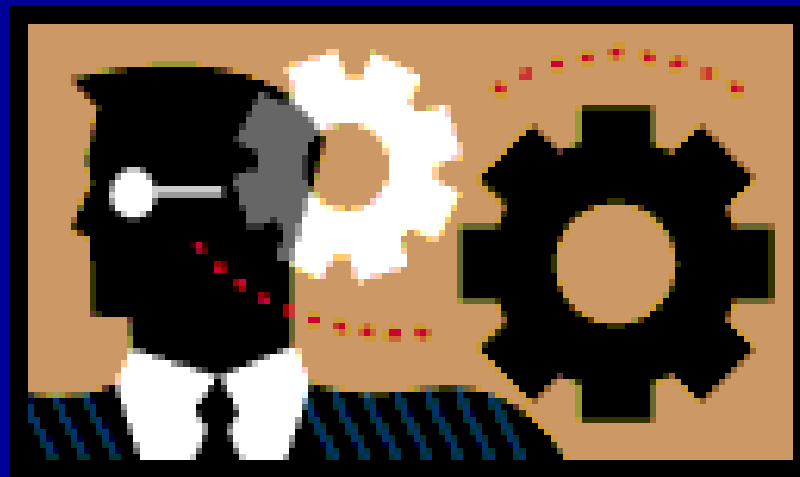


Corso d'aggiornamento sul calcolo agli stati limite e
sulle nuove normative tecniche

Analisi di Edifici Esistenti - parte I



Ordine Ingegneri della Prov. di TERAMO

Teramo, 30 marzo 2007

ing. antonio perretti ph.d

Patrimonio Edilizio Italiano

Classificazione Sismica

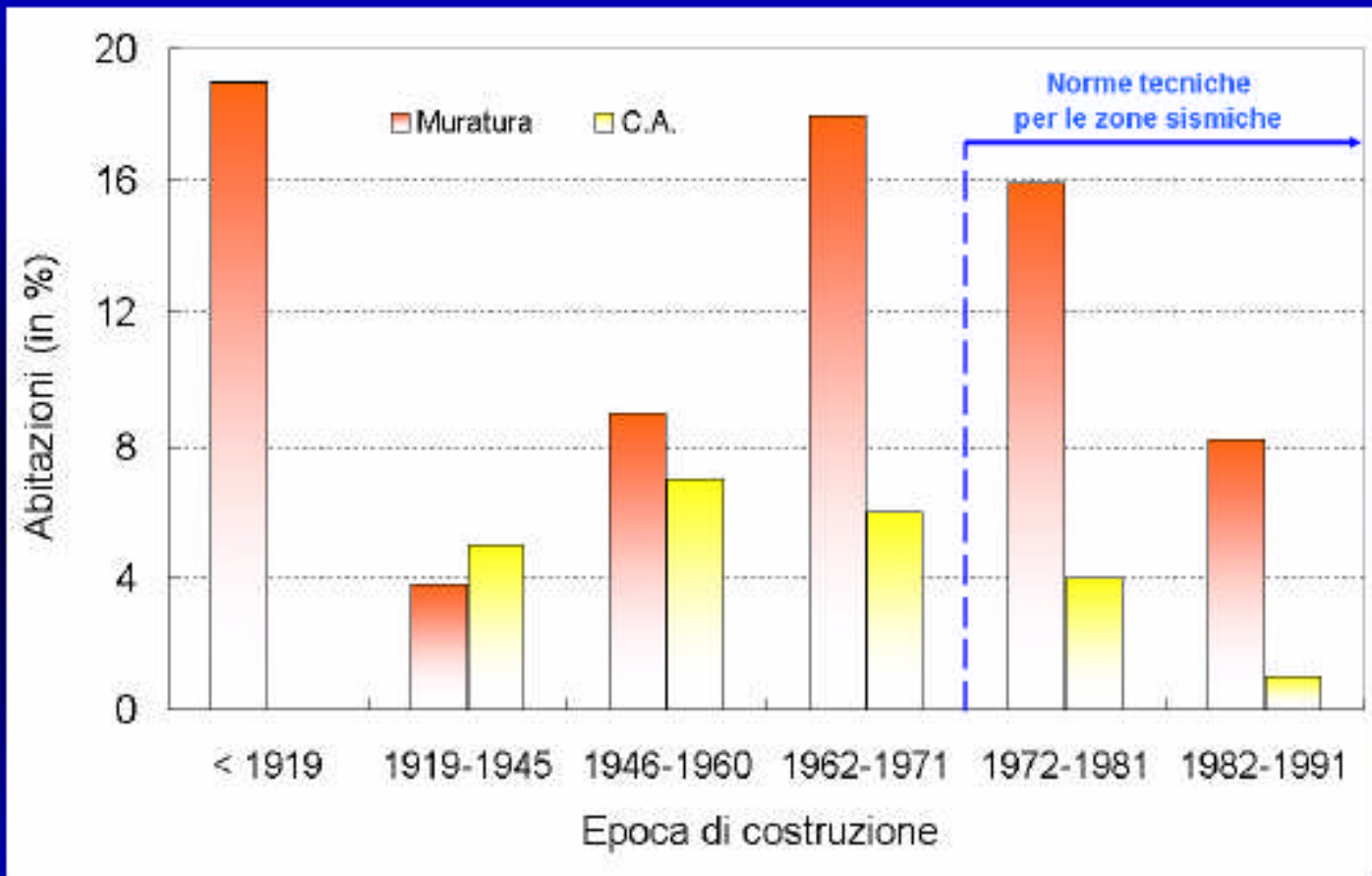
1908 → 1980 ("inseguimento" dei sismi)

1982 CNR Progetto Finalizzato Geodinamica

1999 Proposta Riclassificazione Sismica

2003 Zonizzazione

Patrimonio Edilizio Italiano



Distribuzione del patrimonio edilizio abitativo italiano per età al 1991.

Norme Tecniche

L. 1684 del 1962

L. 1086 del 1971

L. 64 del 1974

D.M. 16/01/1996 (SLU)

Ordinanza n° 3274 08/05/2003

Il processo logico

➤ Conoscenza

- ✓ Geometria
- ✓ Caratteristiche dei materiali
- ✓ Condizioni di conservazione

➤ Definizione delle prestazioni richieste

- ✓ Sismicità dell'area
- ✓ Destinazione d'uso
- ✓ Livello di protezione richiesto/accettato

➤ Valutazione della struttura esistente

- ✓ Definizione del modello
- ✓ Analisi sismica
- ✓ Verifica di sicurezza

➤ Progetto di adeguamento

- ✓ Scelta in relazione a vincoli e prestazioni richieste
- ✓ Dimensionamento dell'intervento

➤ Valutazione della struttura adeguata



Norme Americane

-(Terremoto di Loma Prieta 1989 - Northridge 1994)

FEMA n° 178 - (310) (1992)

Salvaguardia vite umane

Sussistenza di caratteristiche positive

Load Path

Quick Screening

FEMA n° 273 (1997)

- Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Building

Norme Americane

- VISION 2000
- Nuove costruzioni

SENATE BILL n° 1953 (1998)

OSPEDALI (2007 - 2030)

PRESIDENTIAL EXECUTIVE ORDER (1994)

Edifici del Governo

Edifici Esistenti (Sezione 11)

■ 11.1 Generalità

■ 11.2 Valutazione della sicurezza

- ✓ Criteri di verifica: definizione degli S.L.
- ✓ Dati necessari: conoscenza della struttura
- ✓ Valutazione della sicurezza: azione sismica
 - modello strutturale
 - metodi di analisi
 - verifiche di sicurezza

■ 11.3 Edifici in cemento armato

- ✓ Criteri per la scelta degli interventi
- ✓ Progetto dell'intervento
- ✓ Modelli di capacità per la valutazione (All. 11.A)
 - ✓ All.11.A Valutazione delle rotazioni al collasso di elementi in c.a.
- ✓ Modelli di capacità per il rinforzo (All. 11.B)
 - ✓ All.11.B Verifica di elementi in c.a. rinforzati con FRP

■ 11.4 Edifici in acciaio

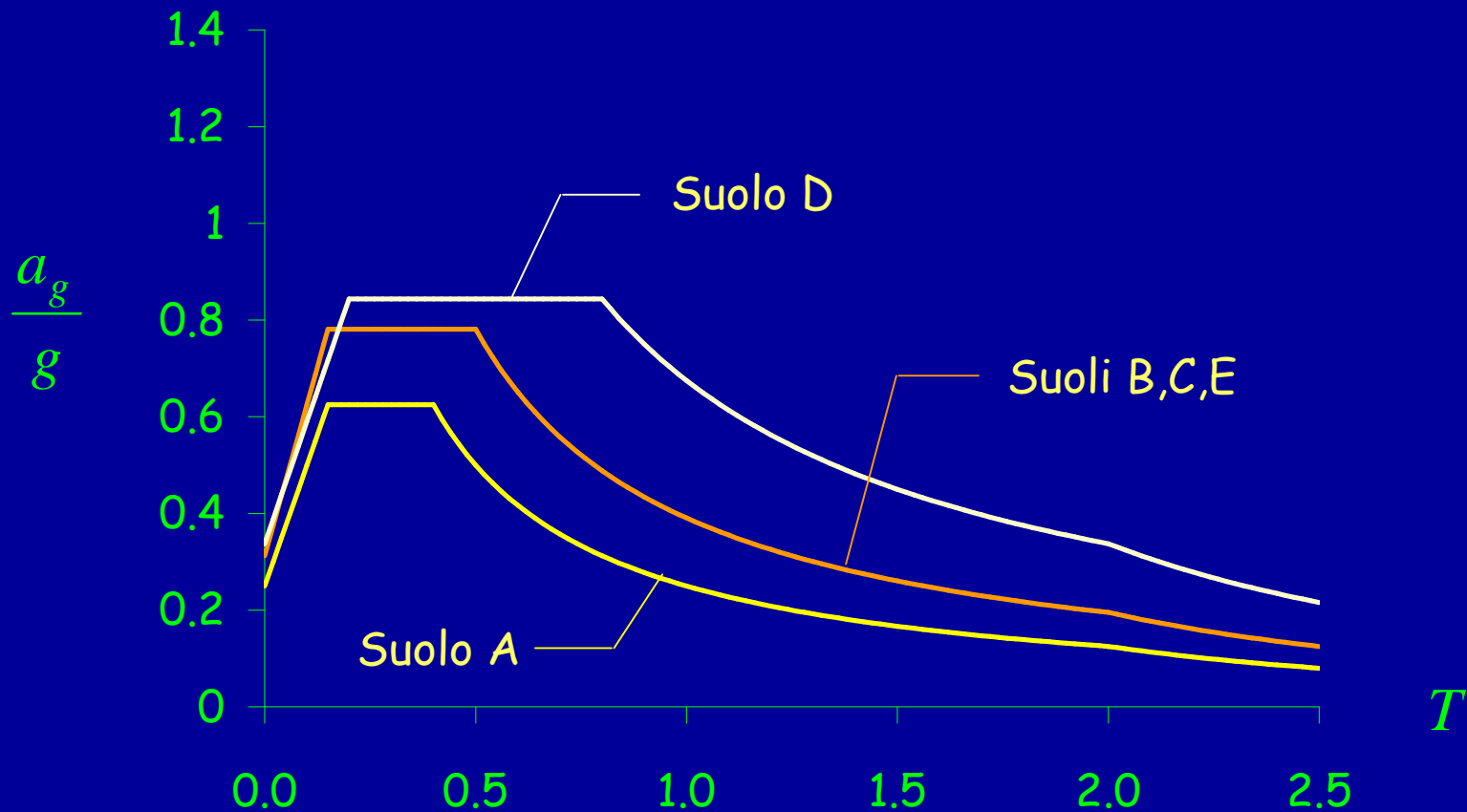
■ 11.5 Edifici in muratura

Valutazione della sicurezza

- Valutare la sicurezza significa:
 - ✓ Procedere **quantitativamente** a stabilire se un edificio è in grado di resistere alle azioni sismiche di progetto
 - ✓ Estendere e impiegare **efficacemente** i metodi introdotti nel progetto di nuove strutture
 - ✓ Tenere in debito conto **l'esperienza pregressa** sulle prestazioni sismiche di edifici simili realizzati in aree interessate da eventi sismici

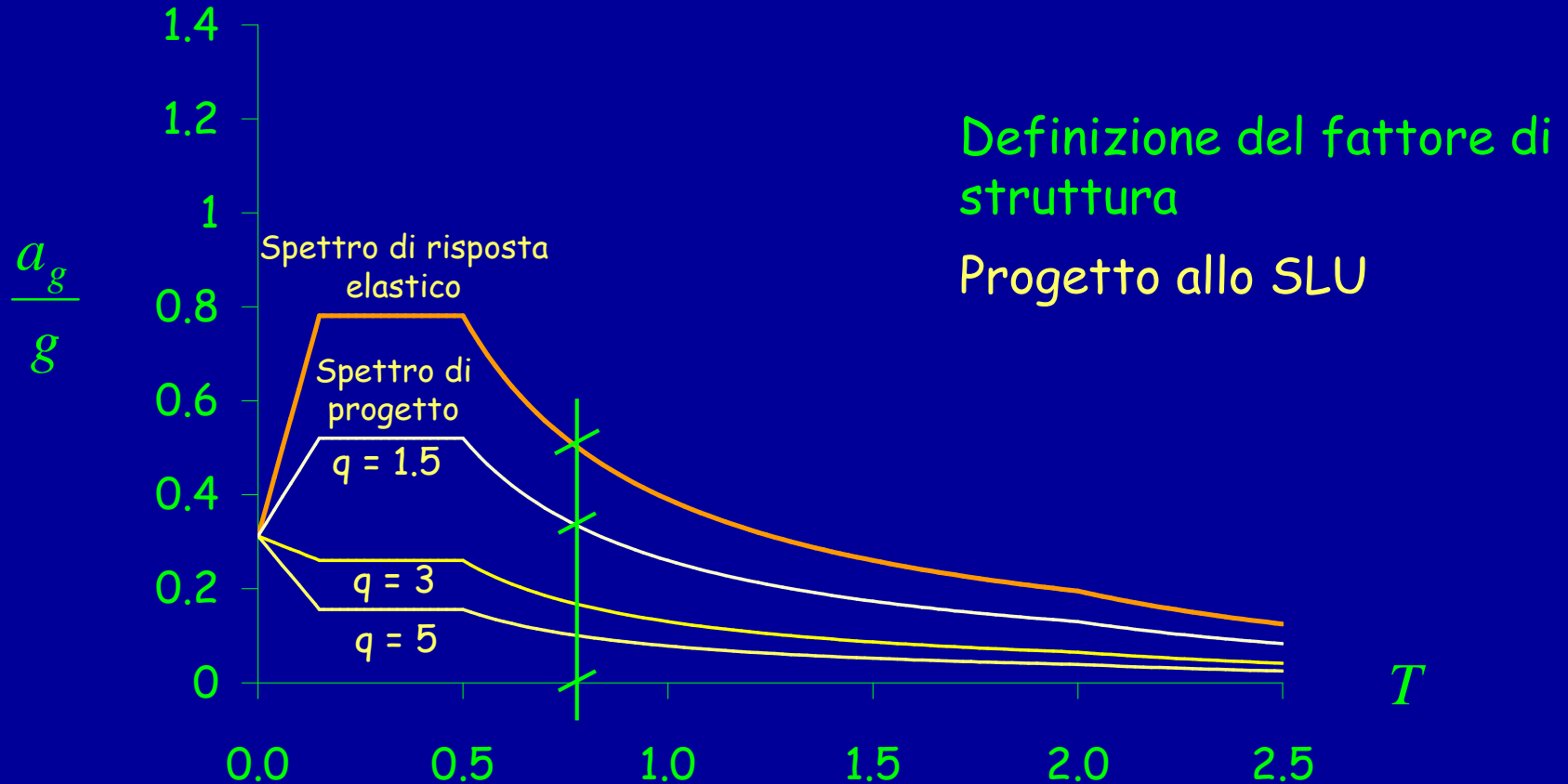
Premessa

Per la progettazione di nuovi edifici...



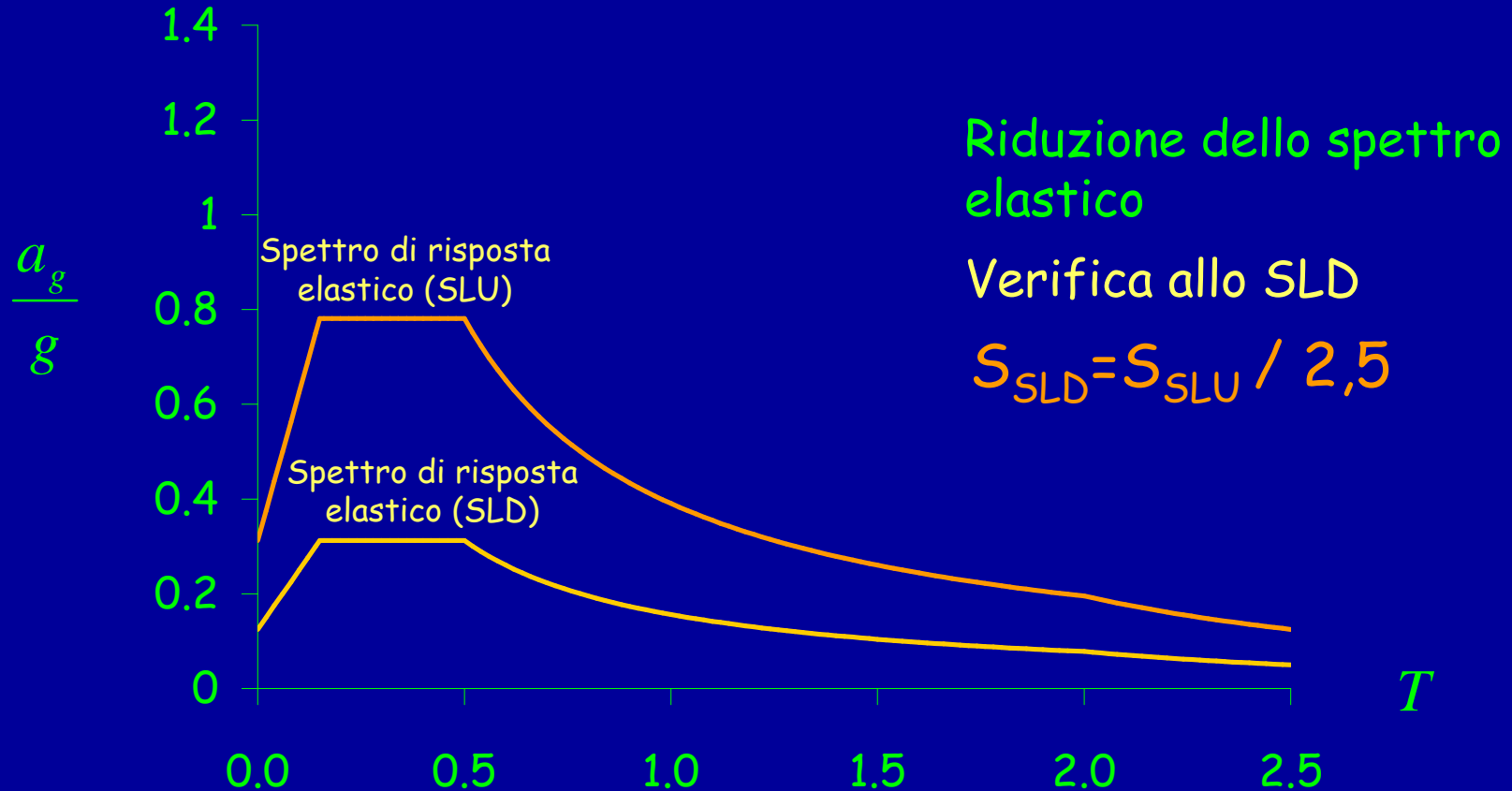
Premessa

Per la progettazione di nuovi edifici...



