

**Università di Trieste
Dipartimento di Ingegneria e Architettura**

**Corso di
Progettazione e riabilitazione sismica delle Strutture**

**Corso di
Modelli e metodi per la progettazione strutturale avanzata
Modulo 2: Costruzioni in zona sismica**

**ANALISI SISMICA E
ANALISI STATICÀ LINEARE**

Prof. Ing. Natalino Gattesco

AZIONE SISMICA

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica :

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

- G_1 : peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo)
- G_2 : peso proprio di tutti gli elementi non strutturali
- P : pretensione e precompressione
- E : **il valore di progetto dell'azione sismica per il periodo di ritorno di riferimento**
- Q_{kj} = valore caratteristico della i-esima azione variabile
- ψ_{2j} = valore di combinazione per valori quasi permanenti della i-esima azione variabile

AZIONE SISMICA

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

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

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

Sotto l'effetto delle azioni sismiche sopra definite, deve essere garantito il rispetto degli stati limite ultimi e di esercizio (SLO, SLD, SLV, SLC) ed individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, **includendo il volume significativo di terreno, le strutture di fondazione, gli elementi strutturali, gli elementi non strutturali, gli impianti.**

In mancanza di espresse indicazioni in merito, il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito:

- nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio, qualora siano rispettate le verifiche relative al solo SLD;
- nei confronti di tutti gli stati limite ultimi, qualora siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel seguito e siano soddisfatte le verifiche relative al solo SLV.

REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

Fanno eccezione a quanto detto le costruzioni di **classe d'uso III e IV**, per gli elementi non strutturali e gli impianti delle quali è richiesto anche il rispetto delle **verifiche di sicurezza relative allo SLO**.

Per contenere le incertezze e garantire un buon comportamento delle strutture sotto azioni sismiche, devono essere adottati provvedimenti specifici volti ad **assicurare caratteristiche di duttilità agli elementi strutturali ed alla costruzione nel suo insieme**.

Le strutture di fondazione devono resistere agli effetti risultanti della risposta del terreno e delle strutture sovrastanti, senza spostamenti permanenti incompatibili con lo stato limite di riferimento. Al riguardo, deve essere valutata la risposta sismica e la stabilità del sito secondo quanto indicato nel § 7.11.5.

CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

Le costruzioni devono essere dotate di sistemi strutturali che garantiscano rigidezza, resistenza e duttilità nei confronti delle due componenti orizzontali delle azioni sismiche

La componente verticale deve essere considerata, in aggiunta al caso di $a_g > 0.15g$, anche in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi (con l'esclusione dei solai di luce inferiore a 8 m), elementi a mensola di luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, ponti e costruzioni con isolamento nei casi specificati in § 7.10.5.3.2.

Si deve tener conto degli effetti torsionali che si accompagnano all'azione sismica. Gli orizzontamenti, ove presenti, devono essere dotati di rigidezza e resistenza tali da consentire la ridistribuzione delle forze orizzontali tra i diversi sistemi resistenti a sviluppo verticale.

Il sistema di fondazione deve essere dotato di elevata rigidezza estensionale nel piano orizzontale e di adeguata rigidezza flessionale. Eccetto che per i ponti, deve essere adottata un'unica tipologia di fondazione per una data struttura in elevazione, salvo che questa non consista di unità indipendenti. In particolare, nella stessa struttura, deve essere evitato l'uso contestuale di fondazioni su pali e di fondazioni dirette o miste, salvo che uno studio specifico non ne dimostri l'accettabilità.

COMPORTAMENTO STRUTTURALE

Le costruzioni soggette all'azione sismica, non dotate di appositi dispositivi (isolatori, dissipatori), devono essere progettate in accordo con uno dei seguenti comportamenti:

- a) comportamento strutturale non dissipativo
- b) Comportamento strutturale dissipativo

Per comportamento strutturale non dissipativo, nella valutazione della domanda **tutte le membrature e i collegamenti rimangono in campo elastico o sostanzialmente elastico**; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce, ma **indipendentemente dalla tipologia strutturale e senza tener conto delle non linearità di materiale**, attraverso un modello elastico.

Per comportamento strutturale dissipativo, nella valutazione della **domanda un numero elevato di membrature e/o collegamenti evolvono in campo plastico**, mentre la restante parte della struttura rimane in campo elastico o sostanzialmente elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce e della tipologia strutturale, **tenendo conto della capacità dissipativa legata alle non linearità di materiale**. Se la capacità dissipativa è presa in conto **implicitamente attraverso il fattore di comportamento q** (v. § 7.3), si adotta un **modello elastico**; se la capacità dissipativa è presa in conto esplicitamente, si adotta un'adeguata legge costitutiva.

CLASSI DI DUTTILITÀ

Una costruzione a comportamento strutturale dissipativo deve essere progettata per conseguire una delle due Classi di Duttilità (CD):

- Classe di Duttilità Alta (CD"A"), ad elevata capacità dissipativa;
- Classe di Duttilità Media (CD"B"), a media capacità dissipativa.

La differenza tra le due classi risiede nell'entità delle plasticizzazioni previste, in fase di progettazione, sia a livello locale sia a livello globale.

Sia per la CD"A" sia per la CD"B", s'impiegano i procedimenti tipici della progettazione in capacità. Nelle sole costruzioni di muratura, essi s'impiegano dove esplicitamente specificato,

PROGETTAZIONE IN CAPACITA'

La progettazione in capacità ha lo scopo di assicurare alla struttura dissipativa un comportamento duttile ed opera come segue:

- distingue gli elementi e i meccanismi, sia locali sia globali, in duttili e fragili;
- mira ad evitare le rotture fragili locali e l'attivazione di meccanismi globali fragili o instabili;
- mira a localizzare le dissipazioni di energia per isteresi in zone degli elementi duttili a tal fine individuate e progettate, dette "dissipative" o "duttili", coerenti con lo schema strutturale adottato.

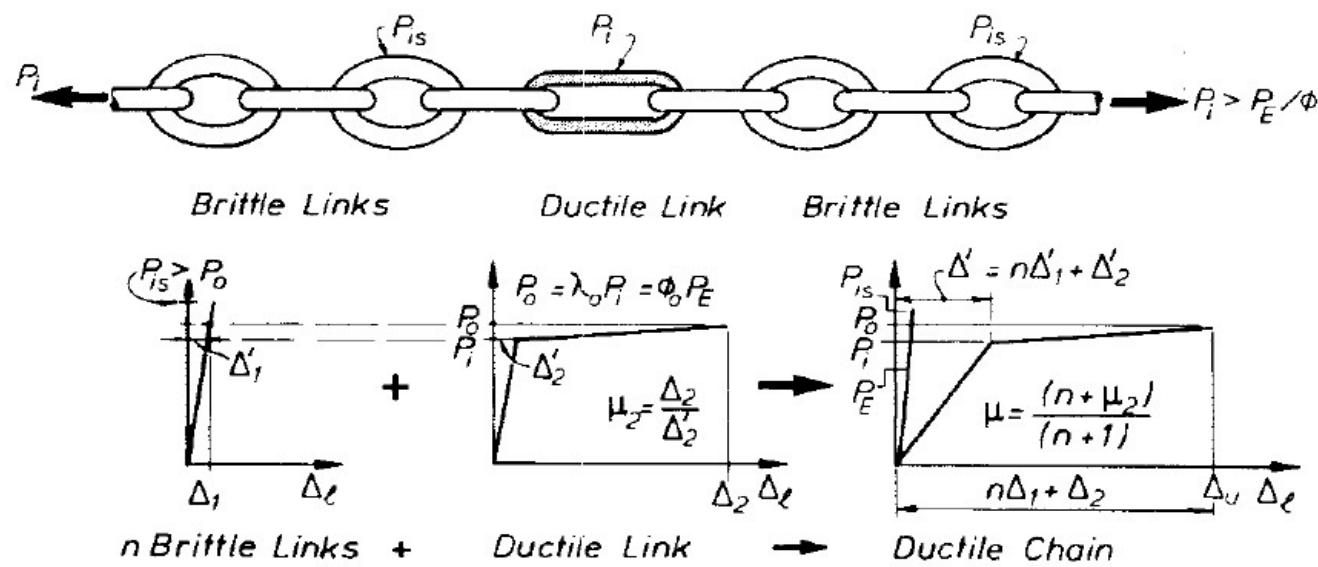
Questo può ritenersi conseguito progettando la capacità in resistenza allo SLV degli elementi/meccanismi fragili, locali e globali, in modo che sia maggiore di quella degli elementi/meccanismi duttili ad essi alternativi.

Per assicurare il rispetto di tale diseguaglianza, a livello sia locale sia globale, l'effettiva capacità in resistenza degli elementi/meccanismi duttili è incrementata mediante un opportuno coefficiente γ_{Rd} , detto "fattore di sovraresistenza"; a partire da tale capacità maggiorata si dimensiona la capacità degli elementi/meccanismi fragili indesiderati, alternativi ai duttili.

PROGETTAZIONE IN CAPACITA'

Per ogni tipologia strutturale:

- occorre assicurare, anche solo su base deduttiva a partire dai fattori di sovraresistenza γ_{Rd} da utilizzare nella progettazione in capacità a livello locale, un adeguato fattore di sovraresistenza γ_{Rd} dei meccanismi globali fragili. Ove non esplicitamente specificato nella presente norma, tale fattore deve essere almeno pari a 1,25;
- i fattori di sovraresistenza γ_{Rd} da utilizzare nella progettazione in capacità a livello locale per i diversi elementi strutturali e le singole verifiche, sono riassunti nella tabella che seque.



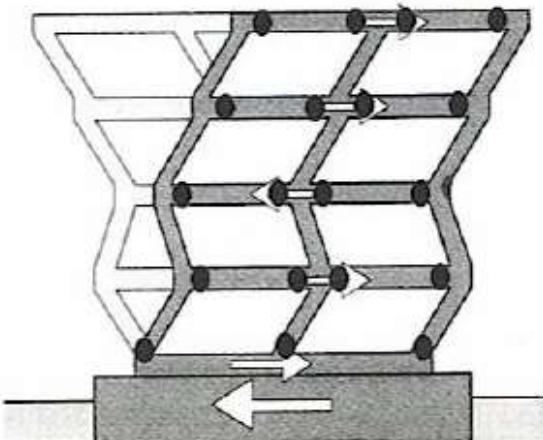
SOVRARESISTENZA PER CAPACITA'

Tab. 7.2.I - Fattori di sovraresistenza γ_{Ra} (fra parentesi quadre è indicato il numero dell'equazione corrispondente)

Tipologia strutturale	Elementi strutturali	Progettazione in capacità	γ_{Ra}	
			CD''A''	CD''B''
C.a. gettata in opera	Travi (§ 7.4.4.1.1)	Taglio	1,20	1,10
	Pilastri (§ 7.4.4.2.1)	Pressoflessione [7.4.4]	1,30	1,30
	Nodi trave-pilastro (§ 7.4.4.3.1)	Taglio [7.4.5]	1,30	1,10
	Pareti (§ 7.4.4.5.1)	Taglio [7.4.13-14]	1,20	-
C.a. prefabbricata a struttura intelaiata	Collegamenti di tipo a) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,20	1,10
	Collegamenti di tipo b) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,35	1,20
C.a. prefabbricata con pilastri incastrati alla base e orizzontamenti incernierati	Collegamenti di tipo fisso (§ 7.4.5.2.1)	Taglio	1,35	1,20
Acciaio	Si impiega il fattore di sovraresistenza γ_{ov} definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.5.4.2)	Pressoflessione [7.5.10]	1,30	1,30
Composta acciaio-calcestruzzo	Si impiega il fattore di sovraresistenza γ_{ov} definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.6.6.2)	Pressoflessione [7.6.7]	1,30	1,30
Legno	Collegamenti		1,60	1,30
Muratura armata con progettazione in capacità	Pannelli murari (§ 7.8.1.7)	Taglio		1,50

PROGETTAZIONE IN CAPACITA'

I collegamenti realizzati con dispositivi di vincolo temporaneo (**fusibili o shock transmitter**), devono essere in grado di sostenere una forza ottenuta assumendo un coefficiente di sovraresistenza γ_{Rd} sempre pari a 1.5.



Tutte le **zone al di fuori delle cerniere plastiche** (giunto, colonne), compresa la fondazione, devono avere una **sovraresistenza in modo da rimanere elastiche** e garantire la completa plasticizzazione delle stesse.

I **detttagli costruttivi delle zone critiche** e delle connessioni tra queste zone e le restanti parti della struttura, nonché dei diversi elementi strutturali tra loro, devono ricevere una particolare attenzione ed essere esaurientemente specificati negli elaborati di progetto.

CARATTERISTICHE GENERALI DELLE COSTRUZIONI: Regolarità

Le costruzioni devono avere, quanto più possibile, struttura iperstatica caratterizzata da regolarità in pianta e in altezza. Se necessario, ciò può essere conseguito suddividendo la struttura, mediante giunti, in unità tra loro dinamicamente indipendenti.

Per quanto riguarda gli edifici, una costruzione è regolare in pianta se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- a) la distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; *il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento;*
- b) il rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di ogni orizzontamento è inferiore a 4;
- c) ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione.

