la matrice (malta) e gli inerti in una zona ben definita nel quale si localizza successivamente la frattura.

Tale fenomeno è collegato all'esistenza di un ramo di incrudimento negativo nella curva caratteristica (figura 2.a) e della possibilità, da parte del materiale, di potere ancora dissipare una notevole quantità di energia.



**Figura 2.** a) Legame effettivo; b) primo legame di calcolo; c) confronto legame effettivo legame di calcolo.

Vista la difficoltà di considerare il diagramma  $\sigma - \varepsilon$  di figura 2.a la normativa da la possibilità di utilizzare un diagramma tensione-deformazione parabolico-rettangolare (figura 2.b).

Quando  $\varepsilon < 2\text{‰}$  si ha:  $\sigma(\varepsilon) = 1000 \varepsilon (1 - 250 \varepsilon) (0,85 f_{cd})$

Quando  $2\text{‰} < \varepsilon < 3,5\text{‰}$  si ha:  $\sigma(\varepsilon) = 0,85 f_{cd}$

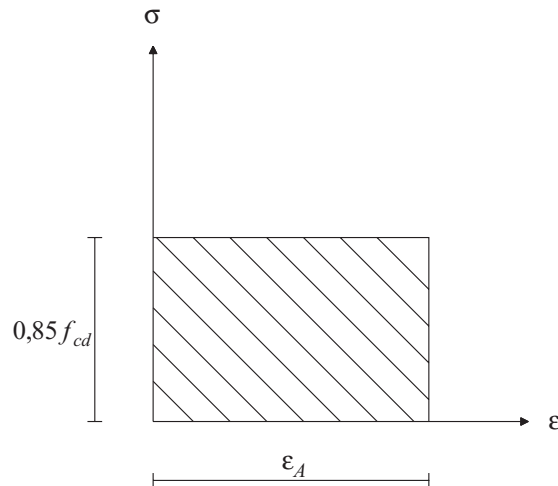
Si ricorda che  $f_{cd}$  è la resistenza cilindrica di calcolo (Decreto Ministeriale 9 gennaio 1996 – 4.0.2) e che risulta:

$$f_{cd} = \frac{0,83 R_{CK}}{\gamma_c}$$

dove il coefficiente 0,83 permette di passare dalla resistenza cubica a quella cilindrica.

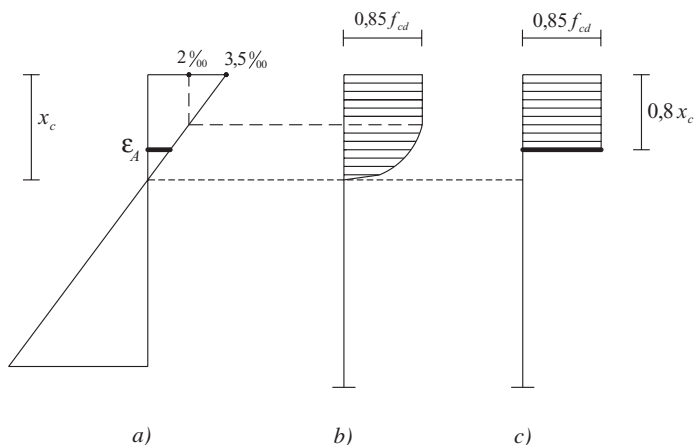
La figura 2.c mostra chiaramente come il massimo valore del diagramma b) sia sempre inferiore al massimo valore del diagramma a). Si ricorda infatti che si considera solo l'85% di  $f_{cd}$  per considerare i fenomeni viscosi e di rilassamento della struttura.

La normativa propone pure un metodo ulteriormente semplificato, che consiste nello schematizzare il diagramma delle tensioni nel calcestruzzo come rettangolare con tensioni pari  $0,85 f_{cd}$  e profondità pari a  $0,8 x_c$  (0,8 volte l'asse neutro) come mostrato in figura 3 (Decreto Ministeriale 9 gennaio 1996 – 4.2.1.3)



**Figura 3.** Secondo legame di calcolo (legame semplificato).

dove  $\varepsilon_A$  rappresenta il valore della deformazione che si ha nella sezione in corrispondenza ad una distanza dal bordo compresso pari a  $0,8 x_c$  (figura 4.a,c). Come si vede dalla figura 4.b il ramo parabolico, nel secondo legame di calcolo, si estende per deformazioni comprese tra 0 e  $2\text{‰}$ .