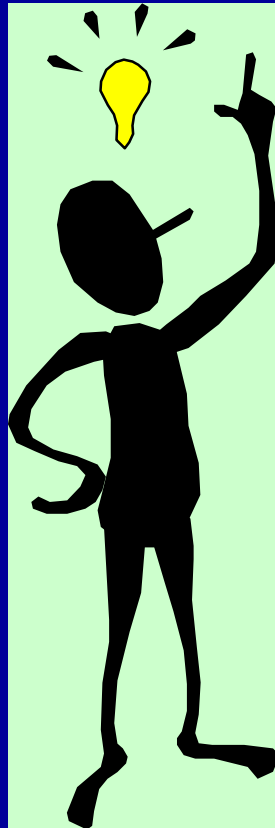
Premessa

Per la progettazione di nuovi edifici...



Premessa

Per gli edifici esistenti...



Generalità (11.1)

Negli edifici esistenti:

Il progetto riflette lo stato delle conoscenze al tempo della loro costruzione;

Il progetto può contenere difetti di impostazione concettuale e di realizzazione non immediatamente visibili. Non è stato adottato alcun criterio di progetto.



Non è possibile definire il
fattore di struttura q .

Generalità (11.1)

È fatto obbligo di eseguire le valutazioni di sicurezza sismica secondo le norme del cap. 11 per (ricordare il punto c.9.1.1 del DM 16.1.96):

Generalità (11.1)

È fatto obbligo di eseguire le valutazioni di sicurezza sismica secondo le norme del cap. 11 per:

Sopraelevare o ampliare l'edificio;

Generalità (11.1)

È fatto obbligo di eseguire le valutazioni di sicurezza sismica secondo le norme del cap. 11 per:

Sopraelevare o ampliare l'edificio;

Apportare cambiamenti di destinazione d'uso che comportino incremento dei carichi superiori al 20%;

Generalità (11.1)

È fatto obbligo di eseguire le valutazioni di sicurezza sismica secondo le norme del cap. 11 per:

Sopraelevare o ampliare l'edificio;

Apportare cambiamenti di destinazione d'uso che comportino incremento dei carichi superiori al 20%;

Effettuare interventi strutturali volti a trasformare l'edificio in un organismo edilizio diverso dal precedente;

Generalità (11.1)

È fatto obbligo di eseguire le valutazioni di sicurezza sismica secondo le norme del cap. 11 per:

Sopraelevare o ampliare l'edificio;

Apportare cambiamenti di destinazione d'uso che comportino incremento dei carichi superiori al 20%;

Effettuare interventi strutturali volti a trasformare l'edificio in un organismo edilizio diverso dal precedente;

Effettuare interventi strutturali che implicino sostanziali alterazioni del comportamento globale dell'edificio.

Generalità (11.1)

È fatto obbligo di eseguire le valutazioni di sicurezza sismica secondo le norme del cap. 11 per:

Sopraelevare o ampliare l'edificio;

Apportare cambiamenti di destinazione d'uso che comportino incremento dei carichi superiori al 20%;

Effettuare interventi strutturali volti a trasformare l'edificio in un organismo edilizio diverso dal precedente;

Effettuare interventi strutturali che implicino sostanziali alterazioni del comportamento globale dell'edificio.

Generalità (11.1)

Per interventi di miglioramento è consentito procedere senza utilizzare le analisi e le verifiche del presente capitolo (a condizione che si dimostri che le opere facciano conseguire un maggior grado di sic. contro il sisma).

Per gli edifici di speciale importanza artistica è consentito derogare da quanto previsto dalle presenti norme nei casi di incompatibilità con esigenze di conservazione del bene culturale.

È però richiesto di calcolare i livelli di accelerazione del suolo corrispondenti a al raggiungimento di ciascuno stato limite previsto prima e dopo l'intervento.

Dati necessari per la conoscenza della struttura

■ Le fonti di informazione

- ✓ Documenti di progetto
- ✓ Rilievo strutturale
- ✓ Prove in situ e in laboratorio

■ Tipologia del dato

- ✓ Definizione dell'organismo e verifica di regolarità
- ✓ Strutture di fondazione
- ✓ Categoria di suolo
- ✓ Geometria e dimensione della struttura portante
- ✓ Caratteristiche meccaniche delle parti strutturali
- ✓ Difetti nei particolari costruttivi e nei materiali
- ✓ Norme vigenti all'epoca del progetto
- ✓ Destinazione d'uso e categoria di importanza
- ✓ Eventuali danni subiti in precedenza e riparazioni effettuate

Livelli di conoscenza

LC1: Conoscenza Limitata : γ_m AUMENTATI

Livelli di conoscenza

LC1: Conoscenza Limitata : γ_m AUMENTATI

Geometria: { Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione
rilievo ex-novo completo

Livelli di conoscenza

LC1: Conoscenza Limitata : γ_m AUMENTATI

Geometria: { Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione
rilievo ex-novo completo

Dettagli costruttivi: → Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e **limitate verifiche in situ**

Livelli di conoscenza

LC1: Conoscenza Limitata : γ_m AUMENTATI

Geometria: { Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione
rilievo ex-novo completo

Dettagli costruttivi: → Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e **limitate verifiche in situ**

Controlli effettuati su almeno il 15% degli elementi strutturali per ciascuna tipologia di elemento

Livelli di conoscenza

LC1: Conoscenza Limitata : γ_m AUMENTATI

Geometria: { Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione
rilievo ex-novo completo

Dettagli costruttivi: → Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e limitate verifiche in situ

Proprietà dei materiali: → Valori usati per la pratica dell'epoca e **limitate verifiche in situ**

Livelli di conoscenza

LC1: Conoscenza Limitata : γ_m AUMENTATI

1 provino di calcestruzzo per piano dell'edificio;

1 campione di armatura per piano dell'edificio.

Proprietà dei
materiali: 

Valori usati per la pratica dell'epoca e **limitate**
verifiche in situ

Livelli di conoscenza

LC2: Conoscenza Adeguata : γ_m INVARIATI

Livelli di conoscenza

LC2: Conoscenza Adeguata : γ_m INVARIATI

Geometria: { da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione
rilievo ex-novo completo

Livelli di conoscenza

LC2: Conoscenza Adeguata : γ_m INVARIATI

Geometria:	<ul style="list-style-type: none">da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campionerilievo ex-novo completo
Dettagli costruttivi:	<ul style="list-style-type: none">disegni costruttivi incompleti + limitate verifiche in situestese verifiche in situ

Livelli di conoscenza

LC2: Conoscenza Adeguata : γ_m INVARIATI

Geometria:	<ul style="list-style-type: none">da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campionerilievo ex-novo completo
Dettagli costruttivi:	<ul style="list-style-type: none">disegni costruttivi incompleti + limitate verifiche in situestese verifiche in situ

Controlli effettuati su almeno il 35% degli elementi strutturali per ciascuna tipologia di elemento

Livelli di conoscenza

LC2: Conoscenza Adeguata : γ_m INVARIATI

Geometria:

da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione

rilievo ex-novo completo

Dettagli costruttivi:

disegni costruttivi incompleti + limitate verifiche in situ

estese verifiche in situ

Proprietà dei materiali:

Dalle specifiche originali di progetto + limitate prove in situ

estese prove in situ

Livelli di conoscenza

LC2: Conoscenza Adeguata : γ_m INVARIATI

2 provini di calcestruzzo per piano dell'edificio;

2 campioni di armatura per piano dell'edificio.

Proprietà dei
materiali:

Dalle specifiche originali di progetto + limitate
prove in situ

estese prove in situ

Livelli di conoscenza

LC3: Conoscenza Accurata : γ_m DIMINUITI

Livelli di conoscenza

LC3: Conoscenza Accurata : γ_m DIMINUITI

Geometria: {
da disegni di carpenteria originali con rilievo
visivo a campione
rilievo ex-novo completo

Livelli di conoscenza

LC3: Conoscenza Accurata : γ_m DIMINUITI

Geometria:	<ul style="list-style-type: none">da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campionerilievo ex-novo completo
Dettagli costruttivi:	<ul style="list-style-type: none">disegni costruttivi completi + limitate verifiche in situesaustive verifiche in situ

Livelli di conoscenza

LC3: Conoscenza Accurata : γ_m DIMINUITI

Geometria:	<ul style="list-style-type: none">da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campionerilievo ex-novo completo
Dettagli costruttivi:	<ul style="list-style-type: none">disegni costruttivi completi + limitate verifiche in situesaustive verifiche in situ

Controlli effettuati su almeno il 50% degli elementi strutturali per ciascuna tipologia di elemento

Livelli di conoscenza

LC3: Conoscenza Accurata : γ_m DIMINUITI

Geometria: { da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione
rilievo ex-novo completo

Dettagli costruttivi: { disegni costruttivi completi + limitate verifiche in situ
esaustive verifiche in situ

Proprietà dei materiali: { dai certificati originali di prova + limitate prove in situ
esaustive prove in situ

Livelli di conoscenza

LC3: Conoscenza Accurata : γ_m DIMINUITI

3 provini di calcestruzzo per piano dell'edificio;

3 campioni di armatura per piano dell'edificio.

Proprietà dei
materiali:

{ dai certificati originali di prova + limitate prove
in situ

{ esaustive prove in situ

Coefficienti parziali di sicurezza

solo analisi lineare

Livello di conoscenza	Conglomerato	Acciaio da c.a. o da carpenteria metallica
LC1	$1.25 \gamma_c$	$1.15 \gamma_s$
LC2	γ_c	γ_s
LC3	$0.80 \gamma_c$	$0.85 \gamma_s$

Livelli di conoscenza nel FEMA

Per una conoscenza usuale:

{ 1 provino di calcestruzzo —————→ Se è nota la sua resistenza
1 provino per tipo di elemento o
6 provini per tutto l'edificio —————→ Se non è nota la resistenza

{ 0 provini di acciaio —————→ Se è nota la sua resistenza
2 provini per tutto l'edificio —————→ Se non è nota la resistenza

Livelli di conoscenza nel FEMA

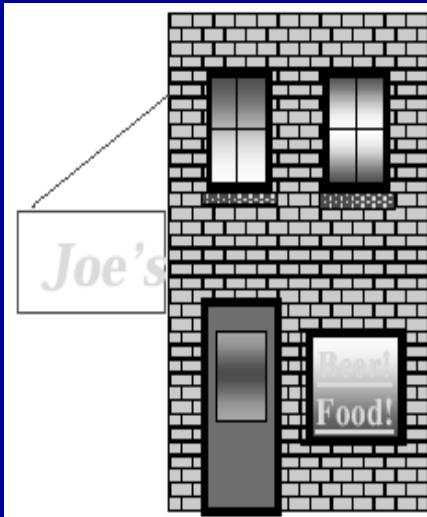
Per una conoscenza completa:

Per determinare ciascuna proprietà sono condotti test in numero sufficiente da garantire un $COV = 14\%$ con un minimo di 3 test.

Sensata visione statistica delle prove

Stati limite (3274 e succ.)

Sono definiti 3 stati limite

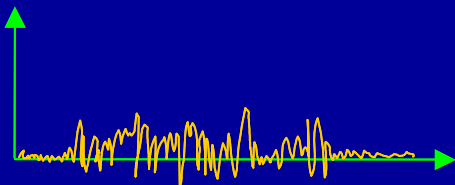


Stato Limite di
Danno Limitato
DL

Danni di modesta entità

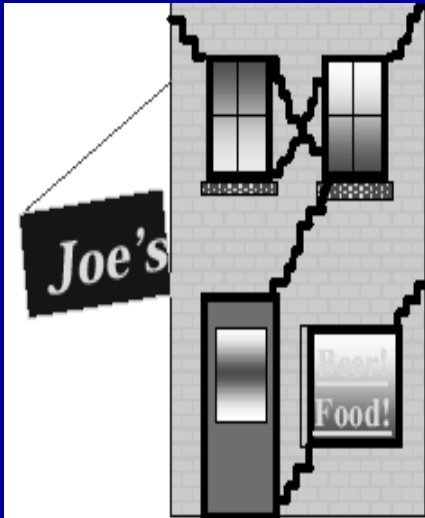
Rigidezza e resistenza degli elementi
portanti non compromesse

Elementi non strutturali fessurati ma
economicamente riparabili



Stati limite (3274)

Sono definiti 3 stati limite



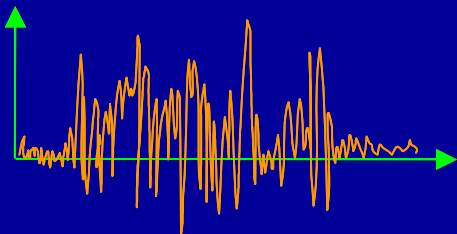
Stato Limite di
Danno Severo
DS

Danni significativi

Riduzione di rigidezza e resistenza degli
elementi portanti

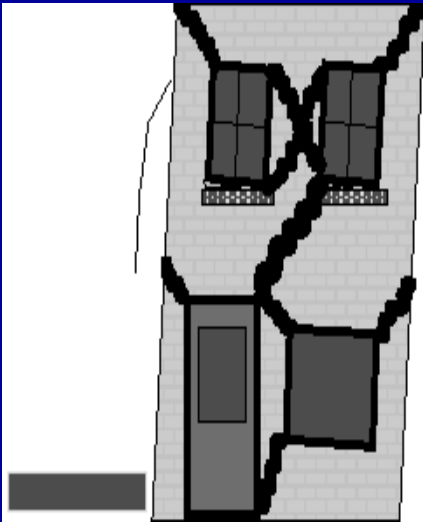
Elementi non strutturali danneggiati ma
senza espulsione dei tramezzi

Riparazione dell'edificio economicamente
non conveniente



Stati limite (3274)

Sono definiti 3 stati limite



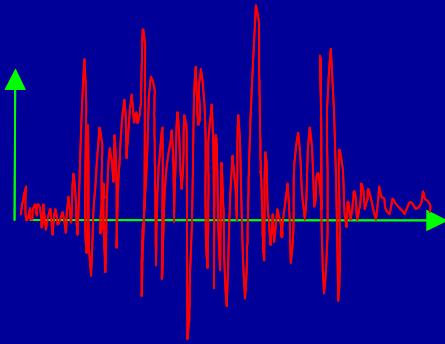
Stato Limite di
Collasso CO

Danni notevoli

Residua capacità portante per carichi verticali

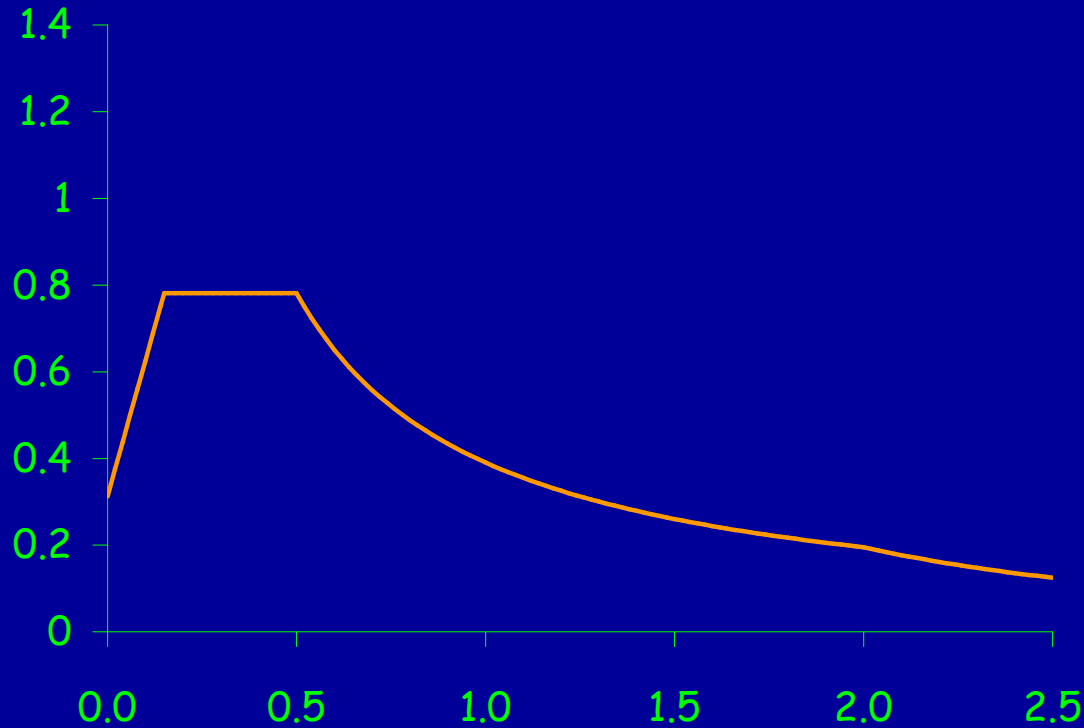
Elementi non strutturali quasi del tutto distrutti

Fuori piombo significativo



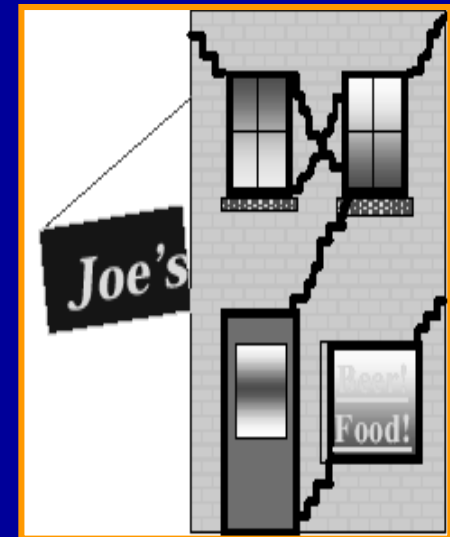
Stati limite (3274)

Spettro elastico



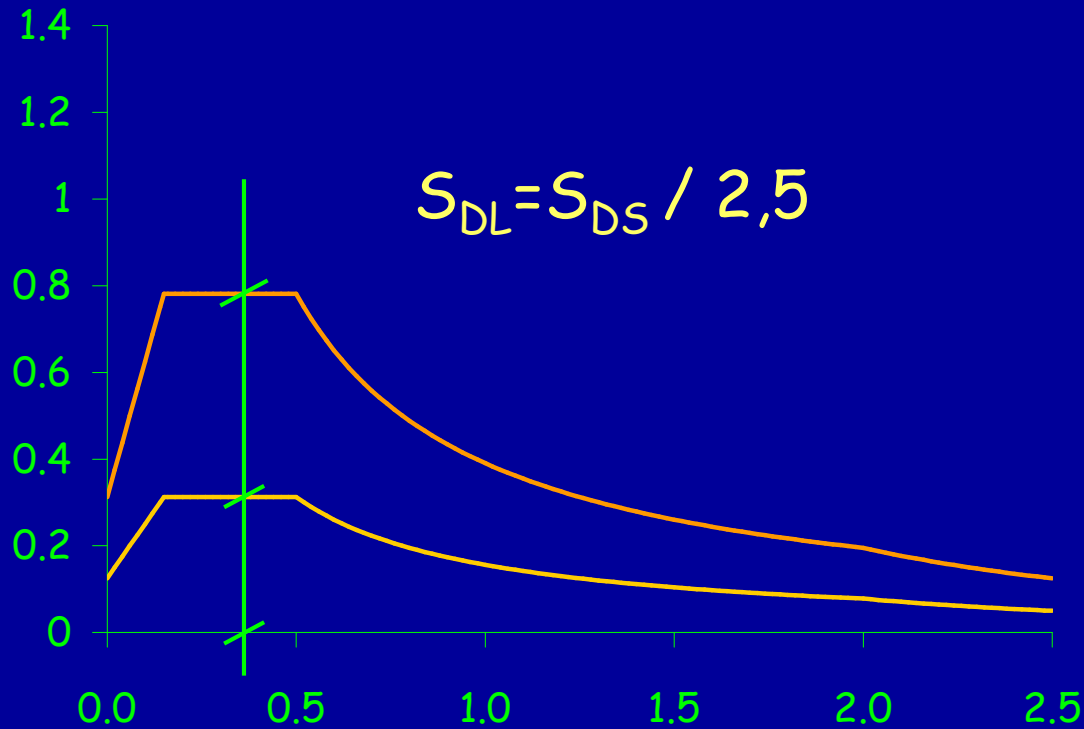
$T_r = 475$ anni

$P_r = 10\%$ 50 anni



Stati limite (3274)