CARATTERISTICHE GENERALI DELLE COSTRUZIONI: Regolarità

Una costruzione è **regolare in altezza** se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- a) tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio;
- b) massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (*le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%*); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o di pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;
- c) il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (*tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente*); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;

CARATTERISTICHE GENERALI DELLE COSTRUZIONI: Regolarità

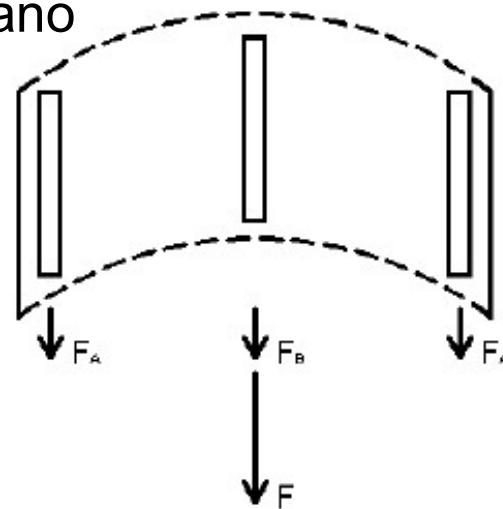
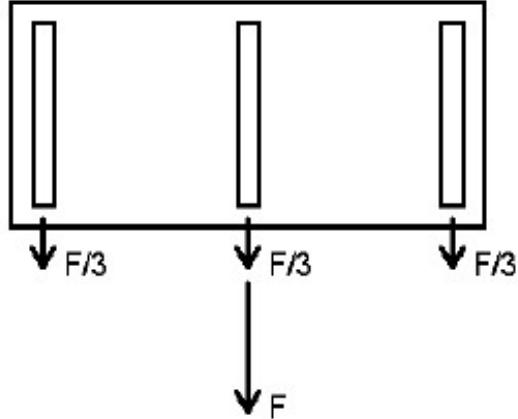
Una costruzione è **regolare in altezza** se è rispettata anche la condizione:

- d) eventuali **restringimenti della sezione orizzontale** della costruzione avvengano con **continuità** da un **orizzontamento al successivo**; oppure avvengano in modo che **il rientro di un orizzontamento non superi il 10%** della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né **il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento**. *Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.*

Qualora, immediatamente al di sopra della fondazione, sia presente una struttura **scatolare rigida**, purché progettata con **comportamento non dissipativo**, i controlli sulla regolarità in altezza possono essere **riferiti alla sola struttura soprastante la scatolare**, a condizione che quest'ultima abbia **rigidezza** rispetto alle azioni orizzontali **significativamente maggiore** di quella della struttura ad essa soprastante. *Tale condizione si può ritenere soddisfatta se gli spostamenti della struttura soprastante la scatolare, valutati su un modello con incastri al piede, e gli spostamenti della struttura soprastante, valutati tenendo conto anche della deformabilità della struttura scatolare, sono sostanzialmente coincidenti.*

CARATTERISTICHE GENERALI DELLE COSTRUZIONI: Regolarità

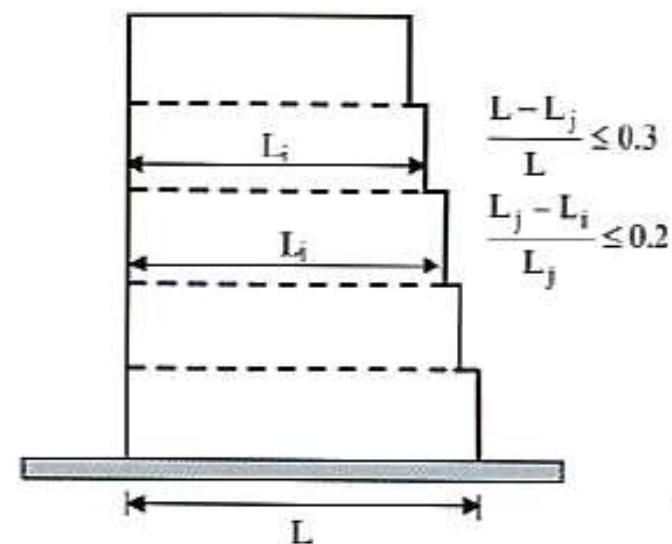
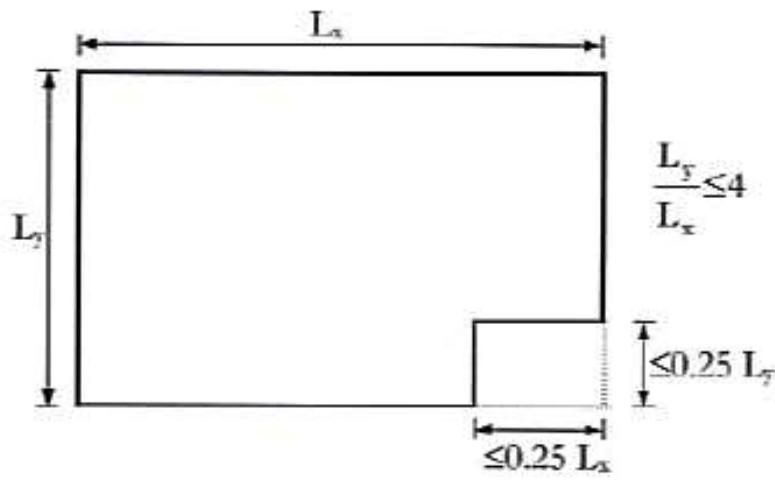
Effetti dovuti alla deformabilità di piano



$$F_A < \frac{F}{3}$$

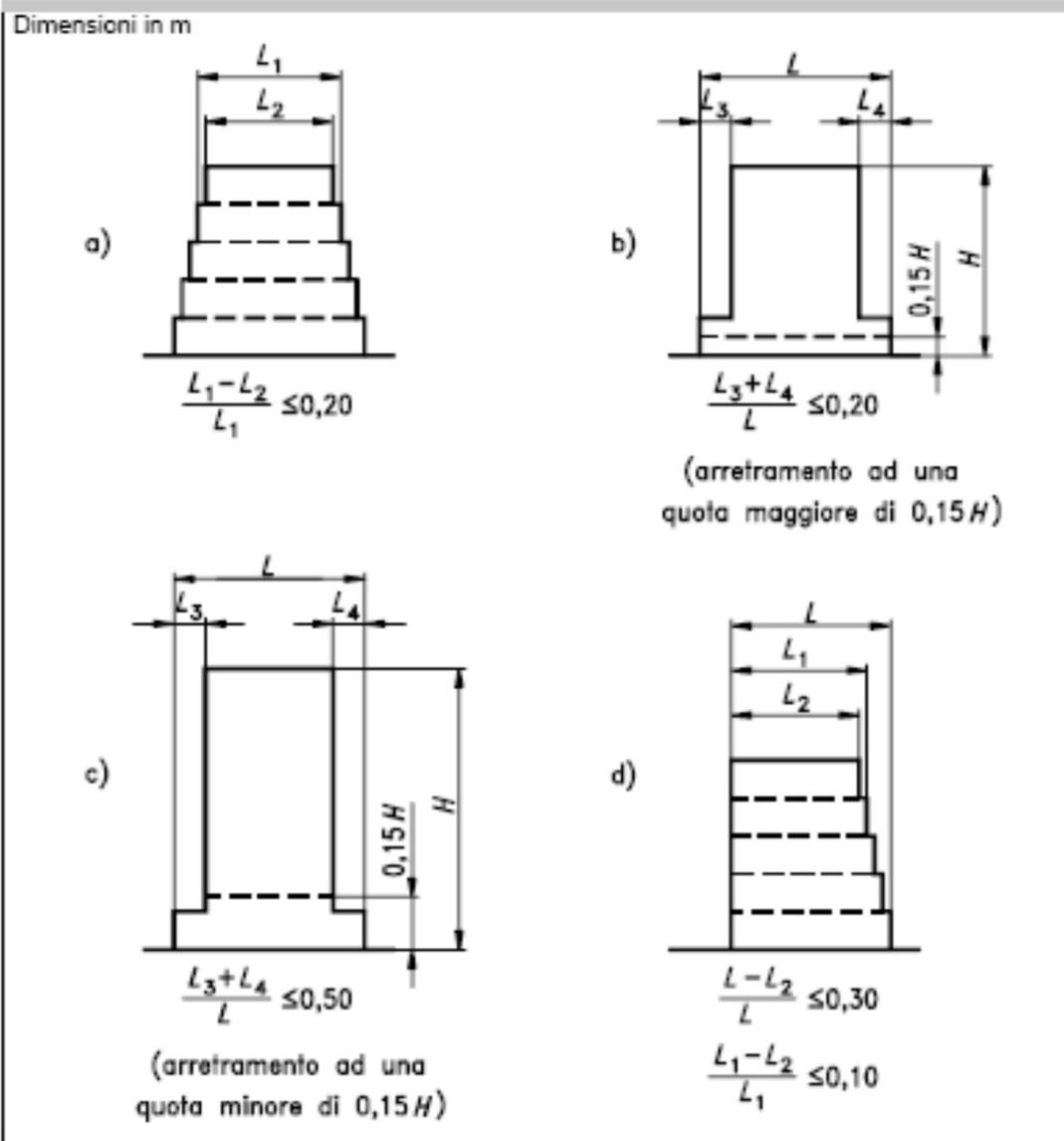
$$F_B > \frac{F}{3}$$

Rientri in pianta e in altezza.

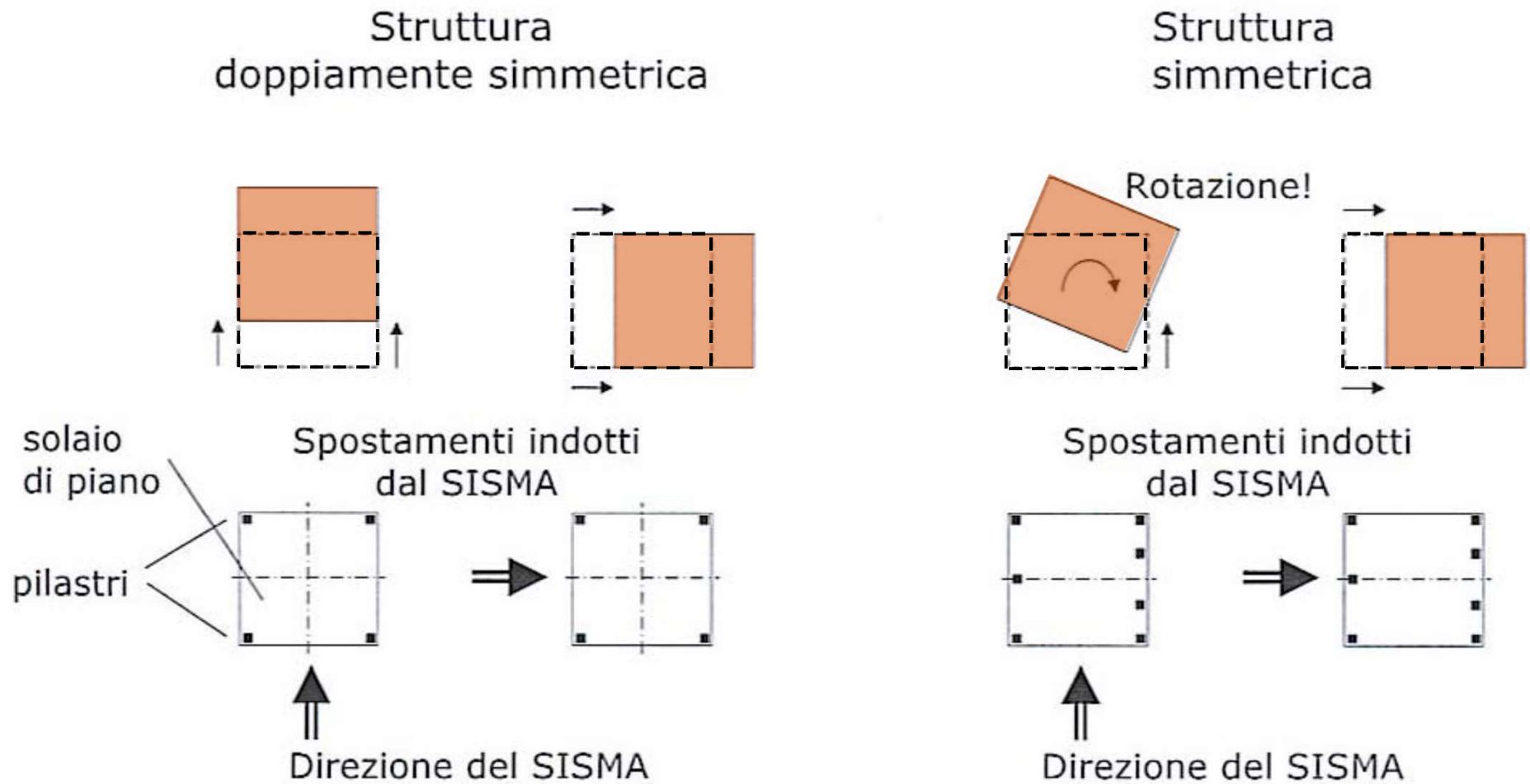


CARATTERISTICHE GENERALI DELLE COSTRUZIONI: Regolarità

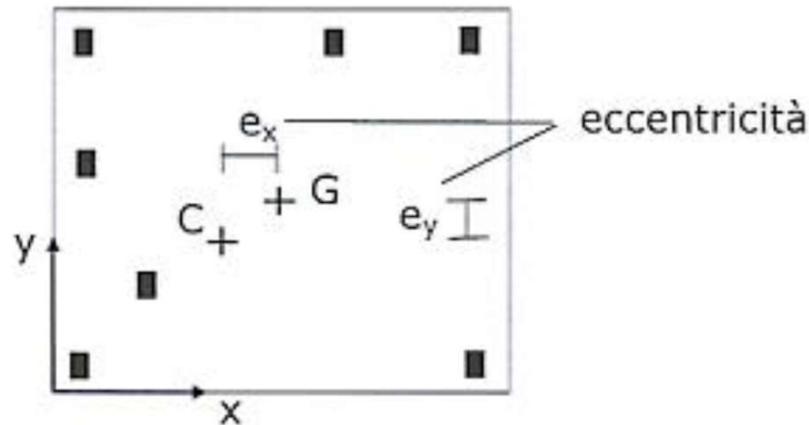
Criteri per la regolarità degli arretramenti