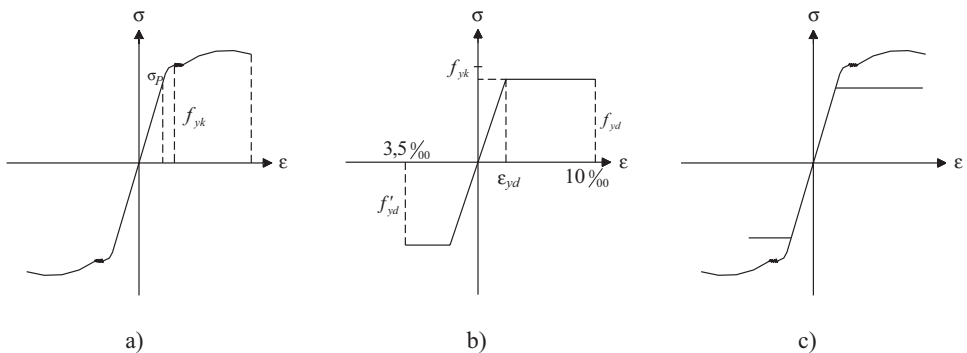


**Figura 4.** Confronto fra i due legami di calcolo: a) linearità delle deformazioni; b) primo legame di calcolo (legame costante-parabolico); c) secondo legame di calcolo (legame semplificato).

### □ L'ACCIAIO

Se effettuiamo su un provino metallico una prova a trazione monoassiale otteniamo il diagramma di figura 5.a:

- all'inizio si ha un tratto lineare durante il quale esiste diretta proporzionalità tra  $\varepsilon$  (deformazione) e  $\sigma$  (tensione) finché la tensione  $\sigma$  raggiunge il valore  $\sigma_p$  (limite di proporzionalità);
- successivamente, il diagramma si incurva finché  $\sigma$  raggiunge il valore di snervamento  $f_{yk}$ , dove il diagramma mostra un andamento irregolare ma pressoché orizzontale; i legami cristallini del metallo cominciano a distruggersi e le molecole cominciano a fluire;
- superata questa fase nel diagramma si notano grandi aumenti di  $\varepsilon$  per piccoli aumenti di  $\sigma$ , finché si raggiunge la massima tensione  $\sigma_r$  (tensione di rottura);
- se la prova è condotta a carico controllato si riscontra un'ulteriore tratto con ulteriori aumenti di  $\varepsilon$  con diminuzione di  $\sigma$ , finché si giunge alla reale rottura del provino.



**Figura 5.** a) *Legame effettivo*; b) *legame di calcolo*; c) *confronto legame effettivo legame di calcolo*.

Il comportamento costitutivo manifestato dal provino è molto complesso, anche per uno stato di sollecitazione relativamente semplice.

A noi però interessa cogliere gli aspetti essenziali di tale comportamento, in modo da ottenere delle leggi costitutive schematizzate, sufficientemente attendibili, tali da generare equazioni costitutive di facile uso.

A tale proposito la normativa ci consente di utilizzare un diagramma  $\sigma - \varepsilon$  di calcolo con comportamento elastico perfettamente plastico caratterizzato da una resistenza limite di plasticizzazione, superata la quale il materiale fluisce indefinitamente sotto carico costante.

In pratica la rottura avviene dopo che si sono manifestate deformazioni plastiche relativamente grandi (figura 5.b).

In tale diagramma le deformazioni risultano così limitate:

- allungamento specifico massimo pari al 10‰;
- accorciamento specifico massimo pari al 3,5‰.

La tensione massima è pari  $f_{yd}$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

dove  $f_{yd}$  è la tensione di calcolo di snervamento assunta come valore di riferimento,  $f_{yk}$  è la tensione caratteristica di snervamento e  $\gamma_s$  è il coefficiente di sicurezza che assume i valori  $\gamma_s = 1,15$  allo stato limite ultimo,  $\gamma_s = 1$  allo stato limite di esercizio (Decreto Ministeriale 9 gennaio 1996 – 4.0.2).

Il valore limite di deformazione elastica risulta pari a:

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E}$$

### ***Trazione***

Quando  $\varepsilon < \varepsilon_{yd}$  si ha:  $\sigma(\varepsilon) = E\varepsilon$

Quando  $\varepsilon_{yd} < \varepsilon < 10\text{‰}$  si ha:  $\sigma(\varepsilon) = f_{yd}$

### ***Compressione***

Quando  $|\varepsilon| < |\varepsilon'_{yd}|$  si ha:  $\sigma(\varepsilon) = E\varepsilon$

Quando  $|\varepsilon'_{yd}| < |\varepsilon| < 3,5\text{‰}$  si ha:  $\sigma(\varepsilon) = f'_{yd}$

La figura 5.c mostra chiaramente come il diagramma *b*) sia sempre inferiore al diagramma *a*) e ciò in quanto  $f_{yd}$  è sempre inferiore o uguale a  $f_{yk}$ .