Spettro elastico



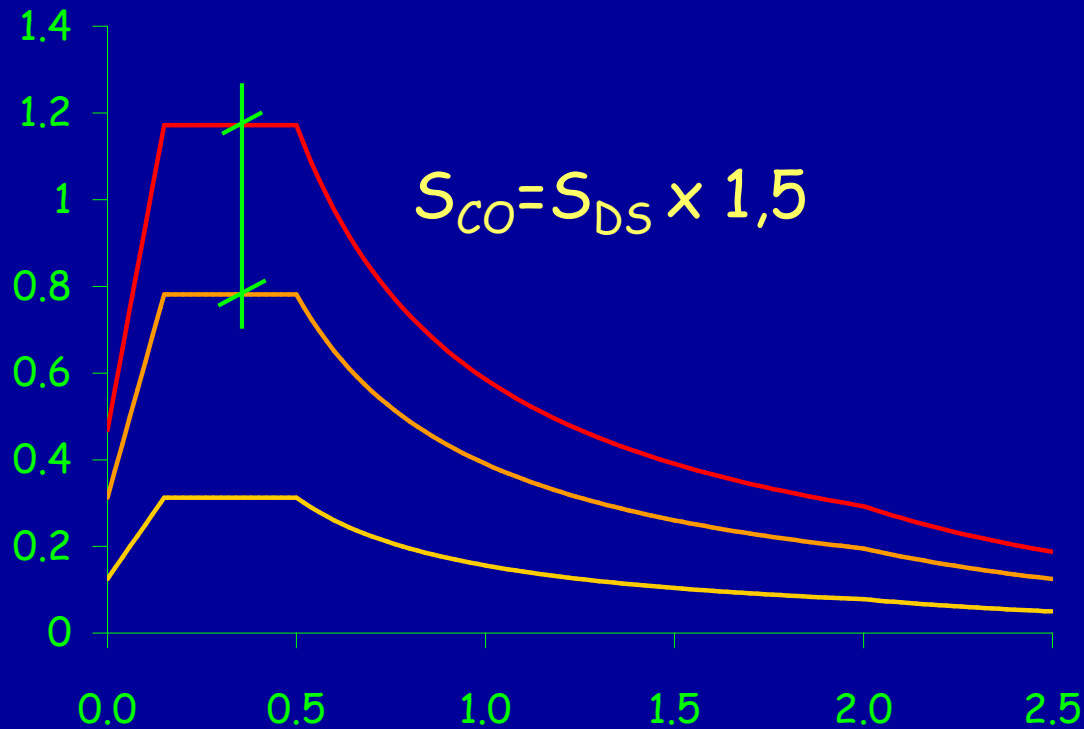
$T_r = 75$ anni

$P_r = 50\%$ 50 anni



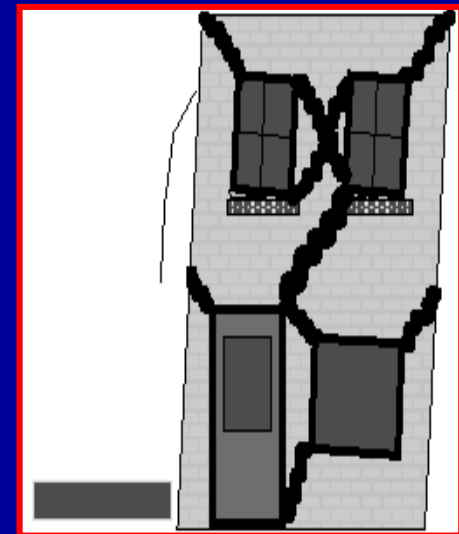
Stati limite (3274)

Spettro elastico



$T_r = 2475$ anni

$Pr = 2\%50$ anni

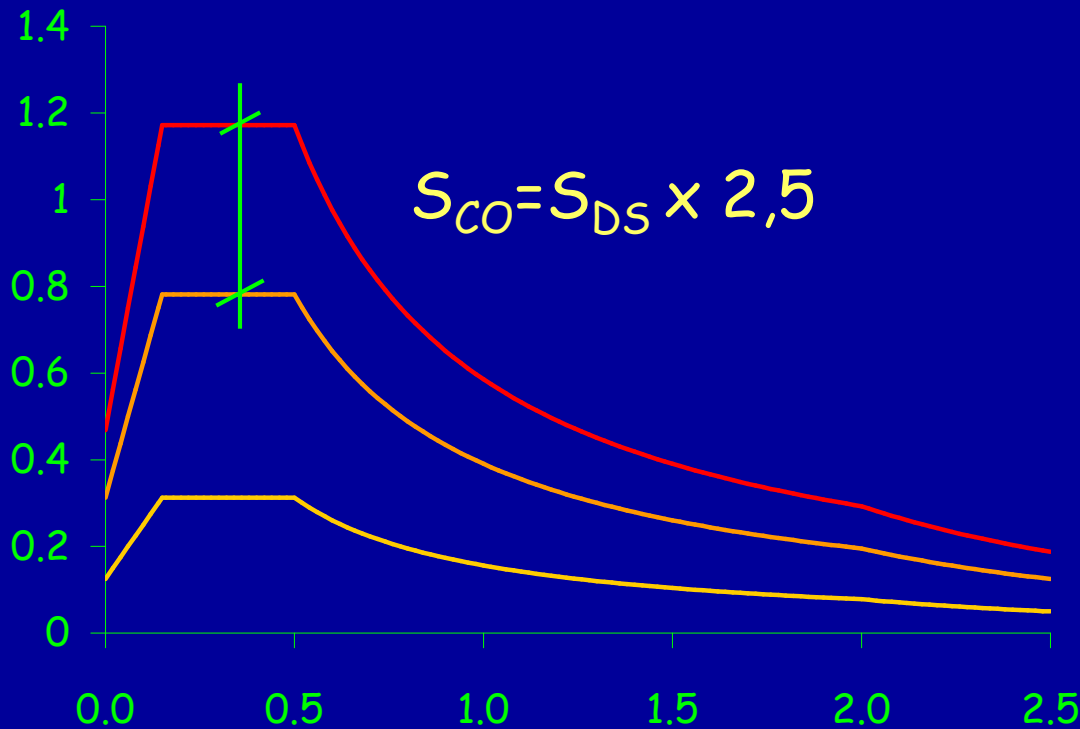


Stati limite (3274)

Spettro elastico

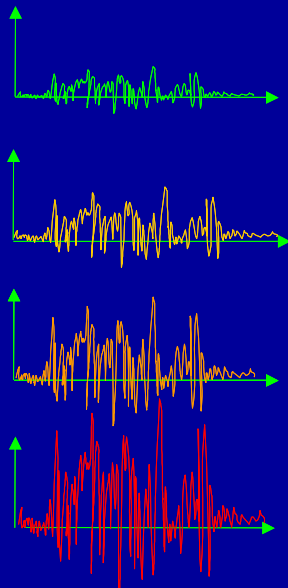
$T_r = 2475$ anni

$P_r = 2\%50$ anni



Gli spettri mantengono la stessa forma indipendentemente dalla pga

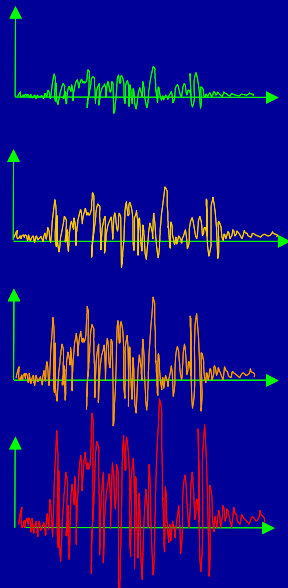
Stati limite nel FEMA



		Building Performance Levels			
		Operational	Immediate Occupancy	Life Safety	Collapse Prevention
Earthquake Hazard Level	50%50 anni (Tr=75 anni)	A	B	C	D
	20%50 anni (Tr=225 anni)	E	F	G	H
	10%50 anni (Tr=475 anni)	I	J	K	L
	2%50 anni (Tr=2475 anni)	M	N	O	P

Stati limite nel FEMA

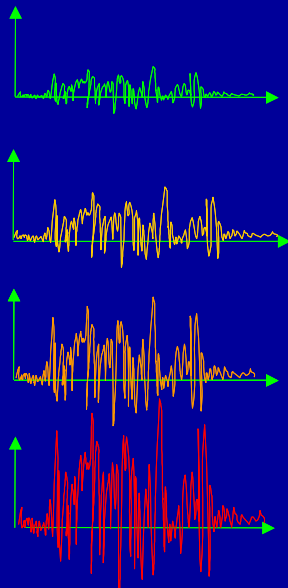
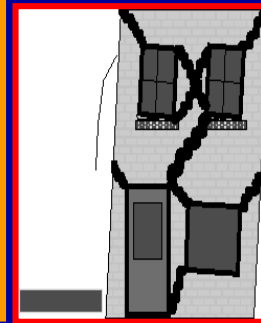
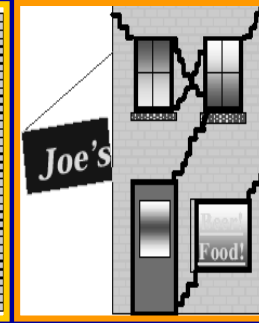
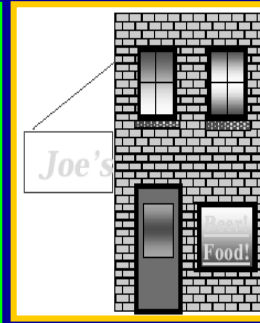
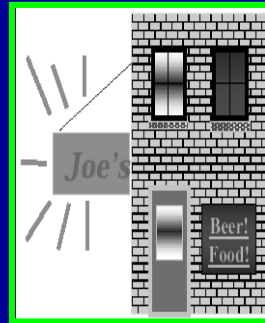
Obiettivo Base



		Building Performance Levels			
		Operational	Immediate Occupancy	Life Safety	Collapse Prevention
Earthquake Hazard Level	50%50 anni (Tr=75 anni)	A	B	C	D
	20%50 anni (Tr=225 anni)	E	F	G	H
	10%50 anni (Tr=475 anni)	I	J	K	L
	2%50 anni (Tr=2475 anni)	M	N	O	P

Stati limite nel FEMA

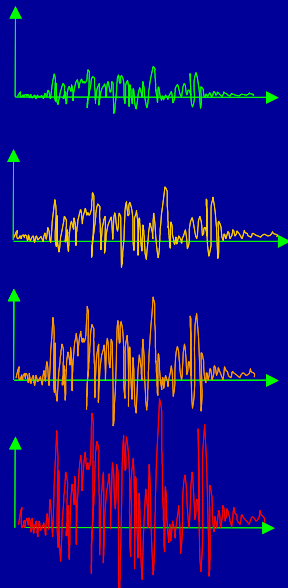
Prestazioni
Inaccettabili



		Building Performance Levels			
		Operational	Immediate Occupancy	Life Safety	Collapse Prevention
Earthquake Hazard Level	50%50 anni (Tr=75 anni)	A	B	C	D
	20%50 anni (Tr=225 anni)	E	F	G	H
	10%50 anni (Tr=475 anni)	I	J	K	L
	2%50 anni (Tr=2475 anni)	M	N	O	P

Stati limite nel FEMA

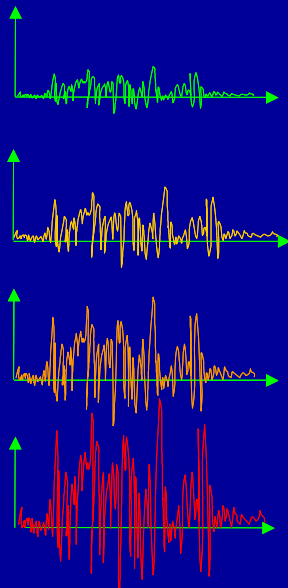
Obiettivi Migliorati



		Building Performance Levels			
		Operational	Immediate Occupancy	Life Safety	Collapse Prevention
Earthquake Hazard Level	50%50 anni (Tr=75 anni)	A	B	C	D
	20%50 anni (Tr=225 anni)	E	F	G	H
	10%50 anni (Tr=475 anni)	I	J	K	L
	2%50 anni (Tr=2475 anni)	M	N	O	P

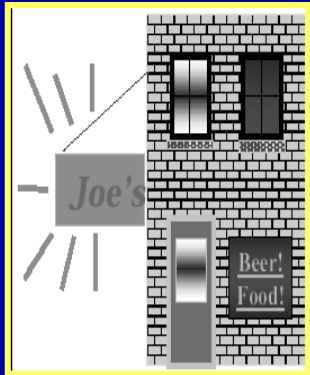
Stati limite nel FEMA

Confronto con la
Normativa italiana

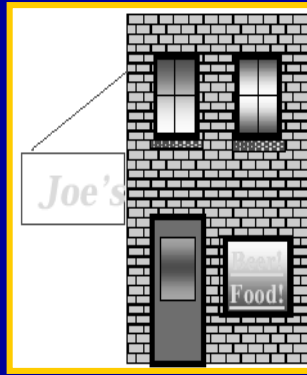


		Building Performance Levels			
		Operational	Immediate Occupancy	Life Safety	Collapse Prevention
Earthquake Hazard Level	50%50 anni (Tr=75 anni)	A	B	C	D
	20%50 anni (Tr=225 anni)	E	F	G	H
	10%50 anni (Tr=475 anni)	I	J	K	L
	2%50 anni (Tr=2475 anni)	M	N	O	P

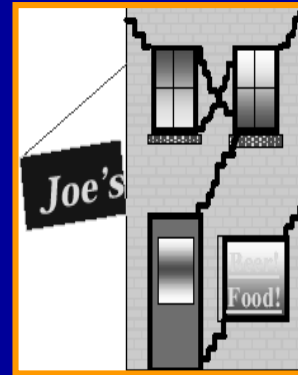
Aspetti economici



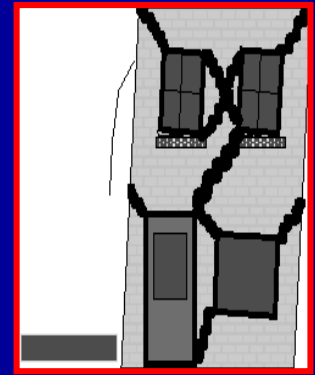
Operational



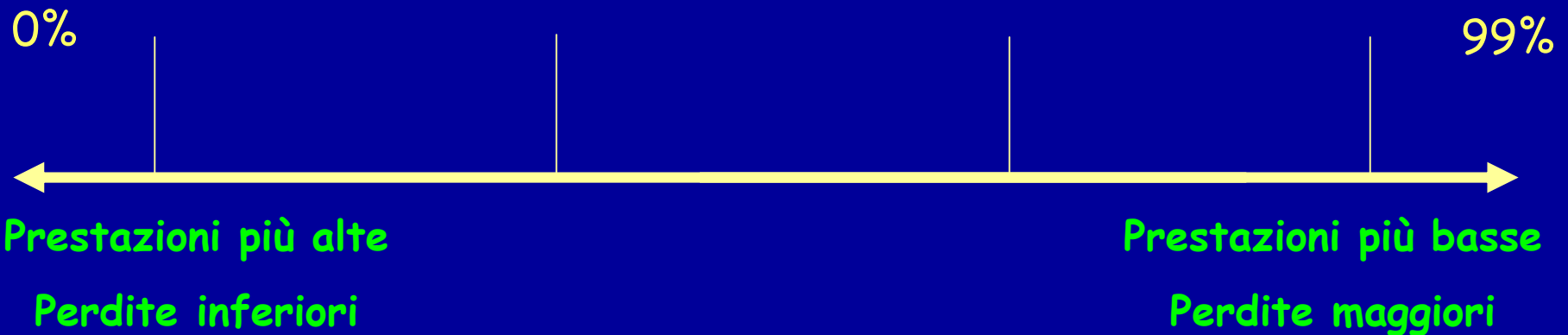
Immediate
Occupancy



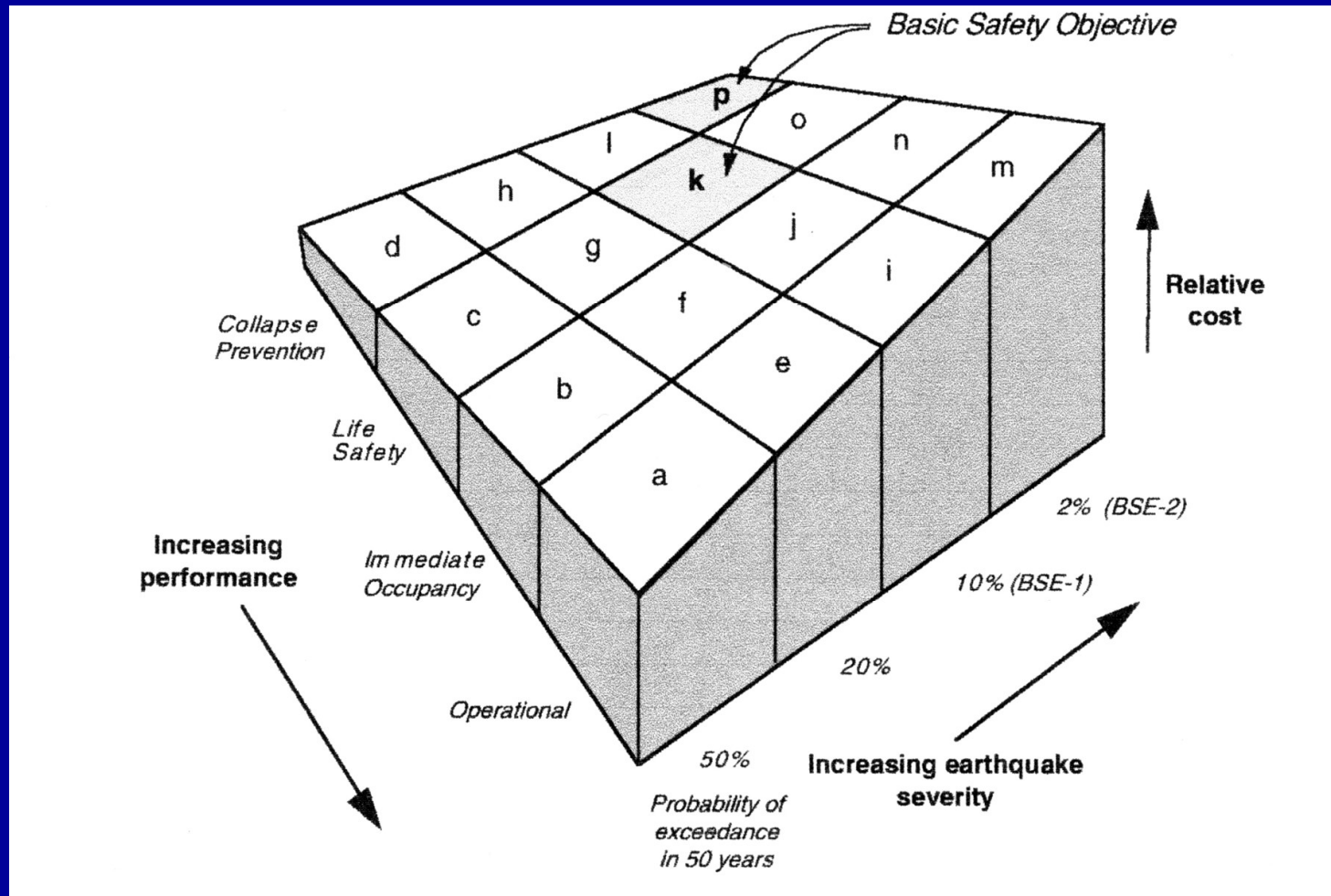
Life Safety



Collapse
Prevention



Costi relativi della riabilitazione



Tipologie di analisi

Analisi Lineare



Analisi Statica Lineare

Analisi Dinamica Modale

Analisi Dinamica al passo

Analisi Non Lineare

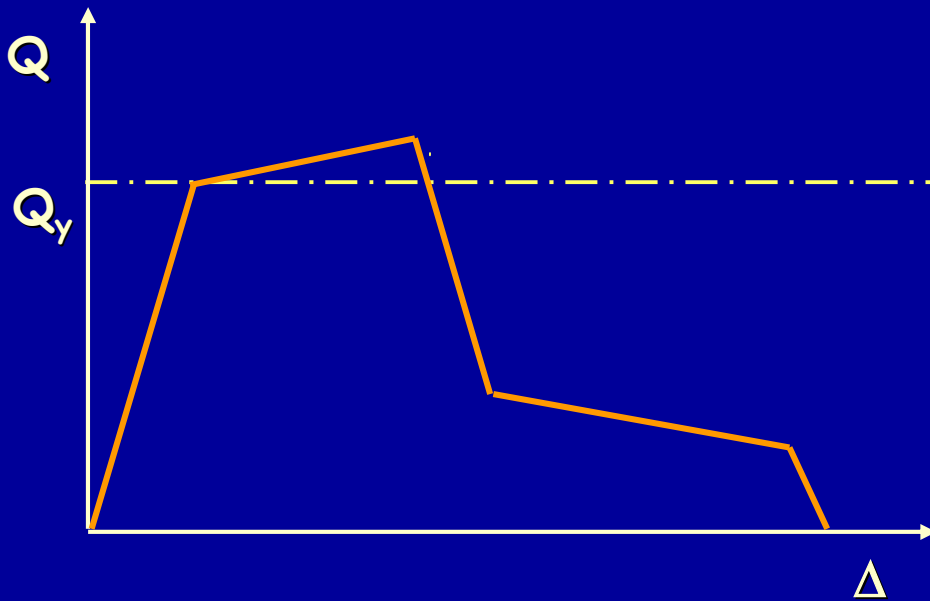


Analisi Statica Non Lineare
(Pushover)