CARATTERISTICHE GENERALI DELLE COSTRUZIONI

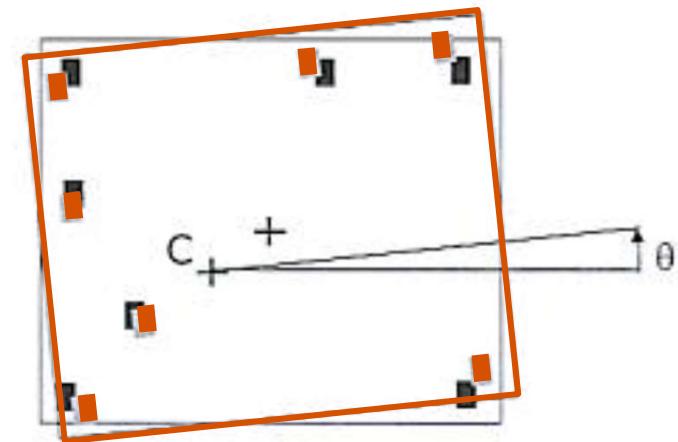


CARATTERISTICHE GENERALI DELLE COSTRUZIONI



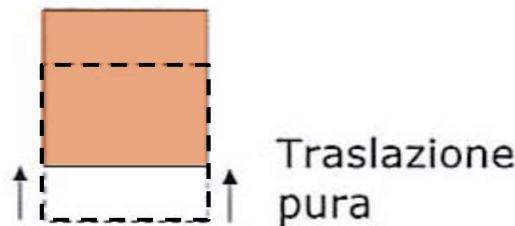
G : baricentro della massa
del solaio di piano

C : baricentro delle rigidezze



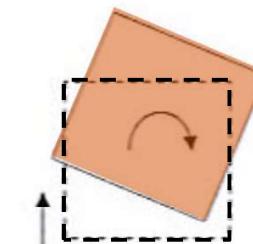
Sotto un'azione torcente
il solaio ruota attorno a C

CARATTERISTICHE GENERALI DELLE COSTRUZIONI

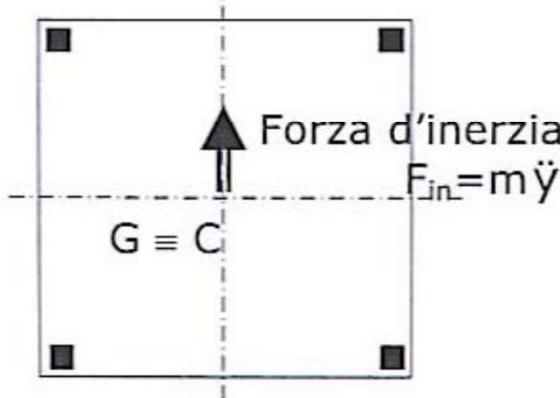


Traslazione pura

Rotazione indotta da M



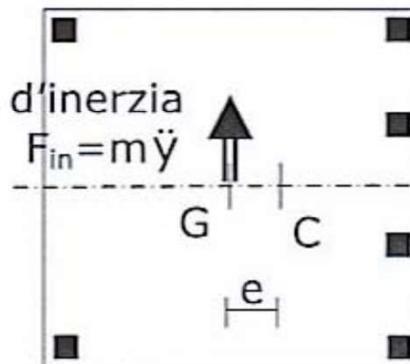
Traslazione indotta da F_{in}



$G \equiv C$

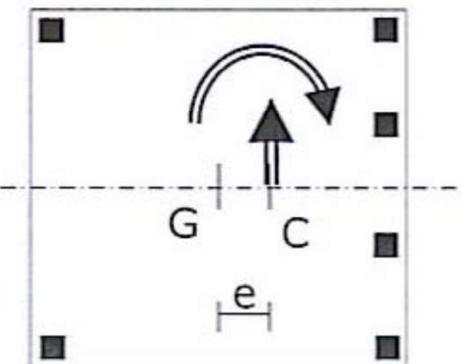
Forza d'inerzia
 $F_{in}=m\ddot{y}$

Forza d'inerzia
 $F_{in}=m\ddot{y}$

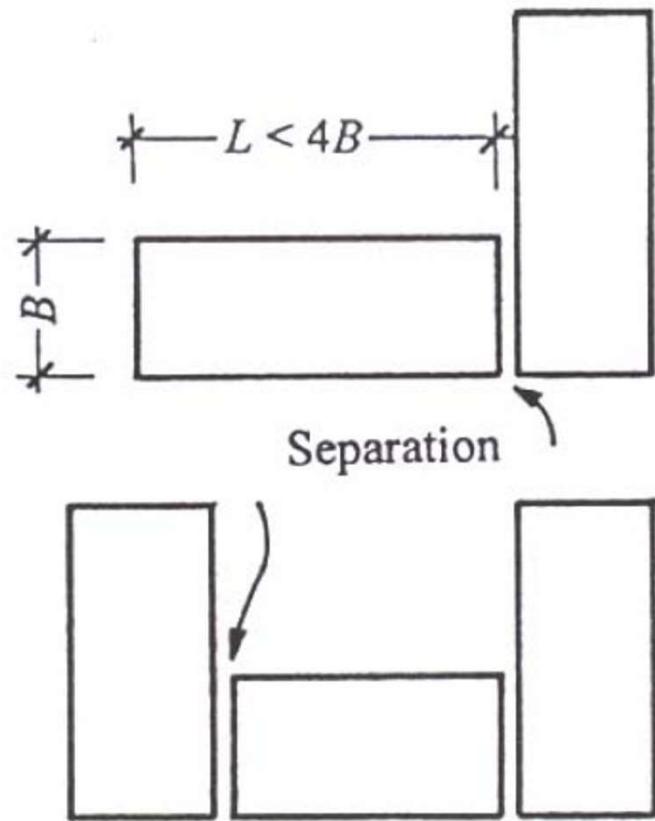
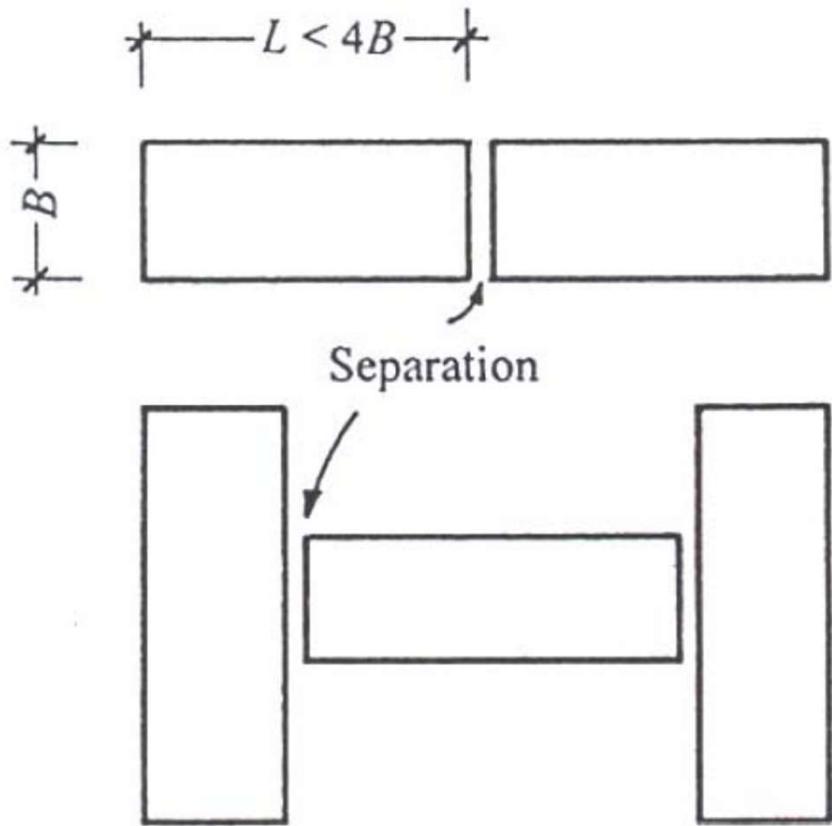


\equiv

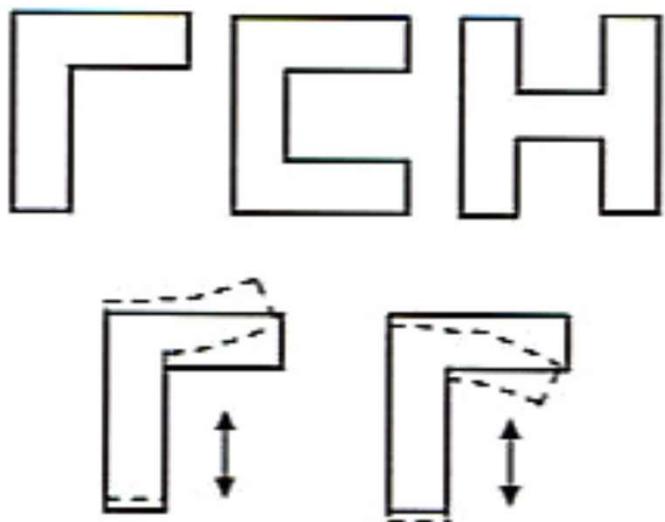
$$M=F_{in} \cdot e$$



CARATTERISTICHE GENERALI DELLE COSTRUZIONI



CARATTERISTICHE GENERALI DELLE COSTRUZIONI

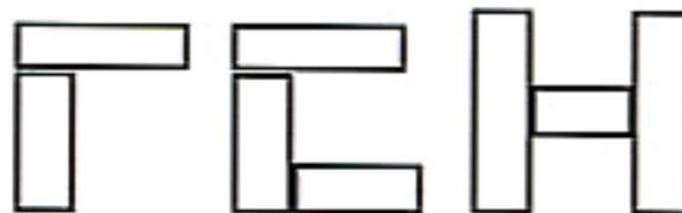


Forme sfavorevoli

Pericolo di distacchi
tra le parti del solaio



Forme Compatte



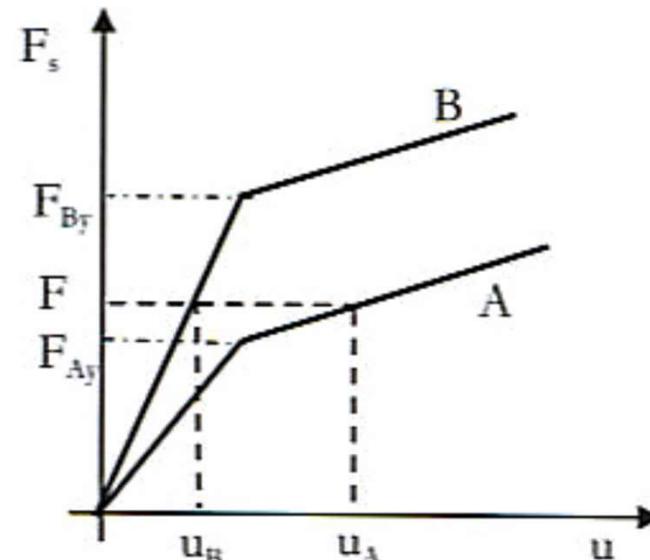
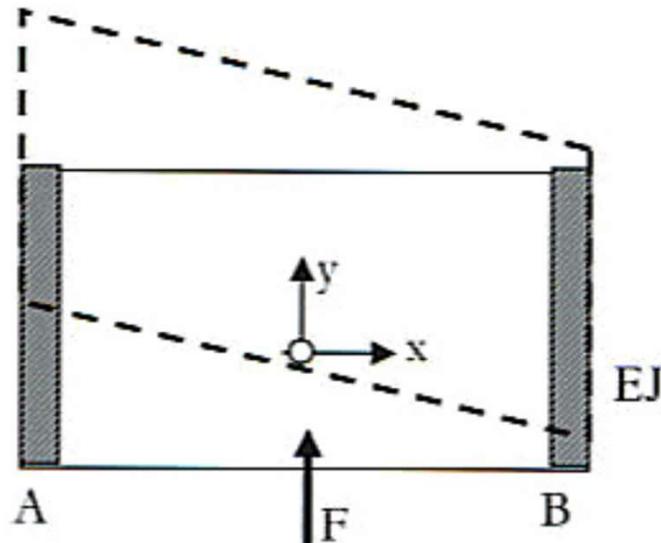
Forme articolate segmentate



Forme favorevoli

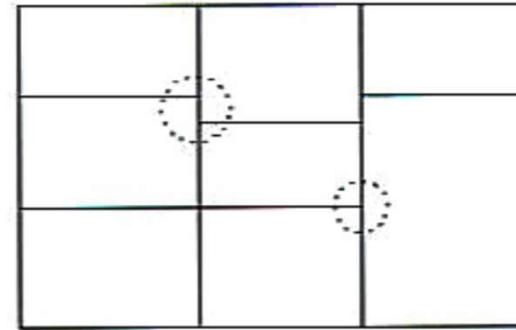
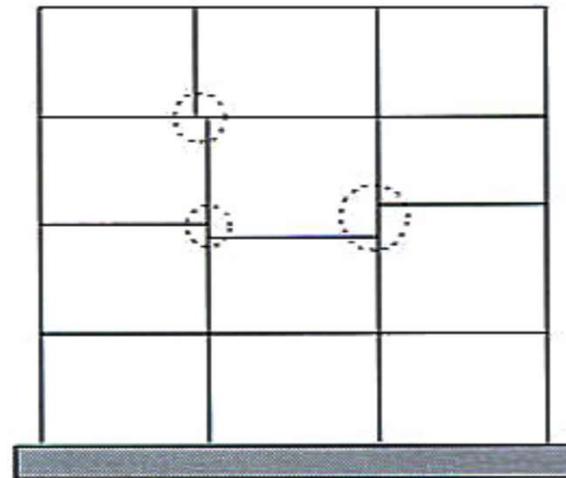
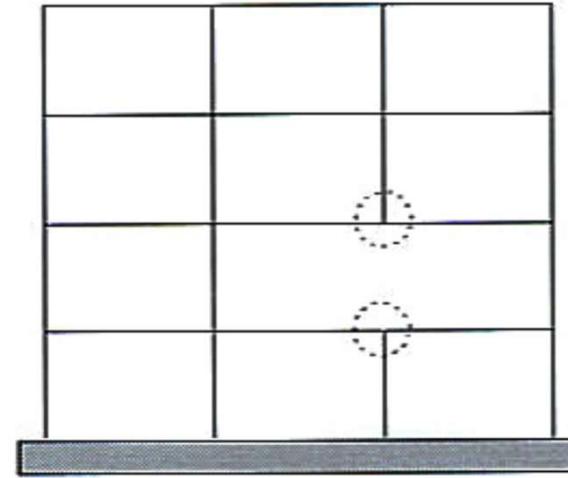
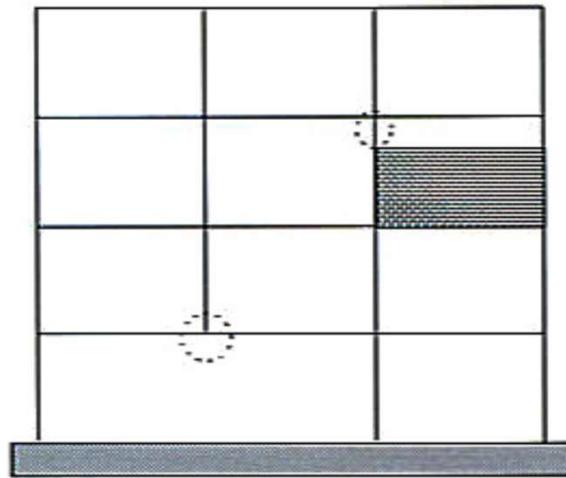
Rigidezze
addizionali

CARATTERISTICHE GENERALI DELLE COSTRUZIONI



Effetti torsionali indotti dalla diversa resistenza/rigidezza degli elementi (elemento A meno resistente e rigido dell'elemento B)

CARATTERISTICHE GENERALI DEGLI EDIFICI

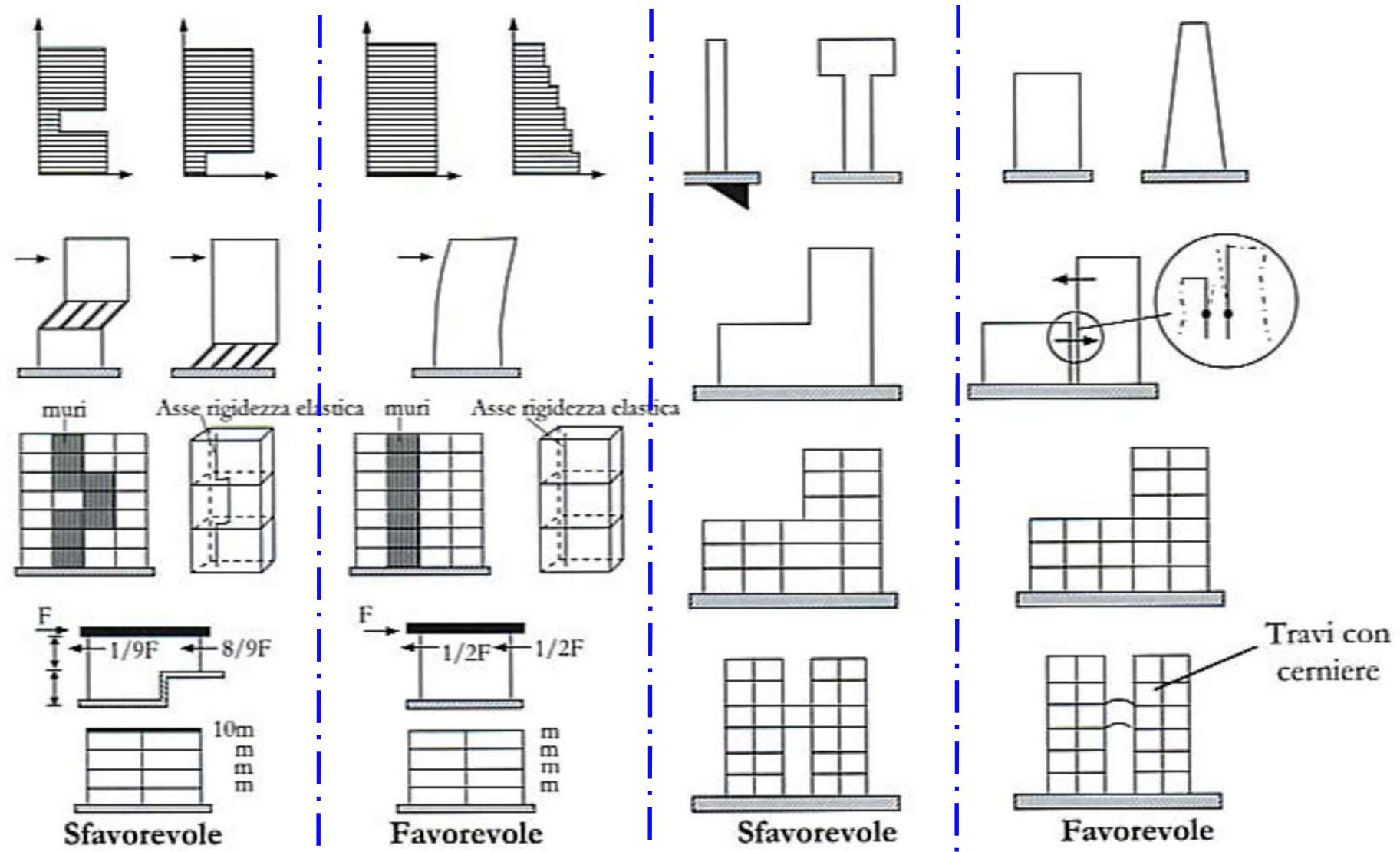


Alzato

Pianta

Discontinuità e disallineamenti di travi o colonne che possono creare problemi nella risposta dell'edificio all'azione sismica

CARATTERISTICHE GENERALI DEGLI EDIFICI



Esempi di configurazioni sfavorevoli e favorevoli in altezza

DISTANZA TRA COSTRUZIONI CONTIGUE

La distanza tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV, calcolati per ciascuna costruzione secondo il § 7.3.3 (analisi lineare) o il § 7.3.4 (analisi non lineare)

La distanza tra due punti di costruzioni che si fronteggiano non potrà in ogni caso essere inferiore a 1/100 della quota dei punti considerati, misurata dallo spiccato della fondazione o dalla sommità della struttura scatolare rigida di cui al § 7.2.1, moltiplicata per $2a_g S/g < 1$.

Qualora non si possano eseguire calcoli specifici, lo spostamento massimo di una costruzione non isolata alla base può essere stimato in 1/100 della sua altezza, misurata come sopra, moltiplicata per $a_g S/g$; in questo caso, la distanza tra costruzioni contigue non potrà essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi di ciascuna di esse.

Se le costruzioni hanno dispositivi d'isolamento sismico e/o dissipazione, particolare attenzione va posta al dimensionamento dei distacchi e/o giunti, tenendo in conto le indicazioni riportate nel § 7.10.4 e nel § 7.10.6.

PROGETTAZIONE ELEMENTI STRUTTURALI “SECONDARI” ED ELEMENTI NON STRUTTURALI

Alcuni elementi strutturali possono essere considerati “secondari”; nell’analisi della risposta sismica, la rigidezza e la resistenza alle azioni orizzontali di tali elementi possono essere trascurate.

Tali elementi sono progettati per resistere ai soli carichi verticali e per seguire gli spostamenti della struttura senza perdere capacità portante.

Gli elementi secondari e i loro collegamenti devono quindi essere progettati e dotati di dettagli costruttivi per sostenere i carichi gravitazionali, quando soggetti a spostamenti causati dalla più sfavorevole delle condizioni sismiche di progetto allo SLC, valutati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3, oppure, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4.

In nessun caso la scelta degli elementi da considerare secondari può determinare il passaggio da struttura “irregolare” a struttura “regolare” come definite al § 7.2.1, né il contributo totale alla rigidezza ed alla resistenza sotto azioni orizzontali degli elementi secondari può superare il 15% dell’analogo contributo degli elementi primari.

PROGETTAZIONE ELEMENTI STRUTTURALI “SECONDARI” ED ELEMENTI NON STRUTTURALI

La capacità degli elementi non strutturali, compresi gli eventuali elementi strutturali che li sostengono e collegano, tra loro e alla struttura principale, deve essere maggiore della domanda sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite da considerare.

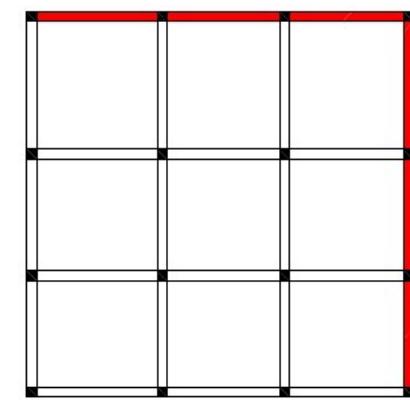
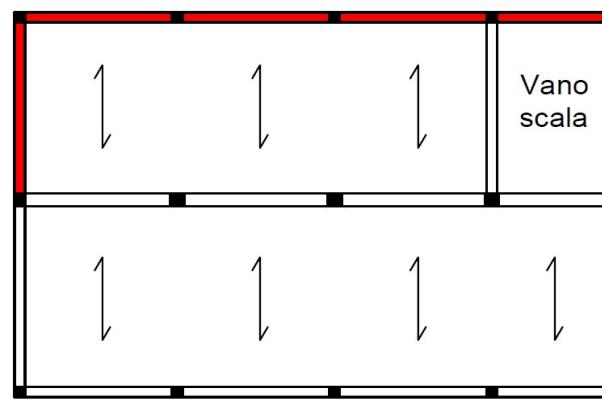
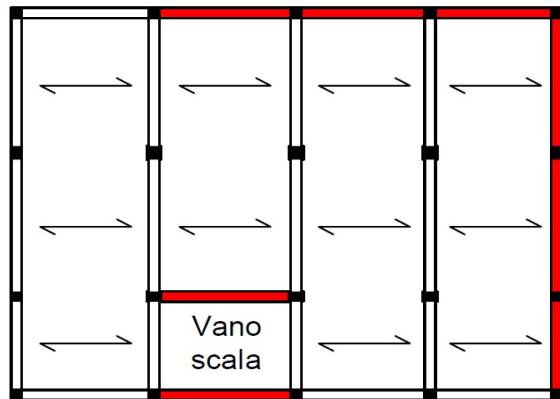
Se la distribuzione degli elementi non strutturali è fortemente irregolare in pianta, gli effetti di tale irregolarità debbono essere valutati e tenuti in conto. Questo requisito si intende soddisfatto qualora si incrementi di un fattore 2 l'eccentricità accidentale di cui al § 7.2.6.

Se la distribuzione degli elementi non strutturali è fortemente irregolare in altezza, deve essere considerata la possibilità di forti concentrazioni di danno ai livelli caratterizzati da significative riduzioni degli elementi non strutturali rispetto ai livelli adiacenti. Questo requisito s'intende soddisfatto qualora si incrementi di un fattore 1,4 la domanda sismica sugli elementi verticali (pilastri e pareti) dei livelli con significativa riduzione degli elementi non strutturali.