Analisi Dinamica Non Lineare
(Time History)

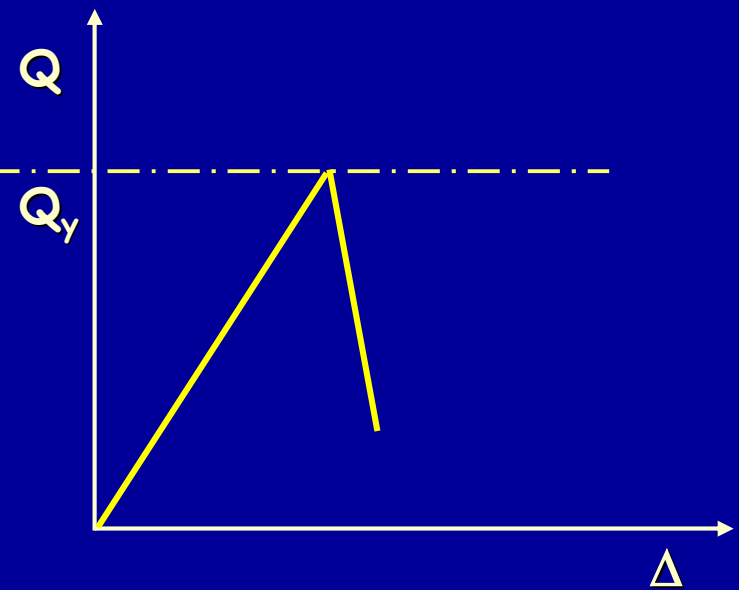
Tipologie di elementi

Elementi duttili



Rottura legata a limiti di
duttilità

Elementi fragili



Rottura legata a limiti di
resistenza

Applicabilità delle analisi lineari

Valutazione delle sollecitazioni S_i mediante procedura lineare

Valutazione delle resistenze C_i

$$\rho_i = \frac{S_i}{C_i}$$

Per gli elementi duttili:

$$\frac{\rho_{\max}}{\rho_{\min}} \leq 2.5 \qquad \rho_{\max} \leq ?$$

Applicabilità delle analisi lineari

Valutazione delle sollecitazioni S_i mediante procedura lineare

Valutazione delle resistenze C_i

$$\rho_i = \frac{S_i}{C_i}$$

Per gli elementi duttili:

$$\frac{\rho_{\max}}{\rho_{\min}} \leq 2.5$$

$$\rho_{\max} \leq ?$$

Valore non
espressamente indicato

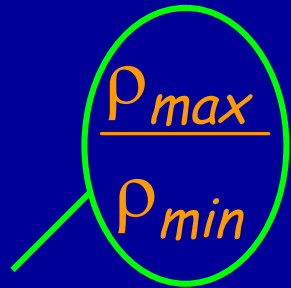
Applicabilità delle analisi lineari

Valutazione delle sollecitazioni S_i mediante procedura lineare


Valutazione delle resistenze C_i

$$\rho_i = \frac{S_i}{C_i}$$

Per gli elementi duttili:


$$\frac{\rho_{max}}{\rho_{min}} \leq 2$$

Quali sezioni duttili considerare?


$$\rho_{max} \leq ?$$

Valore non espressamente indicato

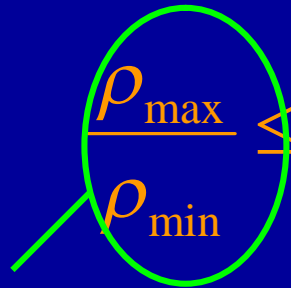
Applicabilità delle analisi lineari

Valutazione delle sollecitazioni S_i mediante procedura lineare

Valutazione delle resistenze C_i

$$\rho_i = \frac{S_i}{C_i}$$

Per gli elementi duttili:


$$\frac{\rho_{\max}}{\rho_{\min}} \leq 2.5$$

Quali sezioni duttili
considerare?

$$\rho_{\max} \leq \begin{cases} 15 & \text{per travi} \\ 7 & \text{per pilastri} \end{cases}$$

L' EC 8 parte 3
risponde ...

Sezioni significative

Le sezioni di mezzzeria di travi e pilastri non sono significative per le sollecitazioni sismiche

Le sezioni di estremità di travi a spessore non sono significative per le sollecitazioni sismiche

È necessaria un' applicazione intelligente delle norme.

Significato dei limiti imposti

$\frac{\rho_{\max}}{\rho_{\min}} \leq 2.5$ significa prevedere un comportamento uniforme per la struttura

$\rho_i > 1$ significa considerare la duttilità della sezione

Criteri di verifica: analisi lineare

Gli elementi duttili si ritengono implicitamente soddisfatti se sono soddisfatte le limitazioni per l'applicabilità della procedura d'analisi.

$$\rho_{max} \leq \begin{cases} 15 \text{ per travi} \\ 7 \text{ per pilastri} \end{cases}$$

I limiti sembrano poco significativi perché indipendenti dal livello di prestazione (DL, DS, CO) e dalla effettiva duttilità della sezione.

Criteri di verifica: analisi lineare

Gli elementi fragili si ritengono soddisfatti se risulta:

$$\rho_i = \frac{S_i}{C_i} < 1$$

La sollecitazione di verifica è quella derivata dall'analisi se gli elementi duttili contigui hanno:

$$\rho_i < 1$$

La sollecitazione di verifica è quella derivata dall'equilibrio con le resistenze degli elementi duttili contigui se questi hanno:

$$\rho_i \geq 1$$

Criteri di verifica: analisi lineare

Gli elementi fragili si ritengono soddisfatti se risulta:

$$\rho_i = \frac{S_i}{C_i} < 1$$

La sollecitazione di verifica è quella derivata dall'analisi se gli elementi duttili contigui hanno:

$$\rho_i < 1$$

La sollecitazione di verifica è quella derivata dall'equilibrio con le resistenze degli elementi duttili contigui se questi hanno:

$$\rho_i \geq 1$$

Amplificate mediante

$$\gamma_{rd} = 1.20$$

Applicabilità di analisi lineare FEMA

Analisi lineare applicabile se:

$$DCR = \frac{S_i}{C_i} \leq 2$$

Oppure se la struttura segue i criteri di regolarità esplicitamente forniti.

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Gli elementi duttili si ritengono soddisfatti se:

$$M_{sd} < m \cdot k \cdot M_{Rd}$$

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Gli elementi duttili si ritengono soddisfatti se:

$$M_{sd} < m \cdot k \cdot M_{Rd}$$

Momento resistente valutato
con i valori caratteristici
della resistenza

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Gli elementi duttili si ritengono soddisfatti se:

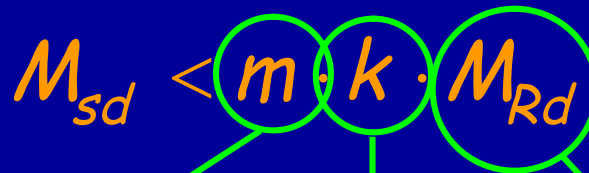
$$M_{sd} < m \cdot k \cdot M_{Rd}$$

Momento resistente valutato
con i valori caratteristici
della resistenza

Fattore di conoscenza pari a
1.00 o 0.75

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Gli elementi duttili si ritengono soddisfatti se:

$$M_{sd} < m \cdot k \cdot M_{Rd}$$
The equation $M_{sd} < m \cdot k \cdot M_{Rd}$ is displayed. The terms m , k , and M_{Rd} are each enclosed in a green circle. A green line connects the circle around m to its definition on the left. Another green line connects the circle around k to its definition at the bottom. A third green line connects the circle around M_{Rd} to its definition on the right.

Fattore amplificativo delle
resistenze - analogo a ρ

Momento resistente valutato
con i valori caratteristici
della resistenza

Fattore di conoscenza pari a
1.00 o 0.75

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Esempio per travi in c.a.

Valori di m	
Primarie	Secondarie

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Esempio per travi in c.a.

Valori di m	
Primarie	Secondarie

Distinzione tra elementi
primari e secondari

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Esempio per travi in c.a.

Valori di m		
	Primarie	Secondarie
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$		
< 0.00		
< 0.00		
> 0.50		
> 0.50		
< 0.00		
< 0.00		
> 0.50		
> 0.50		

Quantità di
armatura tesa e
compressa

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Esempio per travi in c.a.

		Valori di m	
		Primarie	Secondarie
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Rinf. Trasv.		
< 0.00	C		
< 0.00	C		
> 0.50	C		
> 0.50	C		
< 0.00	NC		
< 0.00	NC		
> 0.50	NC		
> 0.50	NC		

Passo delle staffe

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Esempio per travi in c.a.

$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Rinf. Trasv.	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$
< 0.00	C	< 3.0
< 0.00	C	> 6.0
> 0.50	C	< 3.0
> 0.50	C	> 6.0
< 0.00	NC	< 3.0
< 0.00	NC	> 6.0
> 0.50	NC	< 3.0
> 0.50	NC	> 6.0

Valori di m	
Primarie	Secondarie

Tasso di lavoro a
taglio

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Esempio per travi in c.a.

$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Rinf. Trasv.	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$
< 0.00	C	< 3.0
< 0.00	C	> 6.0
> 0.50	C	< 3.0
> 0.50	C	> 6.0
< 0.00	NC	< 3.0
< 0.00	NC	> 6.0
> 0.50	NC	< 3.0
> 0.50	NC	> 6.0

Valori di m				
IO	Primarie		Secondarie	
	LS	CP	LS	CP

Livelli di prestazione

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Esempio per travi in c.a.

			Valori di m				
			IO	Primarie		Secondarie	
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Rinf. Trasv.	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$		LS	CP	LS	CP
< 0.00	C	< 3.0	3	6		6	
< 0.00	C	> 6.0	2	3		3	
> 0.50	C	< 3.0	2	3		3	
> 0.50	C	> 6.0	2	2		2	
< 0.00	NC	< 3.0	2	3		3	
< 0.00	NC	> 6.0	1.25	2		2	
> 0.50	NC	< 3.0	2	3		3	
> 0.50	NC	> 6.0	1.25	2		2	

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Esempio per travi in c.a.

			Valori di m				
			IO	Primarie		Secondarie	
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Rinf. Trasv.	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$		LS	CP	LS	CP
< 0.00	C	< 3.0	3	6	7	6	10
< 0.00	C	> 6.0	2	3	4	3	5
> 0.50	C	< 3.0	2	3	4	3	5
> 0.50	C	> 6.0	2	2	3	2	4
< 0.00	NC	< 3.0	2	3	4	3	5
< 0.00	NC	> 6.0	1.25	2	3	2	4
> 0.50	NC	< 3.0	2	3	3	3	4
> 0.50	NC	> 6.0	1.25	2	2	2	3

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Esempio per travi in c.a.

			Valori di m				
			IO	Primarie		Secondarie	
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Rinf. Trasv.	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$		LS	CP	LS	CP
< 0.00	C	< 3.0	3	6	7	6	10
< 0.00	C	> 6.0	2	3	4	3	5
> 0.50	C	< 3.0	2	3	4	3	5
> 0.50	C	> 6.0	2	2	3	2	4
< 0.00	NC	< 3.0	2	3	4	3	5
< 0.00	NC	> 6.0	1.25	2	3	2	4
> 0.50	NC	< 3.0	2	3	3	3	4
> 0.50	NC	> 6.0	1.25	2	2	2	3

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Esempio per pilastri in c.a.

Valori di m	
Primarie	Secondarie
$\frac{P}{A_g f'_c}$	
< 0.10	
< 0.10	
> 0.40	
> 0.40	
< 0.10	
< 0.10	
> 0.40	
> 0.40	

Tasso di lavoro per
sforzo assiale

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Esempio per pilastri in c.a.

			Valori di m				
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Rinf. Trasv.	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	IO	Primarie		Secondarie	
				LS	CP	LS	CP
< 0.10	C	< 3.0	2	3	4	4	5
< 0.10	C	> 6.0	2	2.4	3.2	3.2	4
> 0.40	C	< 3.0	1.25	2	3	3	4
> 0.40	C	> 6.0	1.25	1.6	2.4	2.4	3.2
< 0.10	NC	< 3.0	2	2	3	2	3
< 0.10	NC	> 6.0	2	1.6	2.4	1.6	2.4
> 0.40	NC	< 3.0	1.25	1.5	2	1.5	2
> 0.40	NC	> 6.0	1.25	1.5	1.75	1	1.6

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Esempio per travi in
acciaio

$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \quad e \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}$
$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} \quad e \quad \frac{h}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_{ye}}}$
Altri casi

Valori di m				
IO	Primarie		Secondarie	
	LS	CP	LS	CP

Geometria dei piatti
che compongono la
sezione

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Esempio per travi in
acciaio

	Valori di m				
	IO	Primarie		Secondarie	
		LS	CP	LS	CP
$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \quad e \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}$	2	6	8	10	12
$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} \quad e \quad \frac{h}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_{ye}}}$	1.25	2	3	3	4
Altri casi	Interpolazione lineare				

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Esempio per pilastri in
acciaio: $N/N_{Rd} < 0.20$

	Valori di m				
	IO	Primarie		Secondarie	
		LS	CP	LS	CP
$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \quad e \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{F_{ye}}}$	2	6	8	10	12
$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} \quad e \quad \frac{h}{t_w} \geq \frac{460}{\sqrt{F_{ye}}}$	1.25	1.25	2	2	3
Altri casi	Interpolazione lineare				

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Esempio per pilastri in
acciaio: $0.20 < N/N_{Rd} < 0.50$

	Valori di m				
	IO	Primarie		Secondarie	
		LS	CP	LS	CP
$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \quad e \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{260}{\sqrt{F_{ye}}}$	1.25	9 (1-1.7n)	12 (1-1.7n)	15 (1-1.7n)	18 (1-1.7n)
$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} \quad e \quad \frac{h}{t_w} \geq \frac{400}{\sqrt{F_{ye}}}$	1.25	1.25	1.5	2	2
Altri casi	Interpolazione lineare				

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Gli elementi fragili si ritengono soddisfatti se:

$$V_{sd} < k \cdot V_{Rd}$$

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Gli elementi fragili si ritengono soddisfatti se:

$$V_{sd} < k \cdot V_{Rd}$$

Tagli resistente valutato con
i valori caratteristici della
resistenza

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Gli elementi fragili si ritengono soddisfatti se:

$$V_{sd} < k \cdot V_{Rd}$$

Tagli resistente valutato con
i valori caratteristici della
resistenza

Fattore di conoscenza pari a
1.00 o 0.75

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Gli elementi fragili si ritengono soddisfatti se:

$$V_{sd} < k \cdot V_{Rd}$$

Taglio sollecitante ridotto per tener conto della plasticizzazione degli elementi duttili vicini

Tagli resistente valutato con i valori caratteristici della resistenza

Fattore di conoscenza pari a 1.00 o 0.75

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Gli elementi fragili si ritengono soddisfatti se:

$$V_{sd} < k \cdot V_{Rd}$$

Si considerano fragili anche pilastri con $n = N/N_{Rd} > 0.50$

Analisi lineare: statica o modale?

Gli edifici esistenti seguono le stesse regole degli edifici ex-novo.

L'analisi statica è applicabile per:

edifici regolari

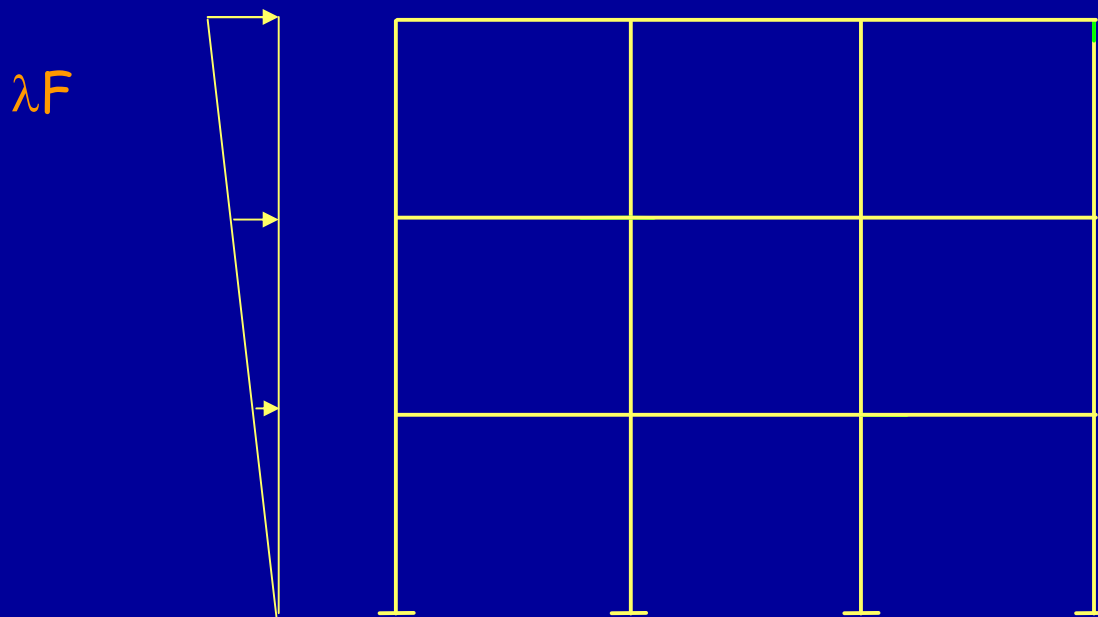
$$T_1 < 2.5 T_c$$

Analisi statica non lineare: Pushover

Ipotesi alla base della procedura:

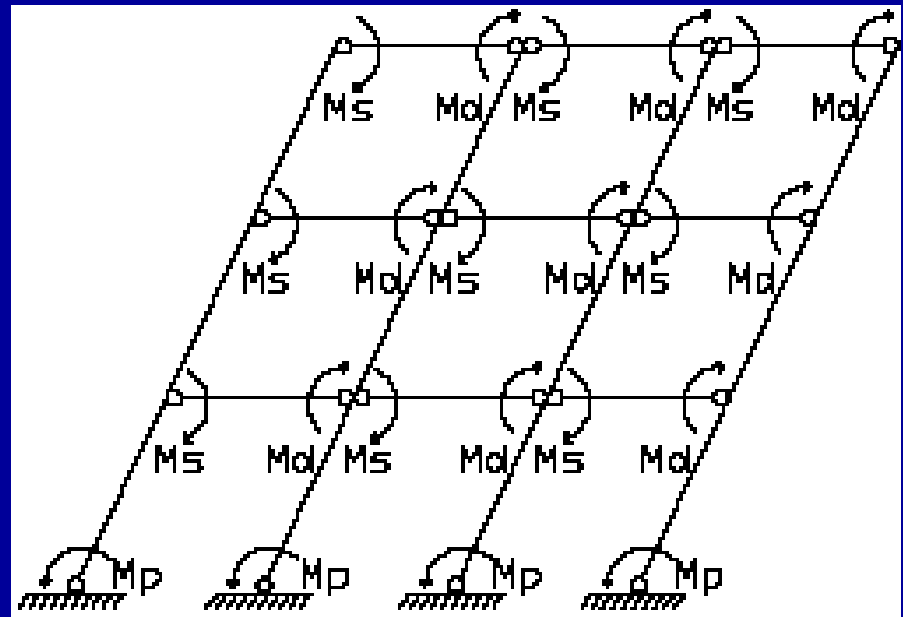
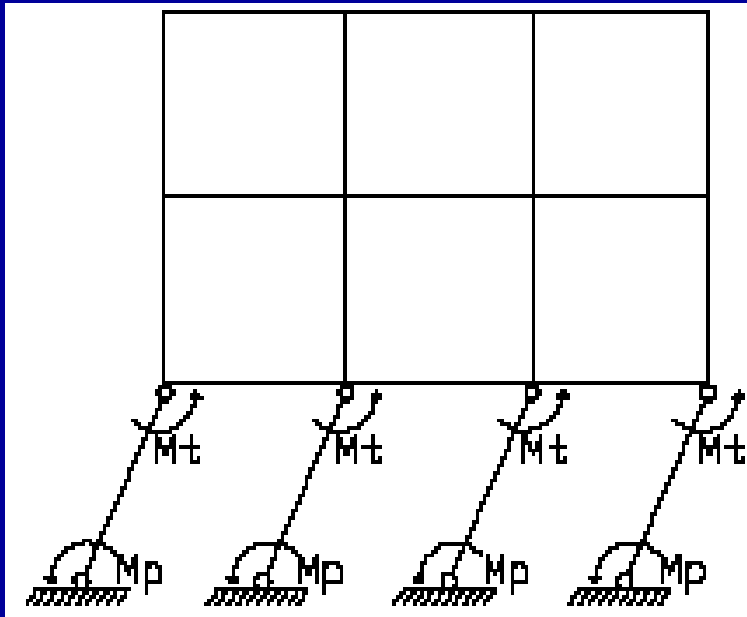
1. Determinazione di un legame forza-spostamento tra la risultante delle forze applicate, Taglio alla base F_b e lo spostamento Δ_c di un punto di controllo usualmente scelto come il baricentro dell'ultimo impalcato;
2. Determinazione delle caratteristiche di un sistema ad un grado di libertà equivalente a comportamento bi-lineare;
3. Determinazione della risposta massima in spostamento di tale sistema con utilizzo di spettri di risposta di progetto;
4. Conversione dello spostamento del sistema equivalente nella configurazione deformata effettiva dell'edificio e verifica della compatibilità degli spostamenti per gli elementi/meccanismi duttili e delle resistenze per gli elementi/meccanismi fragili.