FALSI ELEMENTI NON STRUTTURALI

I tamponamenti sono elementi che vengono spesso considerati come **non strutturali nelle strutture intelaiate in c.a.**, ma che spesso lo sono.

In questi casi, bisogna verificare che **non siano disposti in maniera non simmetrica** e poi bisogna considerare il loro contributo al funzionamento strutturale



REQUISITI FONDAMENTALI ELEMENTI DI FONDAZIONE

Le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera, in genere condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le pertinenti combinazioni delle azioni di cui al § 2.5.3.

Sia per CD“A” sia per CD“B” il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azione in fondazione, trasmessa dagli elementi soprastanti:

- quella derivante dall'analisi strutturale eseguita ipotizzando comportamento strutturale non dissipativo (v. § 7.3);
- quella derivante dalla capacità di resistenza a flessione degli elementi (calcolata per la forza assiale derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 2.5.3), congiuntamente al taglio determinato da considerazioni di equilibrio;
- quella trasferita dagli elementi soprastanti nell'ipotesi di comportamento strutturale dissipativo, amplificata di un coefficiente pari a 1,30 in CD“A” e 1,10 in CD“B”;

REQUISITI FONDAMENTALI ELEMENTI DI FONDAZIONE

Le strutture delle fondazioni superficiali devono essere progettate per le azioni definite al precedente capoverso, assumendo un comportamento non dissipativo.

I pali in calcestruzzo devono essere armati, per tutta la lunghezza, con una armatura longitudinale in percentuale non inferiore allo 0,3% dell'area della sezione trasversale del palo e un'armatura trasversale costituita da staffe o da spirali di diametro non inferiore a 8 mm, passo non superiore a 8 volte il diametro delle barre longitudinali.

Qualora non fosse possibile escludere il raggiungimento della capacità dei pali, devono essere soddisfatte le seguenti condizioni:

- se la capacità è raggiunta in prossimità della testa del palo, deve considerarsi una zona dissipativa estesa fino a una profondità pari ad almeno dieci volte il diametro del palo; se la capacità è raggiunta in profondità, per esempio in corrispondenza di contatti tra strati di terreno di rigidezza molto diversa (§7.11.5.3.2), deve considerarsi una zona dissipativa a cavallo dei contatti avente estensione pari ad almeno cinque diametri;
- nelle zone dissipative le sezioni devono essere progettate per esibire un comportamento duttile per effetto delle azioni di calcolo;

REQUISITI FONDAMENTALI ELEMENTI DI FONDAZIONE

In tali zone dissipative l'armatura longitudinale deve avere area non inferiore all'1% dell'area della sezione trasversale del palo, mentre l'armatura trasversale deve essere costituita da staffe singole di passo non superiore a 6 volte il diametro delle barre longitudinali.

In assenza di specifiche valutazioni della capacità di duttilità, devono essere rispettate le seguenti prescrizioni:

- la capacità per taglio deve essere almeno pari ad 1,3 volte della corrispondente domanda;
- nelle zone dissipative la tensione normale media agente su ciascuna sezione, in corrispondenza delle combinazioni sismiche delle azioni, deve essere inferiore a $0,45 f_{cd}$;
- il momento flettente calcolato in campo elastico deve essere inferiore a 1,5 MRd, dove MRd è la capacità a flessione di progetto del palo, calcolata per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni.;

L'uso di pali inclinati deve essere esplicitamente giustificato

REQUISITI FONDAMENTALI FONDAZIONI

Si deve tenere conto della presenza di spostamenti relativi del terreno sul piano di fondazione, calcolati come specificato nel § 3.2.4.2 e applicati alla fondazione, e dei possibili effetti da essi indotti nella struttura sovrastante.

Tali spostamenti relativi possono essere trascurati se le strutture di fondazione sono collegate tra loro da un reticolo di travi, o da una piastra dimensionata in modo adeguato, in grado di assorbire le forze assiali consequenti. In assenza di valutazioni più accurate, si possono prudenzialmente assumere le seguenti azioni assiali:

$\pm 0,2 N_{sd} a_{max} /g$ per il profilo stratigrafico di tipo A

$\pm 0,3 N_{sd} a_{max} /g$ per il profilo stratigrafico di tipo B

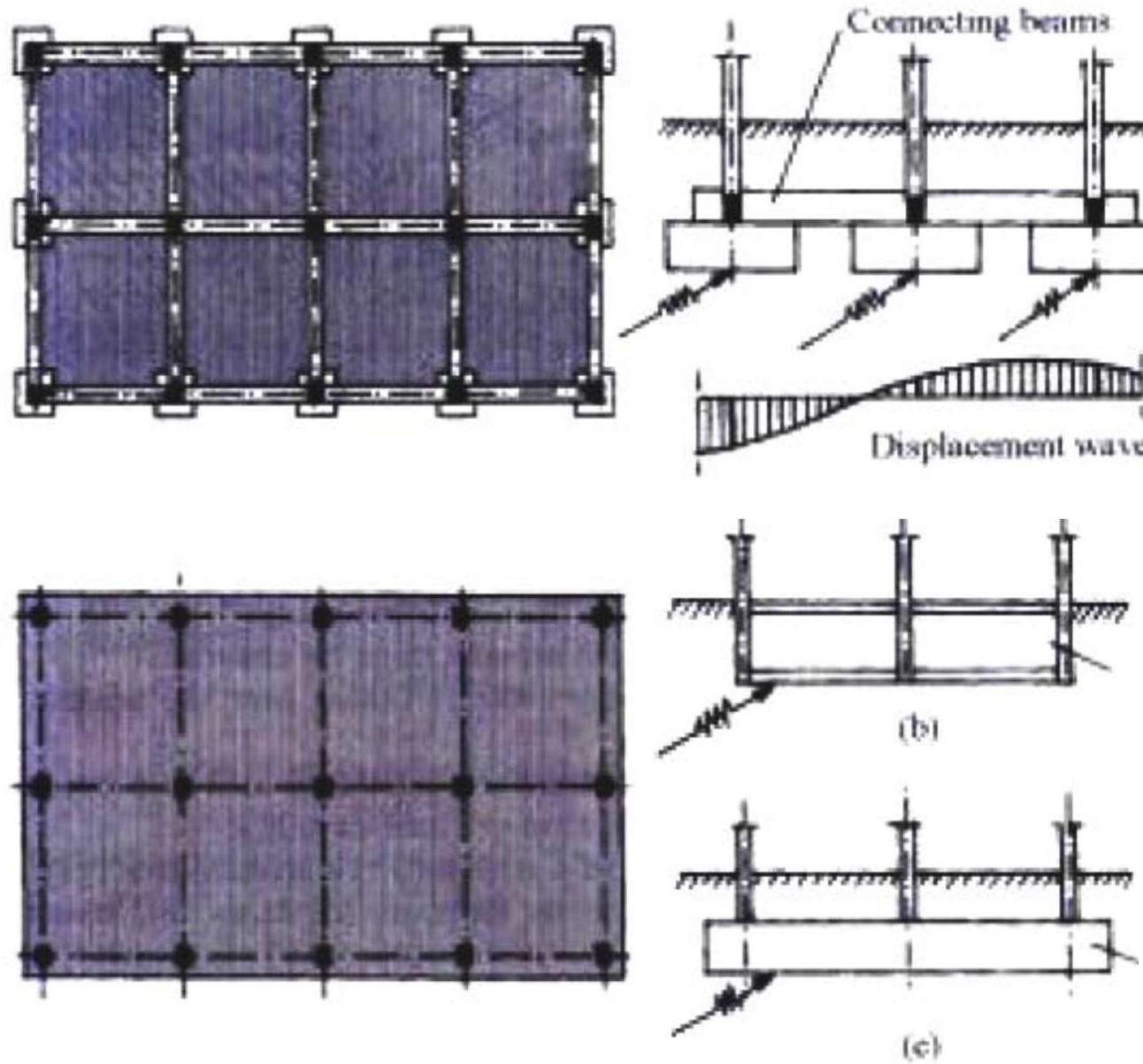
$\pm 0,4 N_{sd} a_{max} /g$ per il profilo stratigrafico di tipo C

$\pm 0,6 N_{sd} a_{max} /g$ per il profilo stratigrafico di tipo D

dove N_{sd} è il valore medio delle forze verticali agenti sugli elementi collegati, e a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione: $a_{max} = a_g S$ (con a_g riferita allo SLC su sito di riferimento rigido).

REQUISITI FONDAMENTALI FONDAZIONI



Dal punto di vista sismico occorre interconnettere tutti gli elementi in modo da ridurre i movimenti relativi e progettare gli elementi di fondazione sovraresistenti rispetto al resto della struttura.

CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza, con particolare attenzione alle situazioni nelle quali componenti orizzontali dell'azione sismica possono produrre forze d'inerzia verticali (travi di grande luce, sbalzi significativi, ecc.).

Nella definizione del modello, gli elementi non strutturali non appositamente progettati come collaboranti (quali tamponature e tramezzi) possono essere rappresentati unicamente in termini di massa; il loro contributo al comportamento del sistema strutturale in termini di rigidezza e resistenza sarà considerato solo qualora abbia effetti negativi ai fini della sicurezza.

Gli orizzontamenti piani possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano medio a condizione che siano realizzati in calcestruzzo armato, oppure in latero-cemento con soletta in calcestruzzo armato di almeno 40 mm di spessore, o in struttura mista con soletta in calcestruzzo armato di almeno 50 mm di spessore collegata agli elementi strutturali in acciaio o in legno da connettori a taglio opportunamente dimensionati.

CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Nel rappresentare la rigidezza degli elementi strutturali si deve tener conto della fessurazione. In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidezza flessionale e a taglio di elementi in muratura, calcestruzzo armato, acciaio-calcestruzzo, può essere ridotta sino al 50% della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dello stato limite considerato e dell'influenza della sollecitazione assiale permanente.

Qualora si adotti un modello di comportamento non dissipativo , oppure un modello dissipativo che utilizza il coefficiente di comportamento q , si impiegheranno per i materiali leggi costitutive elastiche .

Qualora si adotti un modello di comportamento dissipativo tenendo esplicitamente conto della capacità dissipativa, il legame costitutivo utilizzato per modellare la non linearità di materiale dovrà essere giustificato, anche in relazione alla corretta rappresentazione dell'energia dissipata nei cicli di isteresi.

Delle non linearità geometriche, se significative, si terrà conto per ambedue i comportamenti.

CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

E' possibile considerare la **deformabilità del complesso fondazione-terreno** e la **sua capacità dissipativa**, utilizzando ad esempio **vincoli viscoelastici caratterizzati da un'opportuna impedenza dinamica**. In tal caso, è necessario tener conto della dipendenza delle caratteristiche di rigidezza e smorzamento dal livello deformativo nel terreno.

Per **le fondazioni miste**, come specificato al § 6.4.3, l'interazione fra terreno, pali e struttura di collegamento deve essere studiata con appropriate modellazioni, allo scopo di pervenire alla **determinazione dell'aliquota dell'azione di progetto trasferita al terreno direttamente dalla struttura di collegamento e dell'aliquota trasmessa ai pali**.

Per tenere conto della **variabilità spaziale del moto sismico**, nonché di eventuali **incertezze**, deve essere attribuita al centro di massa **un'eccentricità accidentale** rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo. Per i soli edifici e in assenza di più accurate determinazioni, l'**eccentricità accidentale in ogni direzione** non può essere considerata inferiore a 0,05 volte la dimensione media dell'**edificio** misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'**azione sismica**. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.

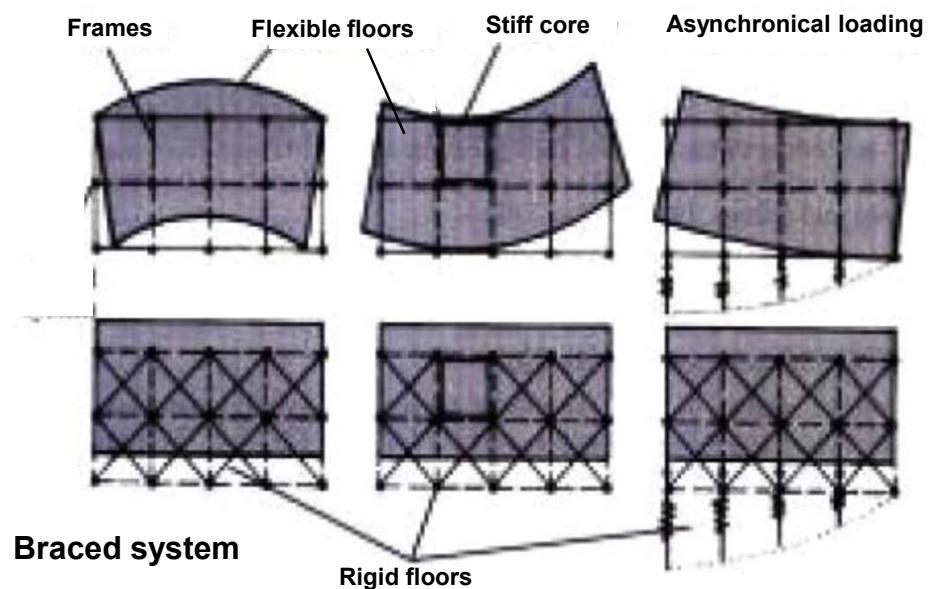
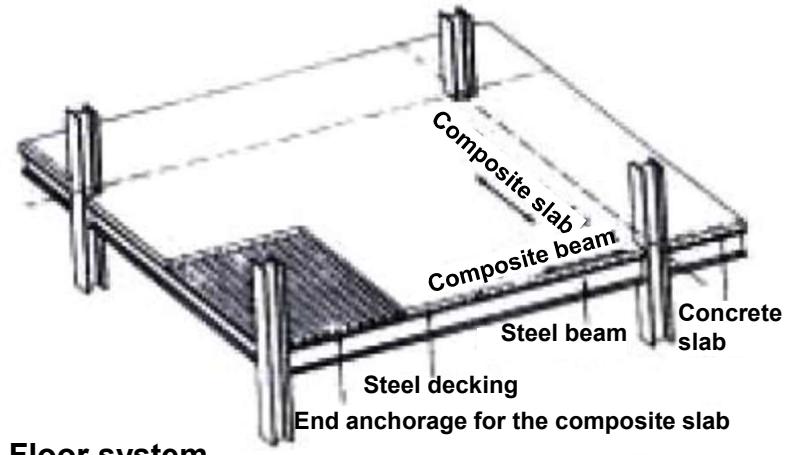
CONFIGURAZIONE DELLA STRUTTURA

Solai

Devono essere sufficientemente rigidi da garantire un'efficace ed uniforme distribuzione dell'azione sismica fra gli elementi verticali resistenti.

I solai devono rimanere in fase elastica durante il terremoto in modo da garantire un'adeguata distribuzione dell'azione sismica

Le aperture orizzontali nei solai devono essere adeguatamente controllate in modo da non provocare riduzioni di rigidità o rotture lungo linee di minore resistenza



SPETTRO DI PROGETTO PER ANALISI LINEARE

Per evitare di dover compiere analisi non lineari in fase progettuale, allo scopo di mettere in conto la **capacità di dissipare energia** sotto forma plastica, la norma consente di effettuare le verifiche mediante un'analisi LINEARE, basata su uno spettro di risposta ridotto, detto «**Spettro di Progetto** ed indicato con $S_d(T)$

Questa riduzione è ottenuta introducendo il **fattore di comportamento q** nello spettro elastico:

$$q = \frac{a_u}{a_y}$$

Per definizione q dovrebbe essere il rapporto tra l'accelerazione a_u del terreno che porta la struttura al collasso e l'accelerazione del terreno che porta la struttura al limite elastico a_y . Il coefficiente di struttura q dipende dalla capacità della struttura di dissipare energia.

$q = \frac{Q_e}{Q_d}$ Q_e è la forza sismica calcolata su una struttura elastica lineare ($\xi=5\%$)

Q_d è la forza di progetto per la struttura considerata dissipativa (elasto-plastica), per la quale si effettua ancora un'analisi lineare supponendo $\xi=5\%$

q nell'Eurocodice e nelle NTC è ritenuto costante per $T \geq T_B$

SPETTRO ELASTICO E SPETTRI DI PROGETTO

Nella progettazione si fa riferimento allo spettro di progetto, che tiene conto della capacità dissipativa della struttura.

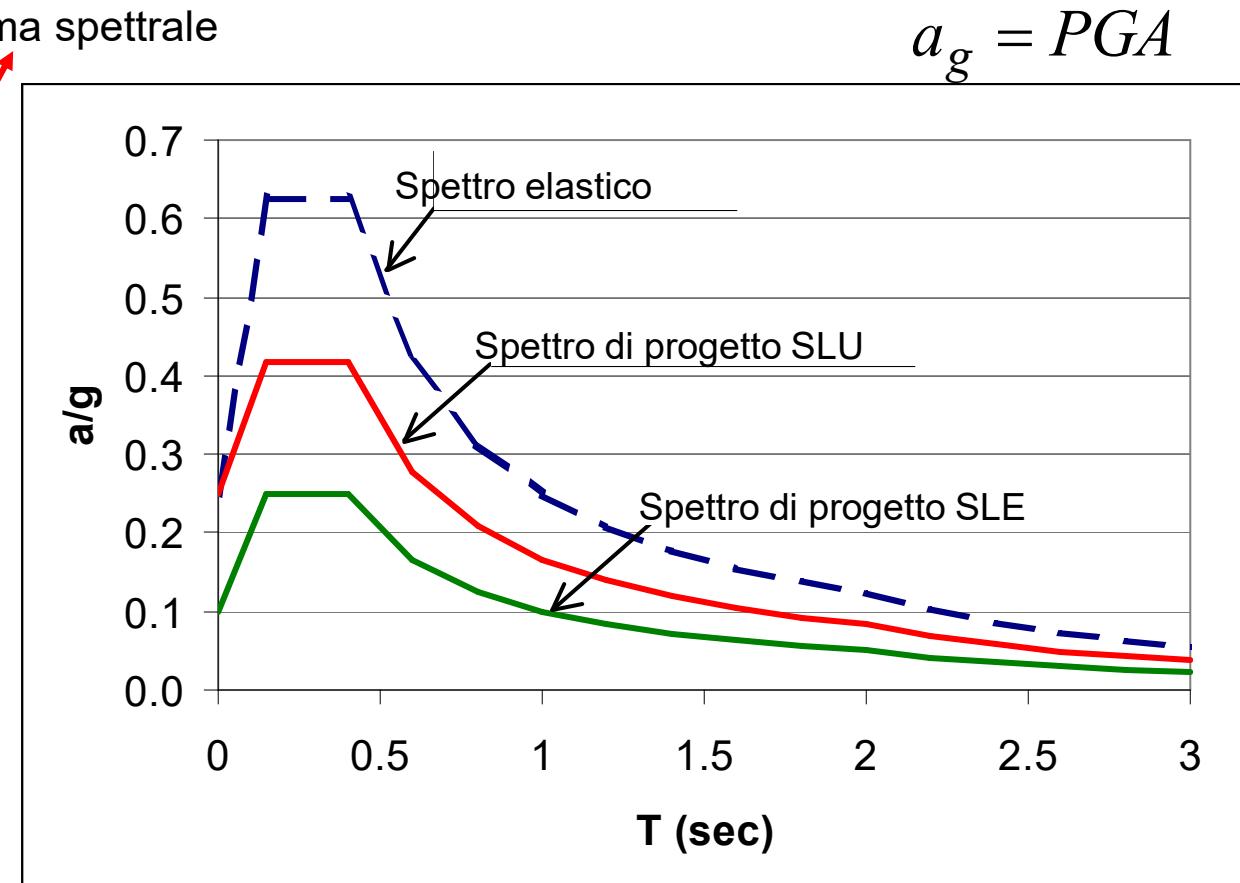
$$S_e(T) = S a_g \eta \beta_o$$

Forma spettrale

$$S_d(T) = S a_g \frac{\beta_o}{q}$$

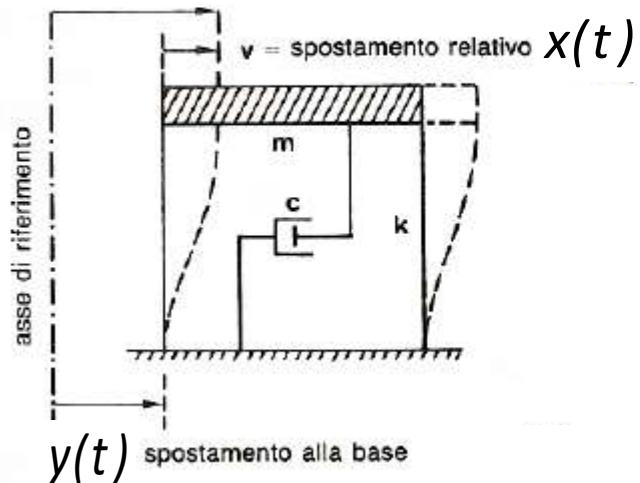
Il fattore di struttura
tiene conto di:

- Duttilità
- Sovreresistenza
- Forma



SISTEMA A UN GRADO DI LIBERTA' (SDOF)

$x(t) + y(t)$ spostamento totale



m = massa

k = costante elastica (rigidezza) del sistema

c = costante di viscosità

In ogni istante, se il supporto si muove, si ha equilibrio tra:

Forze d'inerzia $F_i = -m \frac{d^2}{dt^2}(x(t) + y(t)) = -m(\ddot{x} + \ddot{y})$

Forze viscose $F_v = -c \frac{d}{dx} x(t) = -c(\dot{x})$

Forze elastiche $F_e = -k x$

$$m(\ddot{x} + \ddot{y}) + c\dot{x} + kx = 0$$

$m(\ddot{x} + \ddot{y}) + c\dot{x} + kx = F$ equivalente al moto sismico

MOTO IN OSCILLAZIONE LIBERA SMORZATA

Posto:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} = \frac{2\pi}{T} = \text{frequenza circolare}$$

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} = \text{periodo fondamentale}$$

$$\xi = \frac{c}{c_{cr}} = \frac{c}{2\sqrt{k \cdot m}} = \frac{c}{2m \cdot \omega} = \text{smorzamento meccanico rispetto al critico}$$

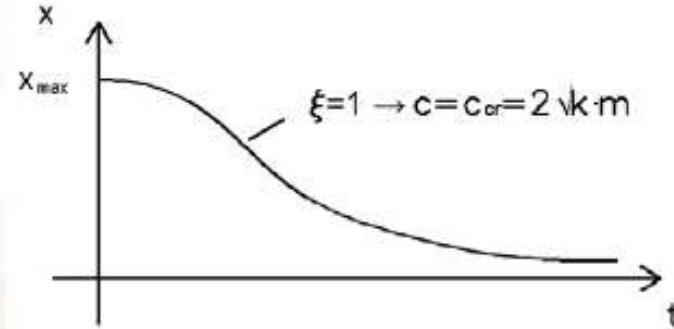
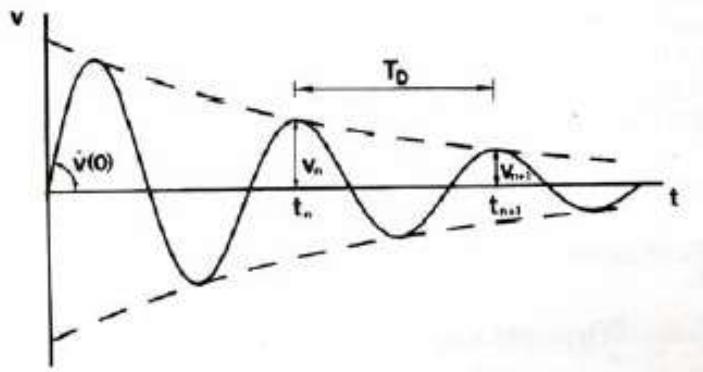
(1) $\ddot{x} + 2\xi\omega\dot{x} + \omega^2x = -\ddot{y}$ ← equazione del moto in forma canonica

$$\ddot{x} + 2\xi\omega\dot{x} + \omega^2x = 0$$

$$x(t) = e^{\xi\omega t} \{A \cos \omega_1 t + B \sin \omega_1 t\}$$

$$\omega_1 = \omega\sqrt{1 - \xi^2} \rightarrow \text{pulsazione naturale smorzata}$$

$$T_1 = 2\pi/\omega_1 \rightarrow \text{periodo del sistema smorzato}$$



ECCITAZIONE ARMONICA

$\frac{F}{m} = a_0$ = forza statica equivalente per unità di massa

$$F(t) = m \cdot a_0 \cdot \cos \Omega t$$

⇒ eq. del moto diventa

$$\ddot{x} + 2\xi\omega\dot{x} + \omega^2x = a_0 \cdot \cos \Omega t$$

$$x(t) = a_0 M(\Omega, \omega, \xi) \cos(\Omega t - \rho) \quad (\text{A REGIME})$$

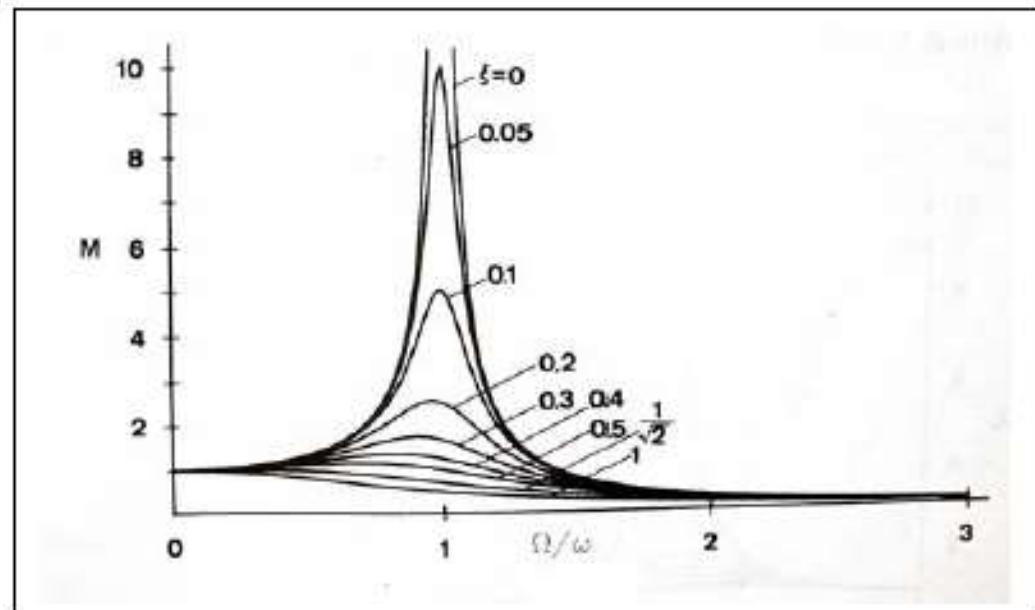
$$\rho = \arctg \frac{2\xi\omega\Omega}{\omega^2 - \Omega^2} \quad \text{angolo di sfasamento}$$