- L'analisi statica non lineare consiste nell'applicare all'edificio i carichi gravitazionali ed un sistema di forze orizzontali che, mantenendo invariati i rapporti relativi tra le forze stesse, vengano tutte scalate in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo della struttura fino al raggiungimento delle condizioni ultime.



Applicazione di forze gravitazionali e forze orizzontali monotonamente crescenti


Meccanismi di collasso




Analisi statica non lineare: Pushover

Ipotesi alla base della procedura:

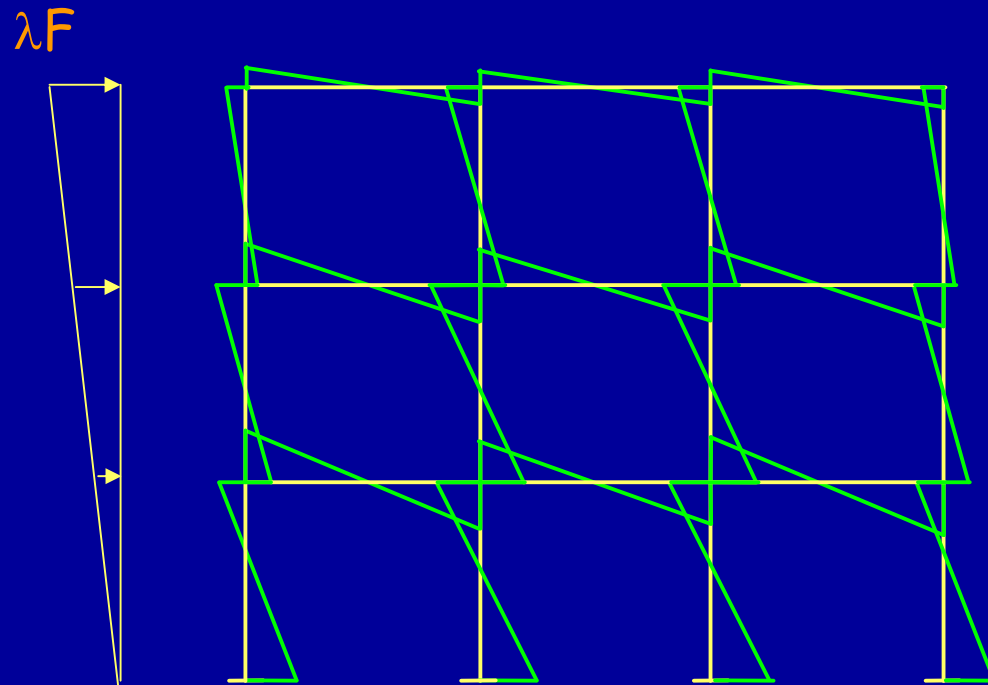
 I nodi non arrivano a rottura
verificare la resistenza o prevedere la necessità di interventi

 gli elementi strutturali non presentano crisi per taglio prima che per flessione
verificare la resistenza a taglio o prevedere interventi di rinforzo a taglio

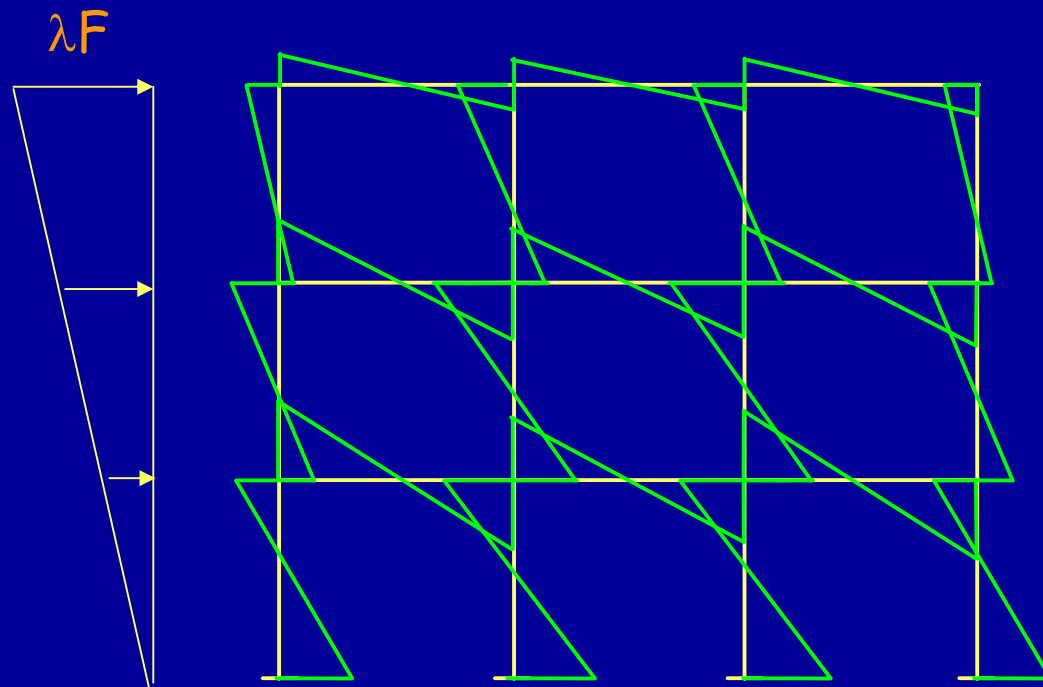
 I dettagli costruttivi non comportano crisi locali (ancoraggi)

 gli effetti del comportamento tridimensionale sono trascurabili
(altrimenti è necessario procedere ad una push-over con calcolo non lineare spaziale)

Analisi statica non lineare: Pushover

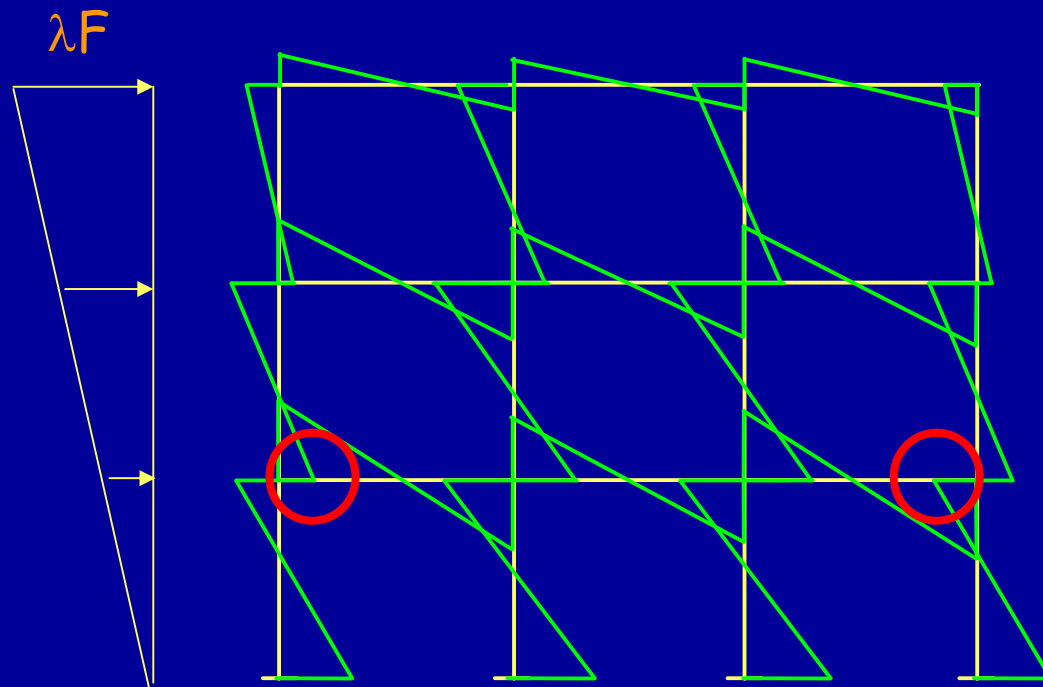


Analisi statica non lineare: Pushover



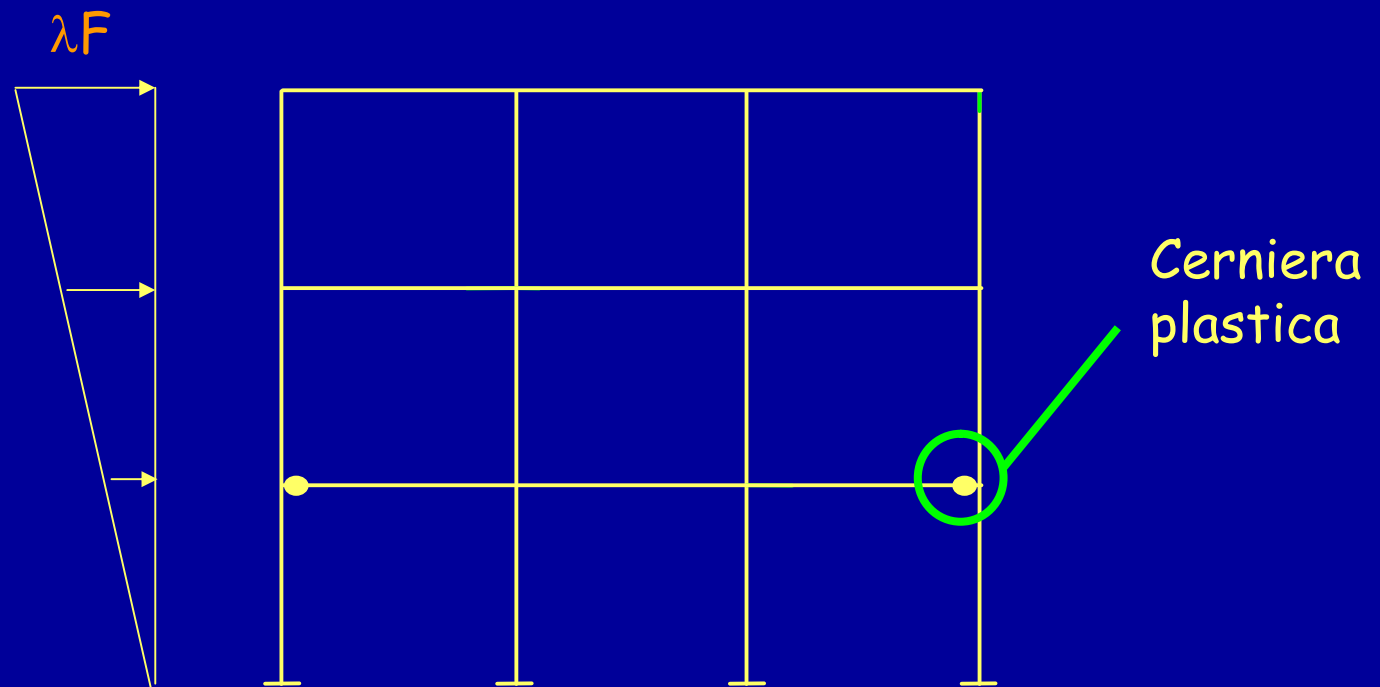
Le forze crescono fino a quando si raggiunge il momento di prima plasticizzazione in una sezione

Analisi statica non lineare: Pushover



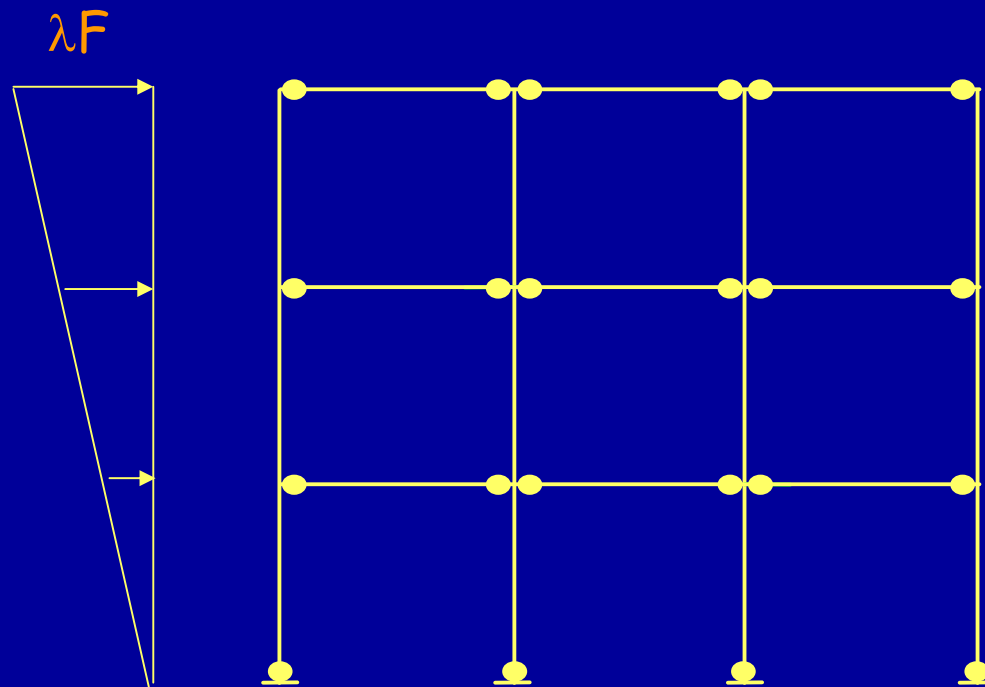
Le forze crescono fino a quando si raggiunge il momento di prima plasticizzazione in una sezione

Analisi statica non lineare: Pushover



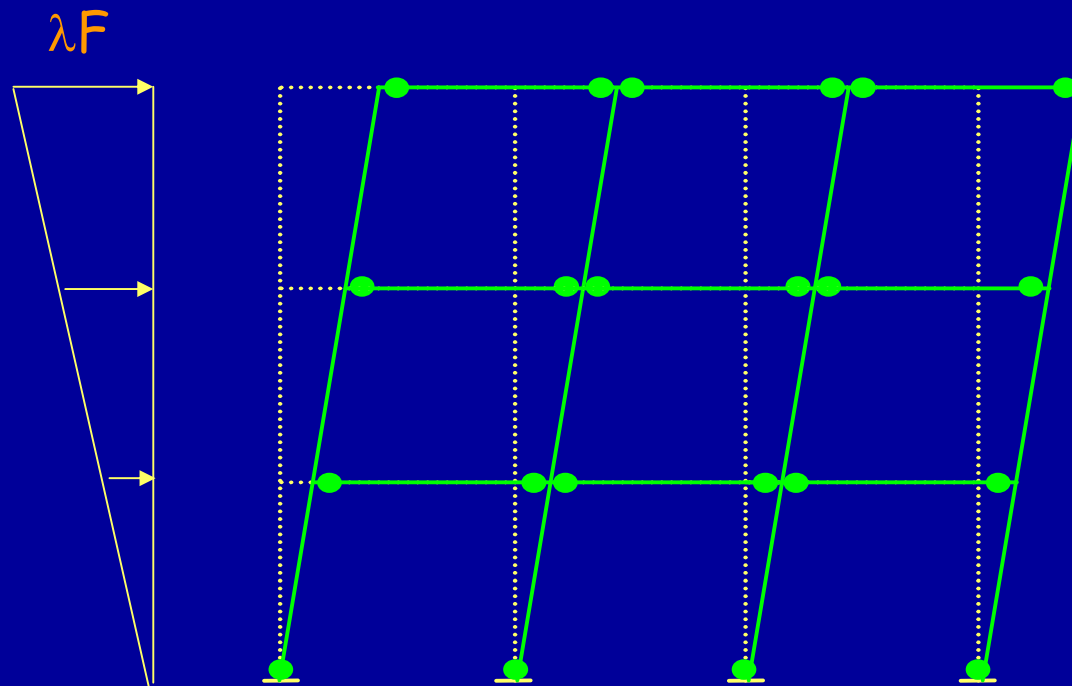
Lo schema strutturale cambia

Analisi statica non lineare: Pushover



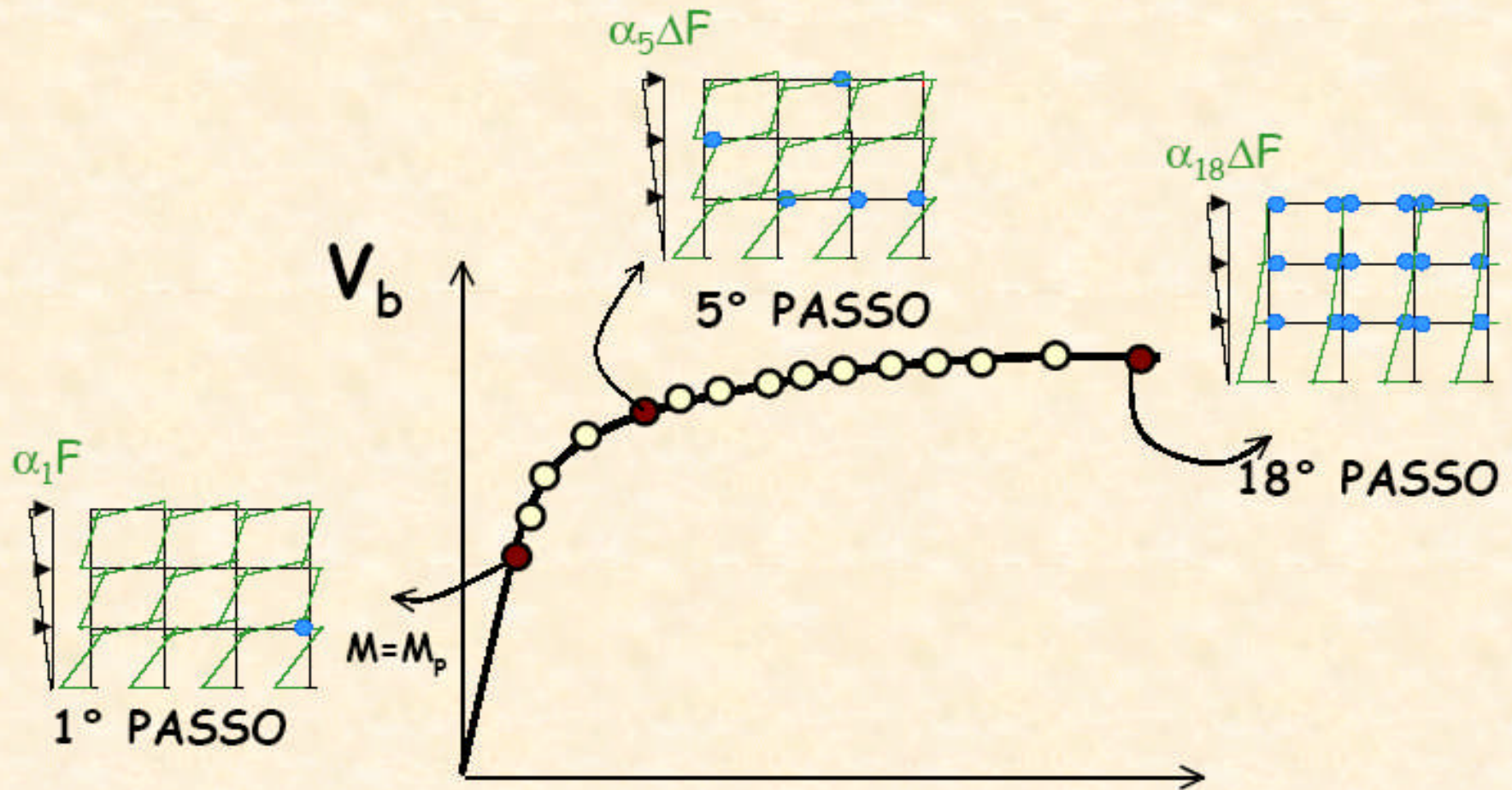
La plasticizzazione continua fino a quando lo schema diviene labile o si raggiunge la rotazione ultima di una sezione

Analisi statica non lineare: Pushover



La plasticizzazione continua fino a quando lo schema diviene labile o si raggiunge la rotazione ultima di una sezione

Analisi statica non lineare: Pushover



Analisi statica non lineare: Pushover

L'idea è ottima

Ma

- Gli spostamenti di collasso valutati con forze statiche coincidono con quelli dinamici?
- Quanto è affidabile la previsione degli spostamenti che la struttura subirà durante un terremoto?