In condizioni di risonanza

$$\Rightarrow \omega = \Omega$$

$$x_{\max} = \frac{a_0}{2\xi\omega^2} \quad (x_{\max} = a_0 \cdot M)$$

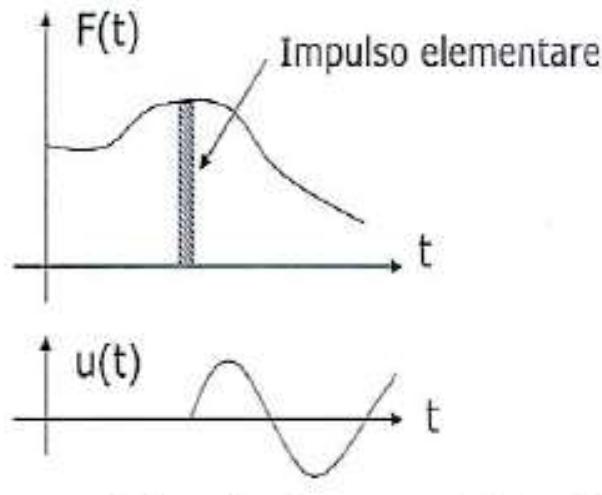
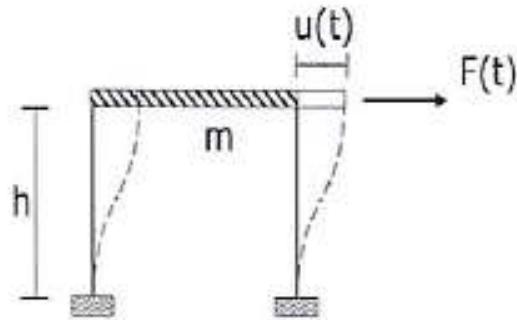
$$M(\Omega, \omega, \xi) = \frac{1}{\sqrt{(\omega^2 - \Omega^2)^2 + 4\xi^2\omega^2\Omega^2}} \quad \text{fattore di amplificazione}$$



SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO

Nella valutazione dello spettro di risposta elastico si considera la risposta di un sistema elastico lineare ad un grado di libertà (SDOF)

S_d : rappresenta i max spostamenti della struttura sotto un sisma e si ottiene integrando le equazioni del moto per un prefissato accelerogramma.



$$\ddot{u}(t) + 2\xi\omega\dot{u}(t) + \omega^2 u(t) = F(t)/m$$

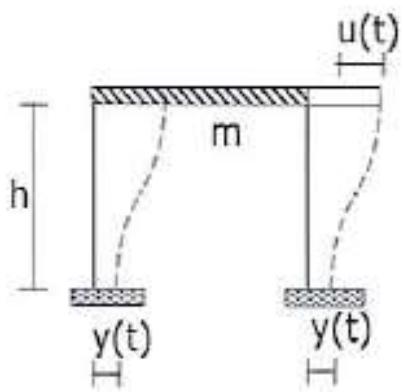
(vibrazioni smorzate forzate)

$$u(t) \approx \frac{1}{\omega} \left[\int \frac{F(\tau)}{m} \exp[-\xi\omega(t-\tau)] \sin[\omega(t-\tau)] d\tau \right] \approx \frac{1}{\omega} V(t, \xi)$$

vale per bassi valori di ξ (1-5%)

V(t): è una velocità = PSEUDO VELOCITA' (PSV)

SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO



$$m(\ddot{u} + \ddot{y}) + c\dot{u} + k u = 0$$

$$\ddot{u}(t) + 2\xi\omega\dot{u}(t) + \omega^2 u(t) = -\ddot{y}(t)$$

$$u(t) \cong \frac{1}{\omega} V(t)$$

legge del moto

$$V(t) = - \int_0^t \ddot{y}(\tau) \exp[-\xi\omega(t-\tau)] \sin[\omega(t-\tau)] d\tau$$

$\ddot{y}(t)$: ACCELEROGRAMMA



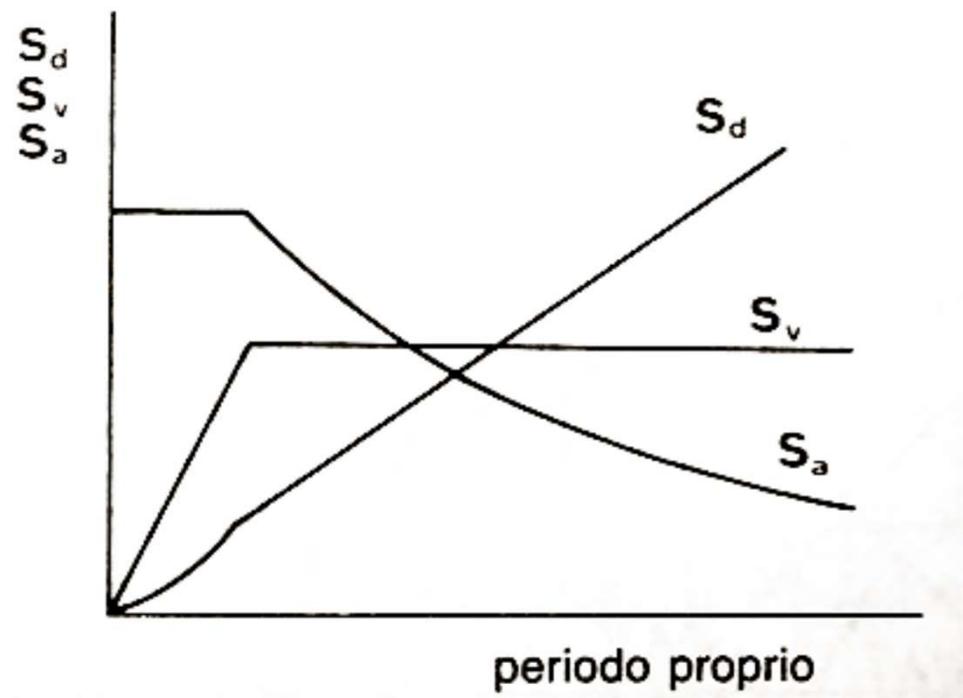
SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO

S_v, S_a : rappresentano le max pseudo - velocità e pseudo-accelerazione della struttura supposta in oscillazione libera non smorzata in corrispondenza del max spostamento strutturale, retta dell'equazione

$$\dot{u}_{\max} = \omega \cdot u_{\max}$$

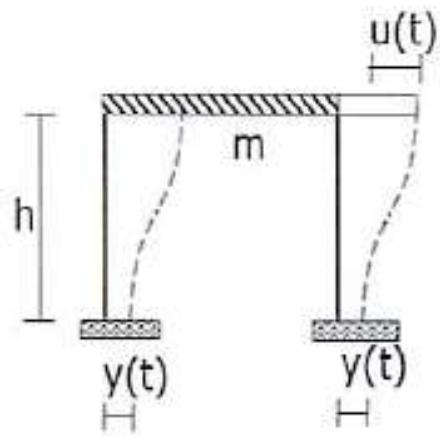
$$S_v = \omega \cdot S_d$$

$$S_a = \omega^2 \cdot S_d = \omega \cdot S_v = \frac{2\pi}{T} \cdot S_v$$



Per **Pseudo-velocità** e **Pseudo accelerazione** si intendono la max velocità e accelerazione che subisce il sistema una volta lasciato in oscillazione libera non smorzata a partire dalla configurazione di max spostamento sotto sisma

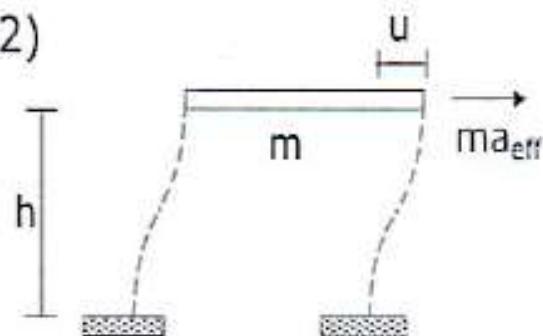
SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO



Quale forza d'inerzia ($m a_{\text{eff}}$), agendo staticamente, provoca in ogni istante lo spostamento $u(t)$?

$$m a_{\text{eff}}(t) = k u(t) \quad (2)$$

$$F_{\text{inerzia}} = F_{\text{elastica}}$$

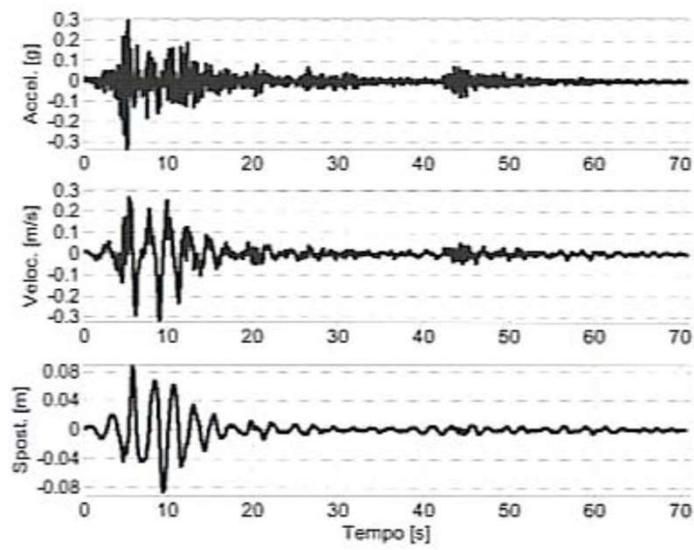


Le sollecitazioni della struttura sono legate al valore della forza elastica F_{elastica} .

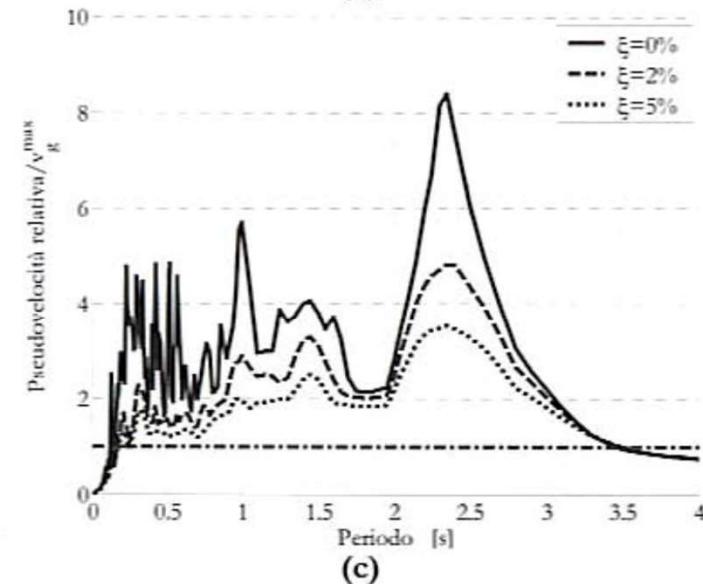
Attraverso la relazione (2) si trasforma il problema dinamico in un problema statico. Se conosco $a_{\text{eff max}}$ posso calcolare le massime sollecitazioni della struttura indotte dal sisma.

$$a_{\text{eff}}(t) = \frac{k}{m} u(t) = \omega^2 u(t) = \omega V(t)$$

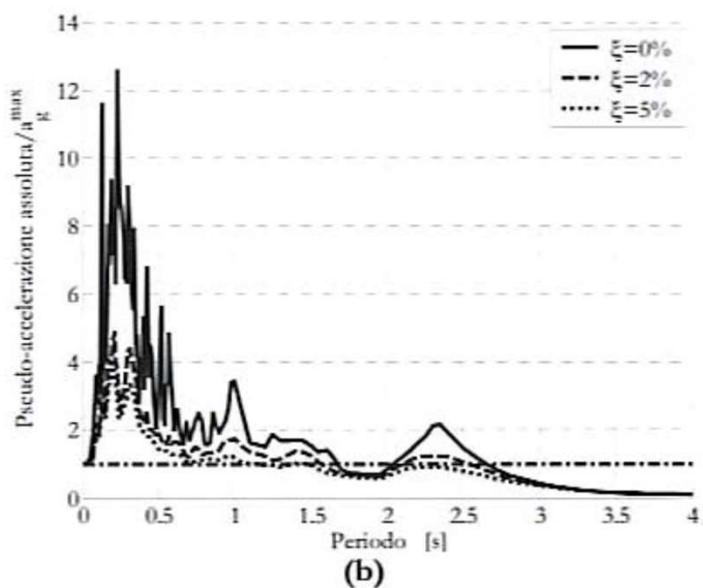
L'accelerazione efficace max coincide quindi con la pseudo-accelerazione