Analisi statica non lineare: Pushover

- Le prescrizioni contenute nelle presenti norme si applicano agli edifici che soddisfino le condizioni di regolarità in pianta e in altezza. Il metodo può essere esteso ad edifici non regolari purché si tenga conto dell'evoluzione della rigidezza e corrispondentemente delle forme di vibrazione conseguenti allo sviluppo delle deformazioni inelastiche (metodi evolutivi). Le modalità di tale estensione, che dipendono dalla configurazione geometrica e meccanica specifica dell'edificio in esame, devono essere adeguatamente documentate.

Analisi statica non lineare: Pushover

Questa analisi è applicabile per strutture regolari in pianta e in elevazione.

Può essere estesa a strutture irregolari se si tiene conto dell'evoluzione della rigidezza e delle forme di vibrazione conseguenti alle deformazioni inelastiche

Devono essere applicate due distinte distribuzioni di forze:

Analisi statica non lineare: Pushover

Questa analisi è applicabile per strutture regolari in pianta e in elevazione.

Può essere estesa a strutture irregolari se si tiene conto dell'evoluzione della rigidezza e delle forme di vibrazione conseguenti alle deformazioni inelastiche

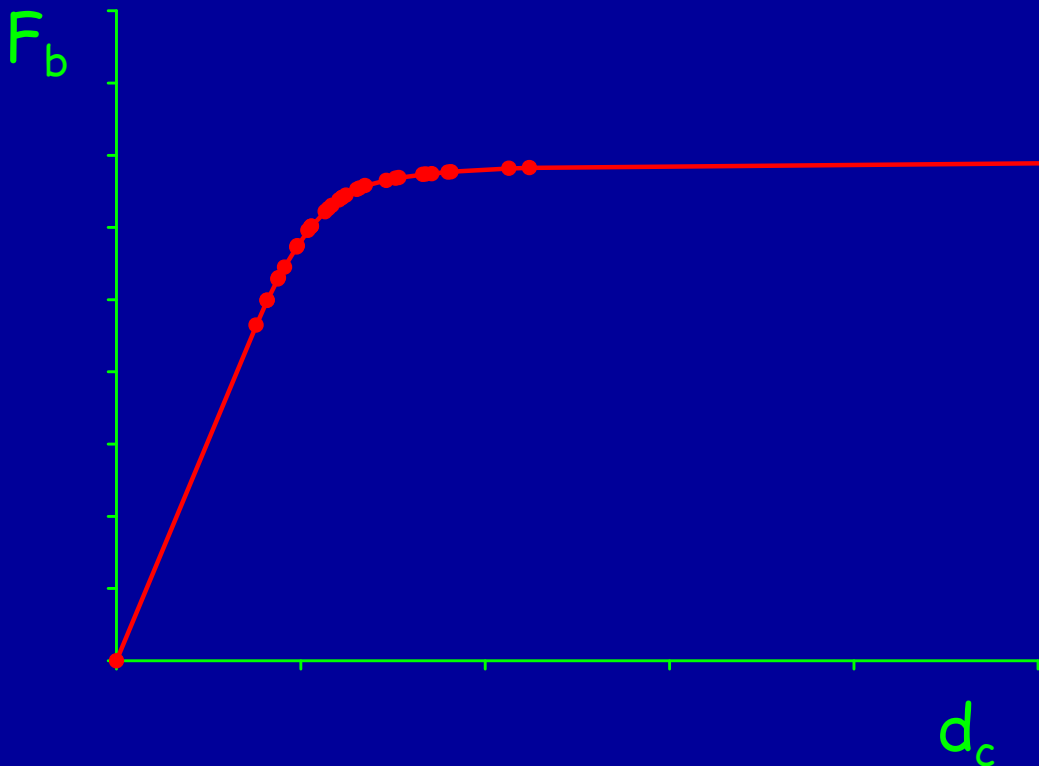
Devono essere applicate due distinte distribuzioni di forze:

Distribuzione di forze proporzionali alle masse

Distribuzione di forze affine al primo modo di vibrazione

Analisi statica non lineare: Pushover

Questa analisi è applicabile per strutture regolari in pianta e in elevazione.



F_b = taglio alla base

d_c = spostamento del
punto di controllo

Analisi statica non lineare: Pushover

Questa analisi è applicabile per strutture regolari in pianta e in elevazione.



F_b = taglio alla base

d_c = spostamento del
punto di controllo

Analisi statica non lineare: Sistema bi-lineare equivalente

Sia Φ il vettore rappresentativo del primo modo di vibrazione normalizzato al valore unitario della componente relativa al punto di controllo:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2}$$

Analisi statica non lineare: Sistema bi-lineare equivalente

Sia Φ il vettore rappresentativo del primo modo di vibrazione normalizzato al valore unitario della componente relativa al punto di controllo:

Coefficiente di
partecipazione

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2}$$

Analisi statica non lineare: Sistema bi-lineare equivalente

Sia Φ il vettore rappresentativo del primo modo di vibrazione normalizzato al valore unitario della componente relativa al punto di controllo:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2}$$

Per il sistema equivalente ad un grado di libertà:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma}$$

$$d^* = \frac{d_c}{\Gamma}$$

Analisi statica non lineare: Sistema bi-lineare equivalente

Coordinate del punto di snervamento

$$F_y^* = \frac{F_{bu}}{\Gamma}$$

$$d_y^* = \frac{F_y^*}{K^*}$$

Analisi statica non lineare: Sistema bi-lineare equivalente

Coordinate del punto di snervamento

$$F_y^* = \frac{F_{bu}}{\Gamma}$$

Resistenza massima
dell'edificio

$$d_y^* = \frac{F_y^*}{K^*}$$

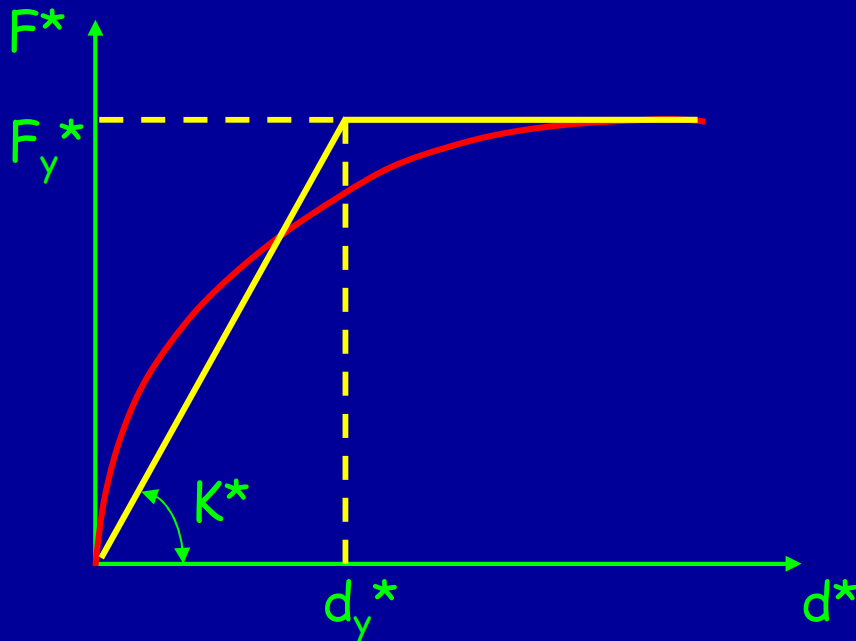
Rigidezza secante del
sistema equivalente

Analisi statica non lineare: Sistema bi-lineare equivalente

Coordinate del punto di snervamento

$$F_y^* = \frac{F_{bu}}{\Gamma}$$

$$d_y^* = \frac{F_y^*}{K^*}$$

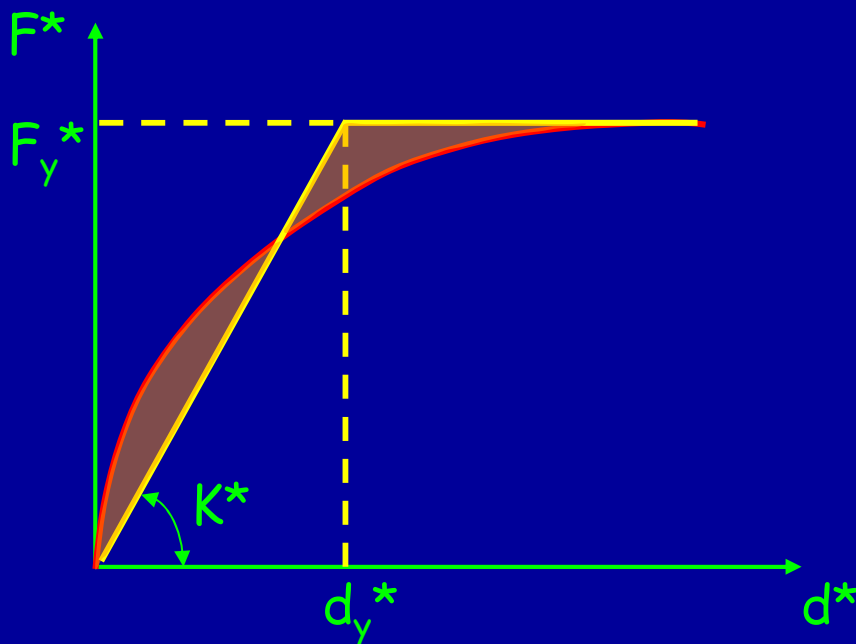


Analisi statica non lineare: Sistema bi-lineare equivalente

Coordinate del punto di snervamento

$$F_y^* = \frac{F_{bu}}{\Gamma}$$

$$d_y^* = \frac{F_y^*}{K^*}$$



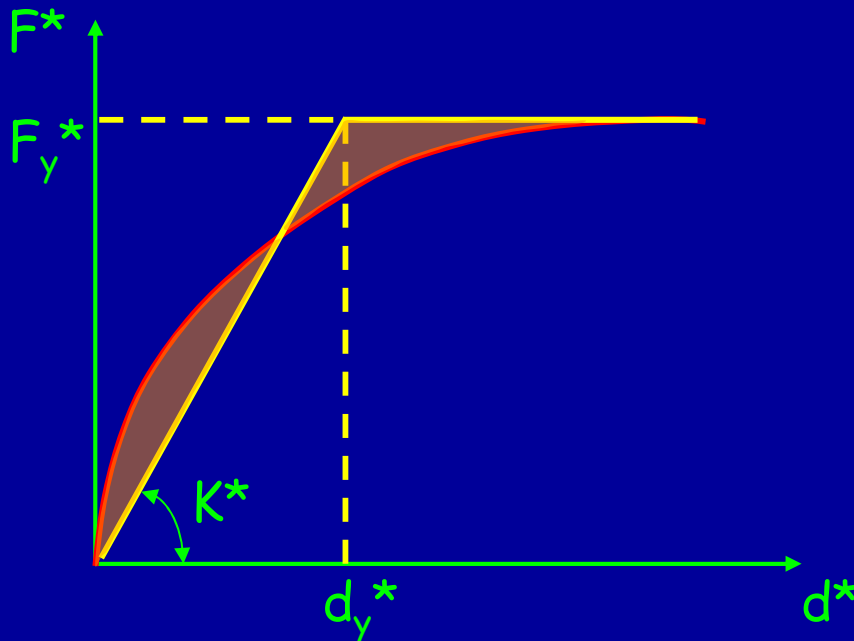
Bilinearizzazione ottenuta
uguagliando le aree

Analisi statica non lineare: Sistema bi-lineare equivalente

Coordinate del punto di snervamento

$$F_y^* = \frac{F_{bu}}{\Gamma}$$

$$d_y^* = \frac{F_y^*}{K^*}$$



Bilinearizzazione ottenuta
uguagliando le aree

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{K^*}}$$

con $m^* = \sum m_i \Phi_i$

Analisi statica non lineare: Spostamento massimo

$$\text{Se: } T^* > T_c \longrightarrow d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*)$$

Analisi statica non lineare: Spostamento massimo

Se: $T^* > T_c \longrightarrow d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*)$

Risposta in spostamento
del sistema inelastico

Spostamento del sistema
elastico di periodo T^*

Analisi statica non lineare: Spostamento massimo

$$\text{Se: } T^* > T_c \longrightarrow d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*)$$

$$\text{Se: } T^* \leq T_c \longrightarrow d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \geq d_{e,max}^*$$

Analisi statica non lineare: Spostamento massimo

$$\text{Se: } T^* > T_c \longrightarrow d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*)$$

$$\text{Se: } T^* \leq T_c \longrightarrow d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \geq d_{e,max}^*$$

$$\text{Essendo: } q^* = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*}$$

Analisi statica non lineare: Spostamento massimo

$$\text{Se: } T^* > T_c \longrightarrow d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*)$$

$$\text{Se: } T^* \leq T_c \longrightarrow d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \geq d_{e,max}^*$$

Essendo:

$$q^* = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*}$$

Forza di risposta elastica
del sistema equivalente

Forza di snervamento del
sistema equivalente

Analisi statica non lineare: Spostamento massimo

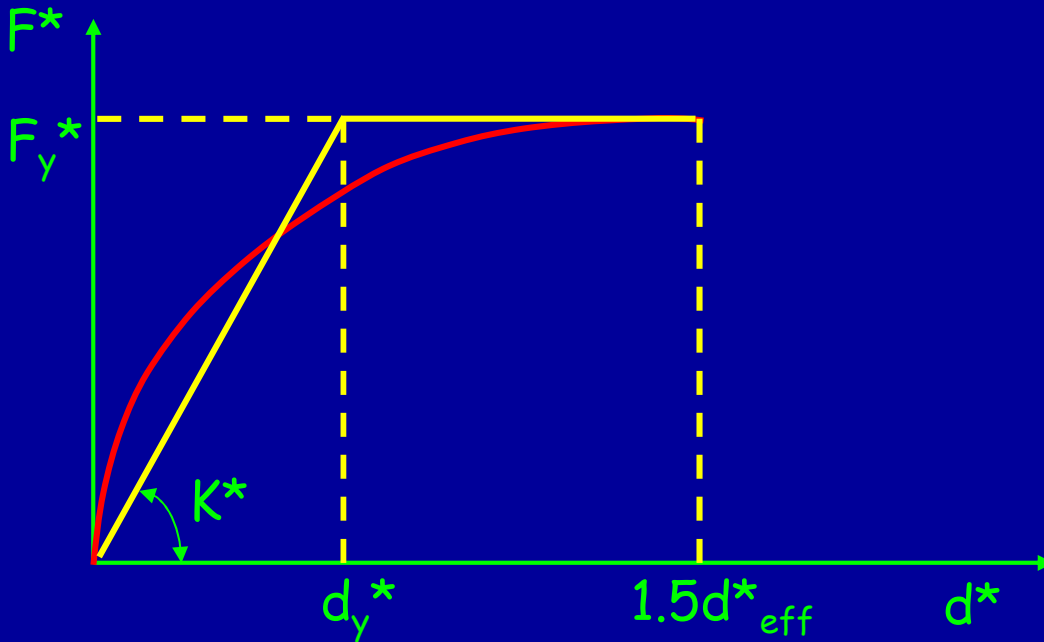
$$\text{Se: } T^* > T_c \longrightarrow d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*)$$

$$\text{Se: } T^* \leq T_c \longrightarrow d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \geq d_{e,max}^*$$

Spostamento effettivo di risposta dell'edificio:

$$d_{eff}^* = \Gamma d_{max}^*$$

Analisi statica non lineare: Bilinearizzazione



Analisi pushover
interrotta per uno
spostamento massimo
pari al 150% di quello
di risposta della
struttura.

Analisi statica non lineare

L'analisi pushover quale alternativa all'analisi dinamica non lineare

PROBLEMATICHE

1. MODELLAZIONE DELL'AZIONE SISMICA
2. CALCOLO DELLA RISPOSTA STRUTTURALE

Analisi statica non lineare

1. MODELLAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

IL MODELLO DI CARICO DEVE SIMULARE LE AZIONI DI INERZIA CHE SI MANIFESTANO, IN OCCORRENZA DI EVENTI SISMICI

IN:

- STRUTTURE INTEGRE (a comportamento elastico)
 - STRUTTURE DANNEGGIATE (a comportamento inelastico)
-

MODELLI DI CARICO INVARIANTI

MODELLI DI FORZE COSTANTI

MODELLI DI CARICO EVOLUTIVI

MODELLI DI FORZE VARIABILI

Analisi statica non lineare

2. CALCOLO DELLA RISPOSTA STRUTTURALE

L'ANALISI PUSHOVER PUO' ESSERE CONDOTTA VALUTANDO LA RISPOSTA STRUTTURALE AL GENERICO PASSO DI CARICO TRAMITE

UNA CURVA DI CARICO-SPACCATO (CAPACITA' DI CARICO) SOTTO

A. ANALISI STATICA

B. ANALISI MODALE

Analisi statica non lineare

CALCOLO DELLA RISPOSTA STRUTTURALE

———— ANALISI STATICA ————

MODELLI INVARIANTI

- **MODELLI "SEMI-EMPIRICI"**
PER I QUALI NON ESISTE UNA DIPENDENZA DIRETTA O ANALITICAMENTE FORMULATA DALLE CARATTERISTICHE DINAMICHE DELLA STRUTTURA
(ad es. triangolari o costanti)
- **MODELLI TEORICI**
DIPENDENTI DALLE CARATTERISTICHE DINAMICHE DELLA STRUTTURA E/O DEL SISMA

MODELLI EVOLUTIVI

- **MODELLI TEORICI**

———— ANALISI MODALE ————

MODELLI INVARIANTI

MODELLI EVOLUTIVI

Analisi statica non lineare

- Modello di carico A1
(semi-empirico)

Le forze statiche equivalenti sono
proporzionali alle masse

$$F_i = \frac{m_i}{\sum_{j=1}^n m_j} V$$

- Modello di carico A2
(semi-empirico)

Le forze statiche equivalenti sono
proporzionali alle masse ed alle
quote delle stesse

$$F_i = \frac{m_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n m_j \cdot h_j} V$$

Analisi statica non lineare

- Modello di carico B1

Le forze statiche equivalenti sono proporzionali alla deformata del modo equivalente (Requena e Ayala, 2000):

$$\bar{\phi}_i = \sqrt{\sum_{j=1}^M (\Gamma_{ij} \cdot \phi_j)^2} \quad \text{e sono deducibili dalla relazione:} \quad F_i = \frac{m_i \cdot \bar{\phi}_i}{\sum_{j=1}^M m_j \cdot \bar{\phi}_j} V$$

- Modello di carico B2

Le forze orizzontali (Freeman et al., 1998) sono ottenute dalla combinazione delle forze statiche equivalenti corrispondenti ai vari modi.

$$F_i = \sqrt{\sum_{j=1}^M F_{ji}^2}$$

Analisi statica non lineare

- Modello di carico B3

Le forze statiche equivalenti sono ricavate come differenza dei tagli modali di piano (Yang e Wang; 2000):

$$F_i = Q_i - Q_{i+1}$$

determinati mediante combinazione dei tagli associati ai singoli modi di vibrazione:

$$Q_i = \sqrt{\sum_{j=1}^M Q_{ij}^2}$$

- Modello di carico B4

Le forze statiche equivalenti sono ricavate come differenza dei momenti ribaltanti modali di piano (Rossi et al.; 2000):

$$F_i = \frac{\mathcal{M}_i - \mathcal{M}_{i+1}}{h_i}$$

determinati mediante combinazione dei momenti associati ai singoli modi di vibrazione:

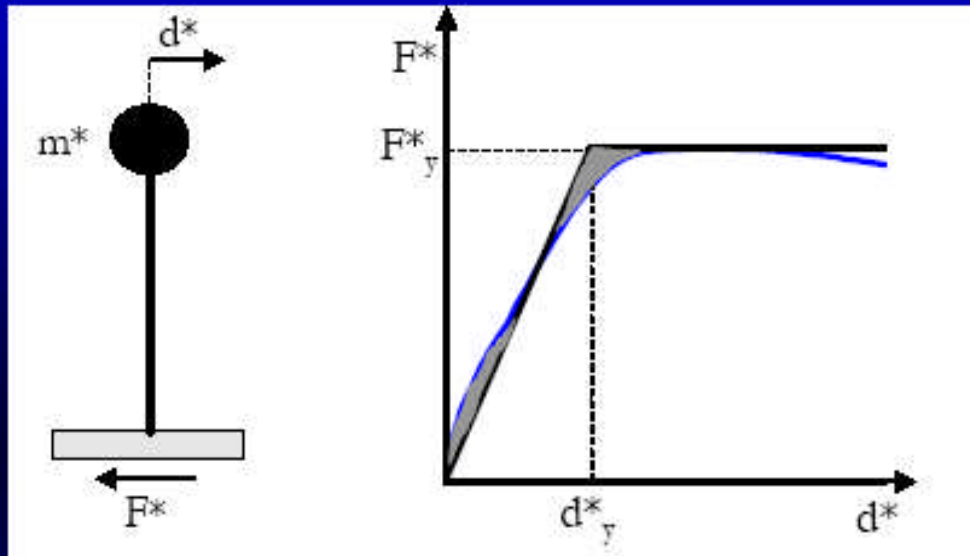
$$\mathcal{M}_i = \sqrt{\sum_{j=1}^M \mathcal{M}_{ij}^2}$$

Riepilogo analitico push over

relazione forza F^* - spostamento d^* del sistema equivalente a un grado di libertà
 F^* e d^* sono legati, in campo elastico, alle corrispondenti grandezze dell'edificio

$$F^* = F_b / \Gamma$$

$$d^* = d_c / \Gamma$$



$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2}$$

"coefficiente di partecipazione"

Φ sono i modi di vibrazione

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

periodo del sistema equivalente

$$m^* = \sum m_i \Phi_i$$

condizione di snervamento

$$F_y^* = F_{bu} / \Gamma$$

F_{bu} è la resistenza massima dell'edificio

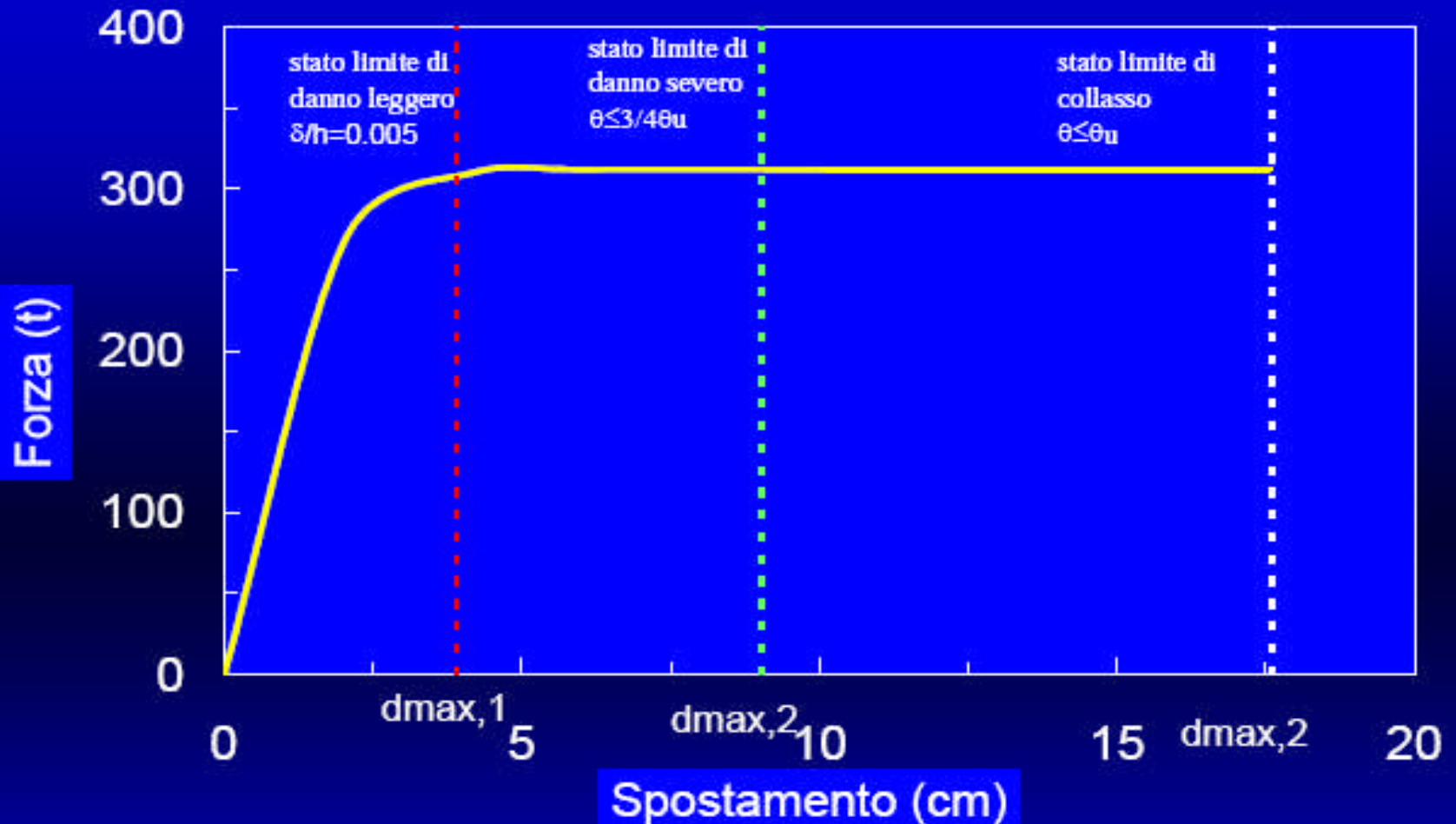
$$d_y^* = F_y^* / k^*$$

k^* è la rigidezza secante del sistema equivalente ottenuta dall'eguaglianza delle aree

Riepilogo sequenza calcolo push over

- Individuazione dello stato di fatto delle armature e delle caratteristiche dei materiali
- Valutazione della resistenza degli elementi (nodo, travi e pilastri)
- Valutazione della capacità rotazionale
- Calcolo non lineare della struttura
- Definizione delle verifiche dei diversi stati limite di danno
- Coefficienti di sicurezza dei diversi stati limite di danno

Esempio calcolo push over



danno leggero
danno severo
collasso

$d_{max,1}^*/S_{de}=1.44$
 $d_{max,2}^*/S_{de}=1.34$
 $d_{max,3}^*/S_{de}=1.70$

d_{max}^*/S_{de} =rapporto tra spostamento disponibile e richiesto

Se maggiori di 1, edif. verificato

Se l'edificio non è verificato

11.2.7.2. Tipi di intervento

L'intervento può appartenere a una delle seguenti categorie generali o a particolari combinazioni di esse:

- ✓ Rinforzo o ricostruzione di tutti o parte degli elementi;
- ✓ Modifica dell'organismo strutturale: aggiunta di nuovi elementi resistenti come ad esempio pareti in c.a.; pareti di controvento in acciaio;
- ✓ Modifica dell'organismo strutturale: saldatura tra corpi di fabbrica, disposizione di materiali atti ad attenuare gli urti in giunti inadeguati o ampliamento dei medesimi, eliminazione di elementi particolarmente vulnerabili, eliminazione di eventuali piani 'deboli';
- ✓ Introduzione di un sistema strutturale aggiuntivo in grado di resistere per intero all'azione sismica di progetto;

Se l'edificio non è verificato

11.2.7.2. Tipi di intervento (continua)

- ✓ Eventuale trasformazione di elementi non strutturali in elementi strutturali, ad esempio incamiciatura in c.a. di pareti in laterizio;
- ✓ Introduzione di una protezione passiva mediante strutture di controventamento dissipative e/o Isolamento alla base;
- ✓ Riduzione delle masse;
- ✓ Limitazione a cambiamento della destinazione d'uso dell'edificio
- ✓ Demolizione parziale o totale.

Se l'edificio non è verificato

Il progetto dell'intervento deve comprendere:

- ✓ Scelta motivata del tipo di intervento;
- ✓ Scelta delle tecniche e dei materiali;
- ✓ Dimensionamento preliminare dei rinforzi e degli eventuali elementi strutturali aggiuntivi;
- ✓ Analisi strutturale considerando le caratteristiche della struttura post-intervento, in accordo ai criteri di cui ai punti 11.2.5.4 e 11.2.5.5
- ✓ Le verifiche della struttura post-intervento saranno eseguite in generale in accordo al punto 11.2.6, per gli elementi esistenti, modificati e nuovi. Per gli elementi esistenti, riparati o rinforzati in accordo con quanto indicato ai punti successivi, per gli elementi di nuova costruzione in accordo con le prescrizioni valide per tali strutture. Per i materiali nuovi o aggiunti si impiegheranno i valori di calcolo, senza applicare i FC;
- ✓ Nel caso in cui l'intervento consista in un isolamento alla base si seguiranno, sia per l'analisi che per le verifiche, le prescrizioni di cui al capitolo 10.

Sintesi della riabilitazione



Criteri di verifica: analisi non lineare

Elementi duttili:

Confronto tra le deformazioni indotte dalle azioni sismiche e i rispettivi limiti di deformabilità.

CO: Deformazioni ultime

DS: Deformazioni di danno

DL: Resistenza a snervamento

Criteri di verifica: analisi non lineare

Elementi fragili:

Confronto tra le sollecitazioni indotte dalle azioni sismiche o ricavate dall'equilibrio con elementi duttili contigui plasticizzati con i rispettivi limiti di resistenza.

CO: Resistenze ultime

DS: Resistenze fragili inferiori

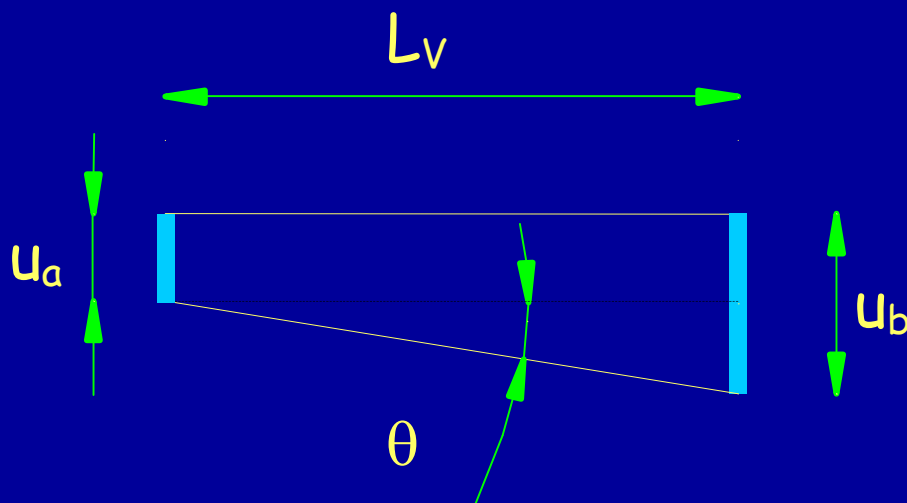
DL: Limite elastico fragile inferiore

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in c.a.

Elementi duttili: travi e pilastri

Capacità deformativa definita con riferimento alla rotazione θ della sezione d'estremità rispetto alla congiungente questa con la sezione di momento nullo.



$$L_v = \frac{M}{V}$$

Luce di taglio

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in c.a. (all.11.a 3274)

Elementi duttili: travi e pilastri

CO:

$$\vartheta_u = \vartheta_y + (\varphi_u - \varphi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5 L_{pl}}{L_v} \right)$$

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in c.a.

Elementi duttili: travi e pilastri

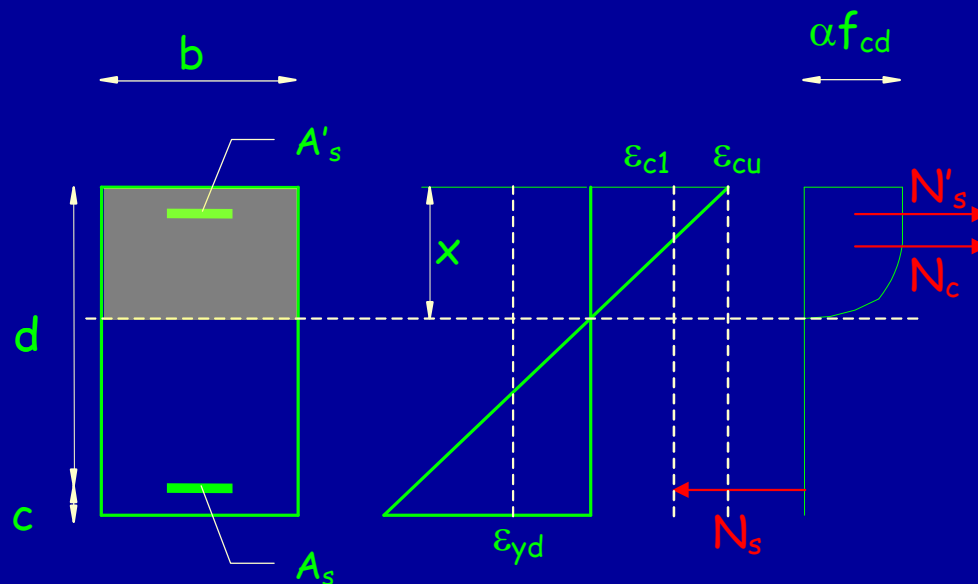
CO:

$$\vartheta_u = \vartheta_y + (\varphi_u - \varphi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5 L_{pl}}{L_v} \right)$$

Curvatura ultima

con $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$

$$\varphi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{x}$$



Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in c.a.

Elementi duttili: travi e pilastri

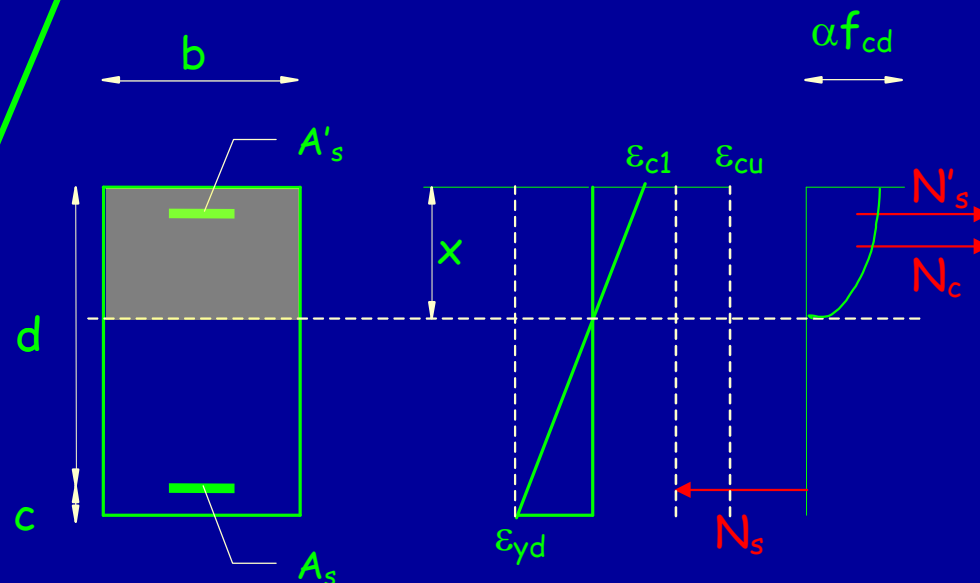
CO:

$$\vartheta_u = \vartheta_y + (\varphi_u - \varphi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5 L_{pl}}{L_v} \right)$$

Curvatura a
snervamento con

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{sy}$$

$$\varphi_y = \frac{\varepsilon_{c,max}}{x}$$



Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in c.a.

Elementi duttili: travi e pilastri

CO:

$$\vartheta_u = \vartheta_y + (\varphi_u - \varphi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5 L_{pl}}{L_v} \right)$$

Rotazione allo
snervamento

$$\vartheta_y = \varphi_y \frac{L_v}{3} + 0.0025 + \alpha_{sl} \frac{0.25 \varepsilon_{sy} d_b f_y}{(d - d') \sqrt{f_c}}$$

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in c.a.

Elementi duttili: travi e pilastri

CO:

$$\vartheta_u = \vartheta_y + (\varphi_u - \varphi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5 L_{pl}}{L_v} \right)$$

Rotazione allo
snervamento

$$\vartheta_y = \varphi_y \frac{L_v}{3} + 0.0025 + \alpha_{sl} \frac{0.25 \varepsilon_{sy} d_b f_y}{(d - d') \sqrt{f_c}}$$

Contributo flessionale
e di taglio

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in c.a.

Elementi duttili: travi e pilastri

CO:

$$\vartheta_u = \vartheta_y + (\varphi_u - \varphi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5 L_{pl}}{L_v} \right)$$

Rotazione allo
snervamento

$$\vartheta_y = \varphi_y \frac{L_v}{3} + 0.0025 + \alpha_{sl} \frac{0.25 \varepsilon_{sy} d_b f_y}{(d - d') \sqrt{f_c}}$$

Scorrimento delle
barre all'ancoraggio

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in c.a.

Elementi duttili: travi e pilastri

CO:

$$\vartheta_u = \vartheta_y + (\varphi_u - \varphi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5 L_{pl}}{L_v} \right)$$

Rotazione allo
snervamento

Diametro delle barre
longitudinali

$$\vartheta_y = \varphi_y \frac{L_v}{3} + 0.0025 + \alpha_{sl} \frac{0.25 \varepsilon_{sy} d_b f_y}{(d - d') \sqrt{f_c}}$$

0 per barre
ben ancorate

Copriferro

Altezza utile

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in c.a.

Elementi duttili: travi e pilastri

CO:

$$\vartheta_u = \vartheta_y + (\varphi_u - \varphi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5 L_{pl}}{L_v} \right)$$

Opcm 3274

$$L_{pl} = 0.08 L_v + \frac{1}{60} \alpha_{sl} d_b f_y$$

Lunghezza
della cerniera
plastica

$$L_{pl} = 0.1 L_v + 0.17 h + 0.24 d_{bl} f_y \frac{1}{\sqrt{f_c}} \quad \text{Opcm 3431}$$

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in c.a.

Elementi duttili: travi e pilastri

CO:

$$\vartheta_u = \vartheta_y + (\varphi_u - \varphi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5 L_{pl}}{L_v} \right)$$

Diametro delle barre
longitudinali

$$L_{pl} = 0.08 L_v + \frac{1}{60} \alpha_s d_b f_y$$

0 per barre ben ancorate
1 per barre non ancorate

Lunghezza
della cerniera
plastica

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in c.a.

Elementi duttili: travi e pilastri

CO:

$$\vartheta_u = \vartheta_y + (\varphi_u - \varphi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5 L_{pl}}{L_v} \right)$$

Rotazione allo snervamento

Curvatura ultima
con $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$

Curvatura a snervamento
con $\epsilon_s = \epsilon_{sy}$

Luce di taglio

Lunghezza della cerniera plastica

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in c.a.

Elementi duttili: travi e pilastri

DS:

$$\vartheta_{SD} = \frac{3}{4} \vartheta_u$$

DL:

$$\vartheta_y = \varphi_y \frac{L_v}{3} + 0.0025 + \alpha_{sl} \frac{0.25 \varepsilon_{sy} d_b f_y}{(d - d') \sqrt{f_c}}$$

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in c.a. - FEMA

Esempio per travi in c.a.

			Valori di rotazione plastica (rad)				
			IO	Primarie		Secondarie	
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Rinf. Trasv.	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$		LS	CP	LS	CP
< 0.00	C	< 3.0	0.010	0.020	0.025	0.020	0.05
< 0.00	C	> 6.0	0.005	0.010	0.020	0.020	0.04
> 0.50	C	< 3.0	0.005	0.010	0.020	0.020	0.03
> 0.50	C	> 6.0	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
< 0.00	NC	< 3.0	0.005	0.010	0.020	0.020	0.03
< 0.00	NC	> 6.0	0.0015	0.005	0.010	0.010	0.015
> 0.50	NC	< 3.0	0.005	0.010	0.010	0.010	0.015
> 0.50	NC	> 6.0	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in c.a. - FEMA

Esempio per pilastri in c.a.

			Valori di rotazione plastica (rad)				
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Rinf. Trasv.	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	IO	Primarie		Secondarie	
				LS	CP	LS	CP
< 0.10	C	< 3.0	0.005	0.015	0.020	0.020	0.03
< 0.10	C	> 6.0	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
> 0.40	C	< 3.0	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
> 0.40	C	> 6.0	0.003	0.010	0.011	0.013	0.02
< 0.10	NC	< 3.0	0.005	0.005	0.006	0.010	0.015
< 0.10	NC	> 6.0	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
> 0.40	NC	< 3.0	0.002	0.002	0.003	0.006	0.010
> 0.40	NC	> 6.0	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in c.a.

Elementi fragili: travi e pilastri a taglio

La resistenza a taglio V_R viene valutata come per il caso di nuove costruzioni per situazioni non sismiche

Elementi fragili: nodi trave - pilastro

La verifica di resistenza deve essere condotta solo per nodi non interamente confinati.

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in c.a.

Elementi fragili: travi e pilastri a taglio

La resistenza a taglio V_R viene valutata come per il caso di nuove costruzioni per situazioni non sismiche

Elementi fragili: nodi trave - pilastro

La verifica di resistenza deve essere condotta solo per nodi non interamente confinati.

5.4.3 Un nodo è interamente confinato quando in ognuna delle 4 facce verticali si innesta una trave. Il confinamento si considera realizzato quando su ogni faccia la sezione della trave si sovrappone per almeno $\frac{3}{4}$ della larghezza del pilastro; e su entrambe le coppie di facce opposte del nodo le sezioni delle travi si ricoprono per almeno $\frac{3}{4}$ dell'altezza.

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in c.a.

Elementi fragili: travi e pilastri a taglio

La resistenza a taglio V_R viene valutata come per il caso di nuove costruzioni per situazioni non sismiche

Elementi fragili: nodi trave - pilastro

La verifica di resistenza deve essere condotta solo per nodi non interamente confinati.

Resistenza a trazione:

$$\sigma_{nt} = \frac{N}{2A_g} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \leq 0.3\sqrt{f_c}$$

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in c.a.

Taglio=somma del taglio
nel nodo e trazione
nelle armature

Elementi fragili: travi e pilastri a taglio

La resistenza a taglio V_R viene valutata come per il caso di nuove costruzioni per situazioni non sismiche

Elementi fragili: nodi trave - pilastro

La verifica di resistenza deve essere condotta solo per nodi non interamente confinati.

Resistenza a trazione:

$$\sigma_{nt} = \frac{N}{2A_g} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \leq 0.3\sqrt{f_c}$$

Azione assiale nel pilastro superiore

Sezione orizzontale del nodo

Taglio totale agente sul nodo

In MPa

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in c.a.

Elementi fragili: travi e pilastri a taglio

La resistenza a taglio V_R viene valutata come per il caso di nuove costruzioni per situazioni non sismiche

Elementi fragili: nodi trave - pilastro

La verifica di resistenza deve essere condotta solo per nodi non interamente confinati.

Resistenza a compressione:

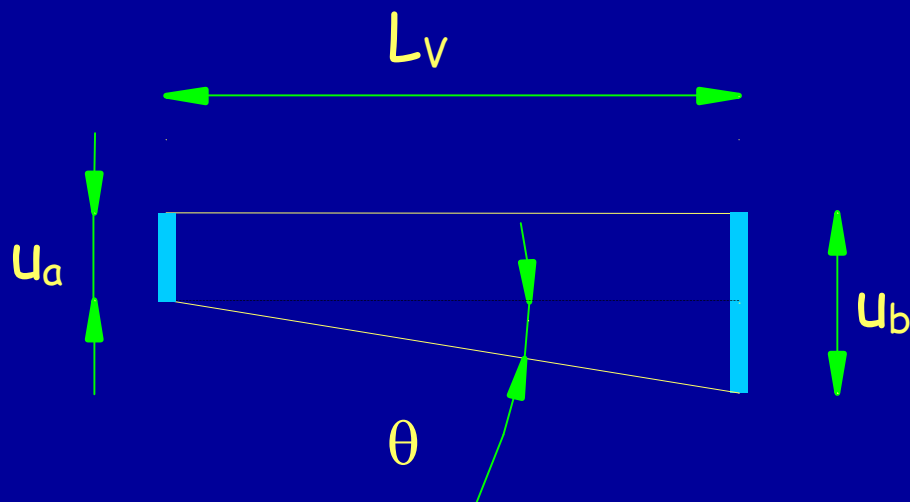
$$\sigma_{nc} = \frac{N}{2A_g} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \leq 0.5f_c$$

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in acciaio

Elementi duttili: travi e pilastri

Capacità deformativa definita con riferimento alla rotazione θ della sezione d'estremità rispetto alla congiungente questa con la sezione di momento nullo.



$$L_v = \frac{M}{V}$$

Luce di taglio

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in acciaio

Elementi duttili: travi e pilastri

CO: rotazione ultima θ_u

DS: deformazione di danno $3\theta_u/4$

DL: deformazione allo snervamento θ_y

Elementi fragili: travi e pilastri a taglio

La resistenza a taglio V_R viene valutata come per il caso di nuove costruzioni per situazioni non sismiche

Elementi fragili: collegamenti

Si applica quanto prescritto per gli edifici di nuova costruzione.

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in acciaio

Elementi duttili: travi e pilastri

La capacità di rotazione plastica dipende:

dai rapporti larghezza-spessore dei piatti che compongono la sezione;

dall'entità dello sforzo normale;

dal gradiente di tensione longitudinale nel tratto d'estremità;

dal grado di sovraresistenza dei collegamenti tra zone dissipative e non dissipative.

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in acciaio

Collegamenti a parziale ripristino di resistenza

La resistenza flessionale è tale da non consentire la piena plasticizzazione dell'elemento strutturale collegato.

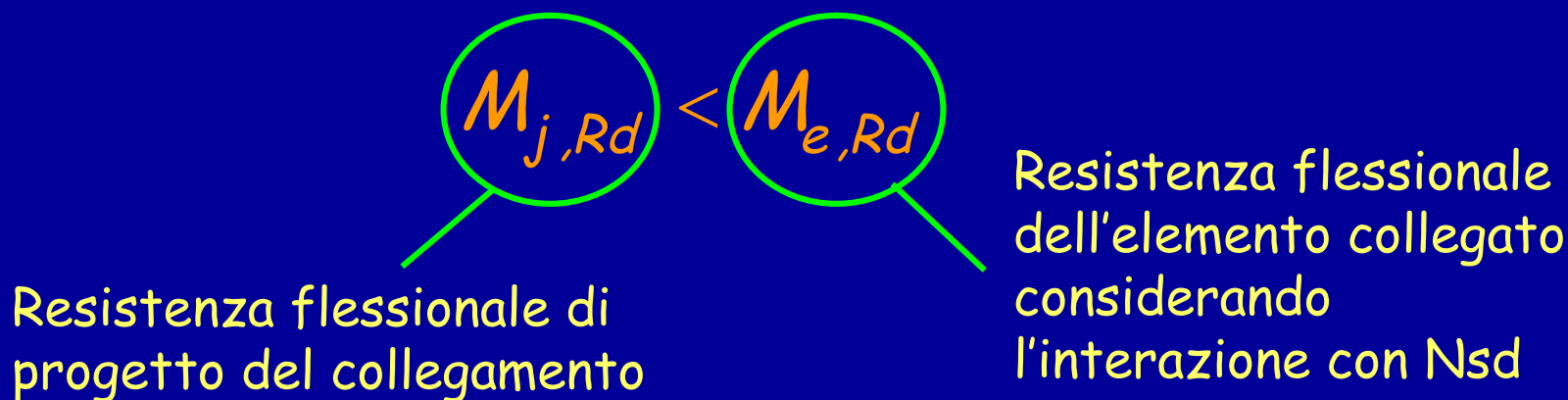
$$M_{j,Rd} < M_{e,Rd}$$

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in acciaio

Collegamenti a parziale ripristino di resistenza

La resistenza flessionale è tale da non consentire la piena plasticizzazione dell'elemento strutturale collegato.



La plasticizzazione interessa esclusivamente il collegamento

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in acciaio

Collegamenti a completo ripristino di resistenza e duttilità

La resistenza flessionale è tale da consentire la piena plasticizzazione dell'elemento strutturale collegato e lo sviluppo dell'incrudimento fino all'instabilità locale della flangia compressa.

$$M_{j,Rd} \geq sM_{e,Rd}$$

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in acciaio

Collegamenti a completo ripristino di resistenza e duttilità

La resistenza flessionale è tale da consentire la piena plasticizzazione dell'elemento strutturale collegato e lo sviluppo dell'incrudimento fino all'instabilità locale della flangia compressa.

$$M_{j,Rd} \geq \textcircled{S} M_{e,Rd}$$

Grado di sovraresistenza
legata all'incrudimento

La plasticizzazione interessa esclusivamente l'estremità dell'elemento strutturale collegato.

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in acciaio

Collegamenti a completo ripristino di resistenza e parziale ripristino di duttilità

La resistenza flessionale è tale da consentire la piena plasticizzazione dell'elemento strutturale collegato ma non tale da consentire l'intero sviluppo dell'incrudimento fino all'instabilità locale della flangia compressa.

$$M_{e,Rd} \leq M_{j,Rd} < sM_{e,Rd}$$

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in acciaio

Collegamenti a completo ripristino di resistenza e parziale ripristino di duttilità

La resistenza flessionale è tale da consentire la piena plasticizzazione dell'elemento strutturale collegato ma non tale da consentire l'intero sviluppo dell'incrudimento fino all'instabilità locale della flangia compressa.

$$M_{e,Rd} \leq M_{j,Rd} < sM_{e,Rd}$$

La plasticizzazione interessa impiega sia il collegamento che l'estremità dell'elemento strutturale collegato.

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in acciaio

Per profili ad I:

$$\sigma = \frac{1}{0.695 + 1.632\lambda_f^2 + 0.062\lambda_w^2 - 0.602 \frac{b_f}{L^*}} \leq \frac{f_u}{f_y}$$

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in acciaio

Per profili ad I:

$$s = \frac{1}{0.695 + 1.632\lambda_f^2 + 0.062\lambda_w^2 - 0.602\frac{b_f}{L^*}} \leq \frac{f_u}{f_y}$$

Distanza tra cerniera
plastica e punto di
momento nullo

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2 \cdot t_f} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$\lambda_w = \frac{d_{w,e}}{t_w} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

Con $d_{w,e}$ parte compressa dell'anima:

$$d_{w,e} = \frac{d_w}{2} \left(1 + \frac{A}{A_w} \cdot \frac{N_{sd}}{A f_y} \right) \leq d_w$$

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in acciaio

Per profili ad I:

$$s = \frac{1}{0.695 + 1.632\lambda_f^2 + 0.062\lambda_w^2 - 0.602\frac{b_f}{L^*}} \leq \frac{f_u}{f_y}$$

Distanza tra cerniera
plastica e punto di
momento nullo

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2 \cdot t_f} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$\lambda_w = \frac{d_{w,e}}{t_w} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

Con $d_{w,e}$ parte compressa dell'anima:

$$d_{w,e} = \frac{d_w}{2} \left(1 + \frac{A}{A_w} \left(\frac{N_{sd}}{A f_y} \right) \right) \leq d_w$$

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in acciaio

Per profili ad I:

$$s = \frac{1}{0.695 + 1.632\lambda_f^2 + 0.062\lambda_w^2 - 0.602\frac{b_f}{L^*}} \leq \frac{f_u}{f_y}$$

Distanza tra cerniera
plastica e punto di
momento nullo

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2 \cdot t_f} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$\lambda_w = \frac{d_{w,e}}{t_w} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

Con $d_{w,e}$ parte compressa dell'anima:

$$d_{w,e} = \frac{d_w}{2} \left(1 + \frac{A}{A_w} \cdot \rho \right) \leq d_w$$

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in acciaio

La rotazione ultima per il livello CO:

$$\vartheta_u = R \frac{M_{e,Rd} L_v}{2 E I}$$

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in acciaio

La rotazione ultima per il livello CO:

$$\vartheta_u = R \frac{M_{e,Rd} L_v}{2EI}$$

Capacità rotazionale

Momento d'inerzia dell'elemento strutturale collegato

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in acciaio

La rotazione ultima per il livello CO:

$$\vartheta_u = R \frac{M_{e,Rd} L_v}{2 E I}$$

La rotazione di danno per il livello DS:

$$\vartheta_{DLS} = \frac{3}{4} \vartheta_u$$

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in acciaio

La rotazione ultima per il livello CO:

$$\vartheta_u = R \frac{M_{e,Rd} L_v}{2 E I}$$

La rotazione di danno per il livello DS:

$$\vartheta_{DLS} = \frac{3}{4} \vartheta_u$$

La rotazione allo snervamento per il livello DL:

$$\vartheta_y = \frac{M_{e,Rd} L_v}{2 E I}$$

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in acciaio

Capacità rotazionale (R):

Per collegamenti a completo ripristino di resistenza:

Posto: $s^* = \min \left\{ s; \frac{M_{j,Rd}}{M_{e,Rd}} \right\} \quad \rho = \frac{N}{Af_y}$

Se l'instabilità della flangia compressa avviene con quella tesa in campo elastico cioè,

$$\rho > (s^* - 1)/2$$

$$R = \frac{1}{s^* - \rho} \left\{ (1 - \rho) + \frac{s^* - 1}{1 - \rho} \left[(1 - 2\rho) + \frac{\varepsilon_h}{\varepsilon_y} + (s^* - 1) \frac{E}{E_r} \right] \right\} - 1$$

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in acciaio

Capacità rotazionale (R):

Per collegamenti a completo ripristino di resistenza:

Posto: $s^* = \min \left\{ s; \frac{M_{j,Rd}}{M_{e,Rd}} \right\} \quad \rho = \frac{N}{Af_y}$

Se l'instabilità della flangia compressa avviene con quella tesa in campo elastico cioè,

$$\rho > (s^* - 1)/2$$

$$R = \frac{1}{s^* - \rho} \left\{ (1 - \rho) + \frac{s^* - 1}{1 - \rho} \left[(1 - 2\rho) + \frac{\varepsilon_h}{\varepsilon_y} + (s^* - 1) \frac{E}{E_r} \right] \right\} - 1$$

Valori tabellati

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in acciaio

Capacità rotazionale (R):

Per collegamenti a completo ripristino di resistenza:

Posto: $s^* = \min \left\{ s; \frac{M_{j,Rd}}{M_{e,Rd}} \right\} \quad \rho = \frac{N}{Af_y}$

Se l'instabilità della flangia compressa avviene con quella tesa in campo plastico cioè,

$$\rho < (s^* - 1)/2$$

$$R = \frac{1}{(s^* - \rho)(1 - \rho)} \left\{ [1 + \rho^2 - 2\rho(s^* - 1)] + 2 \frac{\varepsilon_h}{\varepsilon_y} (s^* - \rho - 1) + \frac{E}{E_r} 4\rho(s^* - \rho - 1) + (s^* - 2\rho - 1)^2 \frac{E}{E_h} \right\} - 1$$

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in acciaio

Capacità rotazionale (R):

Per collegamenti a completo ripristino di resistenza:

Posto: $s^* = \min \left\{ s; \frac{M_{j,Rd}}{M_{e,Rd}} \right\} \quad \rho = \frac{N}{Af_y}$

Se l'instabilità della flangia compressa avviene con quella tesa in campo plastico cioè,

$$\rho < (s^* - 1)/2$$

$$R = \frac{1}{(s^* - \rho)(1 - \rho)} \left\{ [1 + \rho^2 - 2\rho(s^* - 1)] + 2 \frac{\varepsilon_h}{\varepsilon_y} (s^* - \rho - 1) + \frac{E}{E_r} 4\rho(s^* - \rho - 1) + (s^* - 2\rho - 1)^2 \frac{E}{E_h} \right\} - 1$$

Valori tabellati

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in acciaio

Valori tabellati per il calcolo della capacità rotazionale:

	Fe360	Fe430	Fe510
$\varepsilon_h / \varepsilon_y$	12.30	11.00	9.80
E/E_h	37.50	42.80	48.20
E/E_r	19.25	21.90	24.60

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in acciaio

Capacità rotazionale (R):

$$\text{Se} \quad s^* = \min \left\{ s; \frac{M_{j,Rd}}{M_{e,Rd}} \right\} \leq 1 \quad \longrightarrow \quad R = 0$$

In particolare per collegamenti a parziale ripristino di resistenza può porsi $R > 0$ se tale risultato è comprovato da prove sperimentali.

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Esempio per travi in
acciaio

	Valori di rotazione plastica (rad)				
	IO	Primarie		Secondarie	
		LS	CP	LS	CP
$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \quad e \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}$	$1\theta_y$	$6\theta_y$	$8\theta_y$	$9\theta_y$	$11\theta_y$
$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} \quad e \quad \frac{h}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_{ye}}}$	$0.25\theta_y$	$2\theta_y$	$3\theta_y$	$3\theta_y$	$4\theta_y$
Altri casi	Interpolazione lineare				

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Esempio per pilastri in
acciaio: $N/N_{Rd} < 0.20$

	Valori di rotazione plastica (rad)				
	IO	Primarie		Secondarie	
		LS	CP	LS	CP
$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \quad e \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{F_{ye}}}$	$1\theta_y$	$6\theta_y$	$8\theta_y$	$9\theta_y$	$11\theta_y$
$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} \quad e \quad \frac{h}{t_w} \geq \frac{460}{\sqrt{F_{ye}}}$	$0.25\theta_y$	$2\theta_y$	$3\theta_y$	$3\theta_y$	$4\theta_y$
Altri casi	Interpolazione lineare				

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Esempio per pilastri in
acciaio: $0.20 < N/N_{Rd} < 0.50$

		Valori di rotazione plastica (rad)			
		Primarie		Secondarie	
		LS	CP	LS	CP
$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \quad e \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{260}{\sqrt{F_{ye}}}$	$1\theta_y$	8 (1-1.7n) θ_y	11 (1-1.7n) θ_y	14 (1-1.7n) θ_y	17 (1-1.7n) θ_y
$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} \quad e \quad \frac{h}{t_w} \geq \frac{400}{\sqrt{F_{ye}}}$	$0.25\theta_y$	$0.5\theta_y$	$0.8\theta_y$	$1.2\theta_y$	$1.2\theta_y$
Altri casi	Interpolazione lineare				

3.1.3 Sintesi del processo della riabilitazione sismica