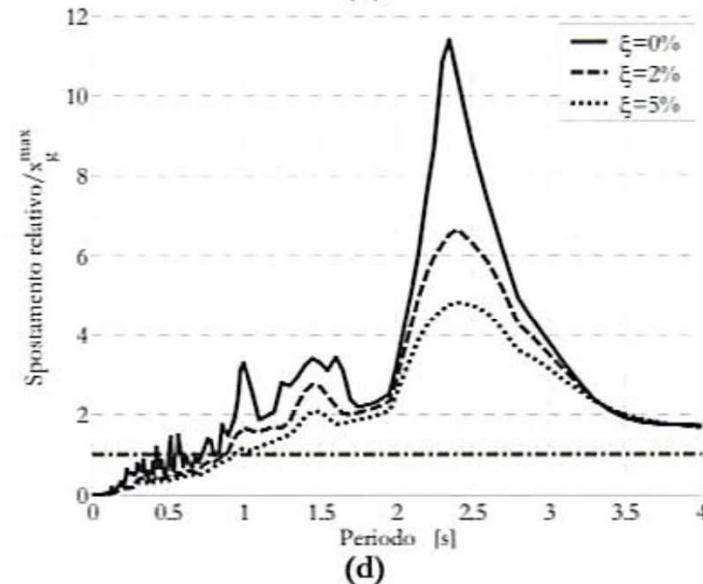
(a)



(c)

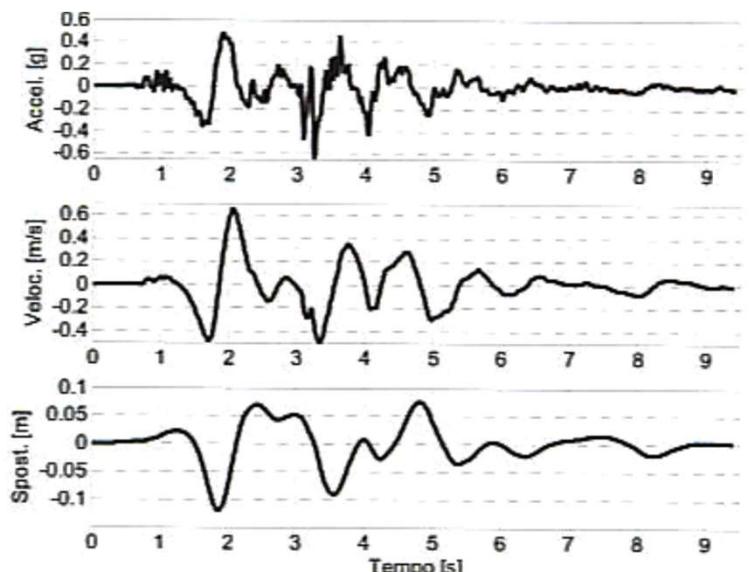


(b)

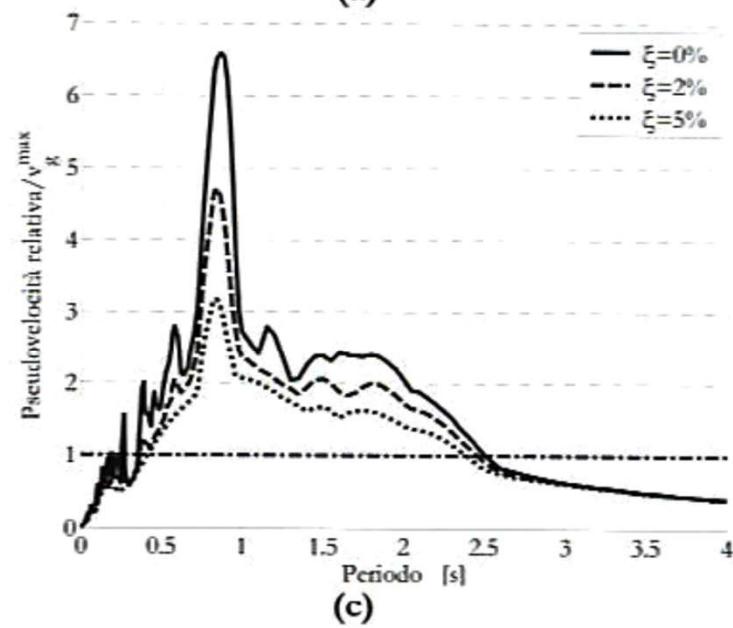


(d)

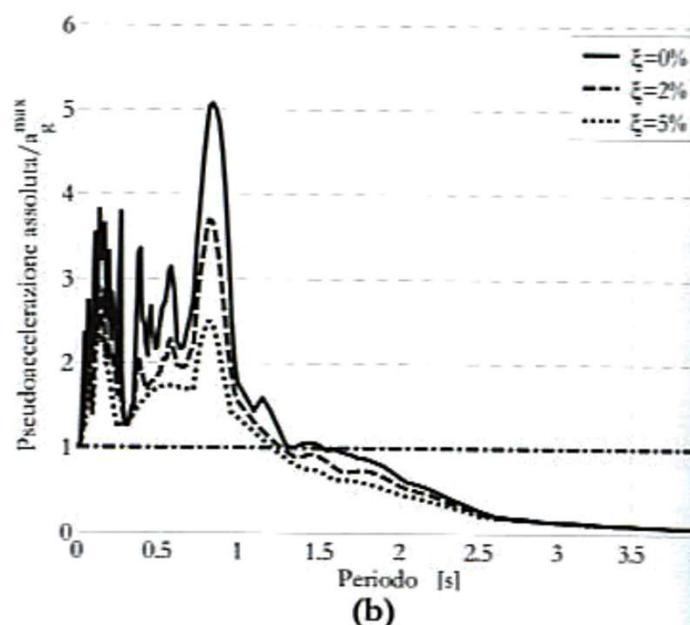
Terremoto Campano-Lucano registrato a Sturno (23-11-1980) componente est-ovest: (a) accelerazione ($a_g^{\max} = 0.3328g$), velocità ($v_g^{\max} = 0.3135 \text{ m/s}$) e spostamento ($x_g^{\max} = 0.0864 \text{ m}$) del terreno. Spettri di risposta elastici di: (b) pseudo-accelerazione; (c) pseudo-velocità; (d) spostamento



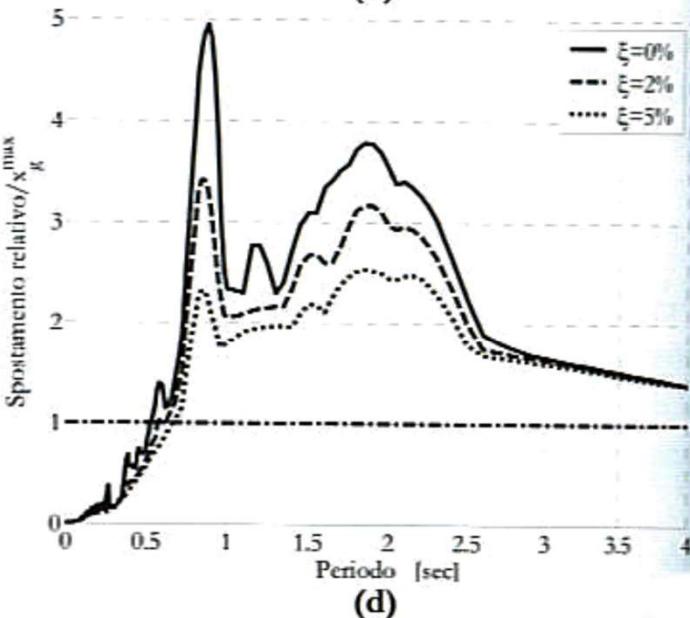
(a)



(c)



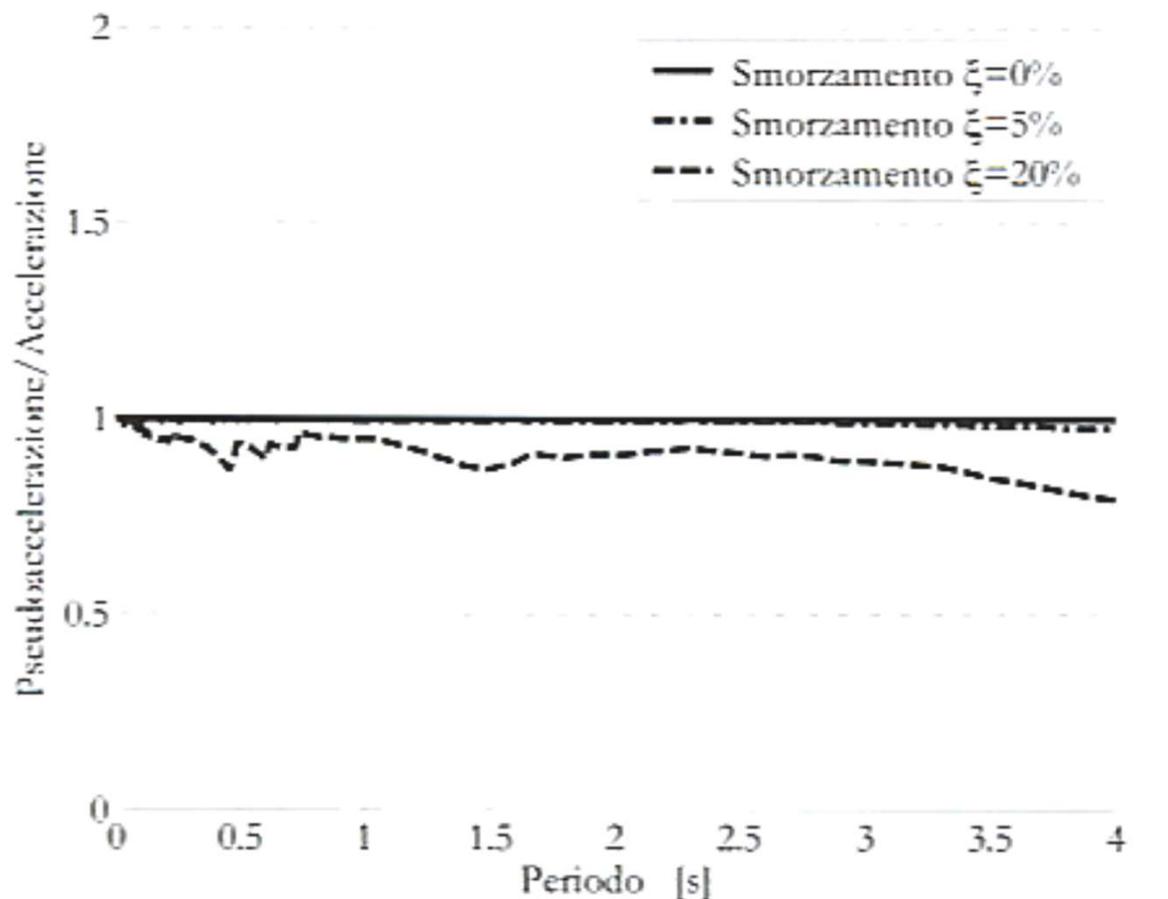
(b)



(d)

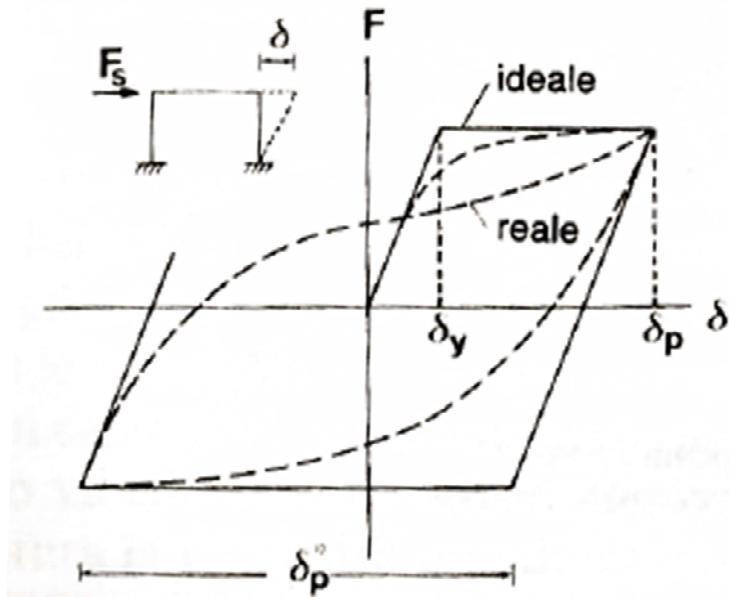
Terremoto del Friuli registrato a Gemona (15-9-1976) componente est-ovest:
 (a) accelerazione ($a_g^{\max} = 0.6351g$), velocità ($v_g^{\max} = 0.6478 \text{ m/s}$) e spostamento ($x_g^{\max} = 0.1198 \text{ m}$) del terreno. Spettri di risposta elastici di: (b) pseudo-accelerazione; (c) pseudo-velocità; (d) spostamento

SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO



Rapporto fra gli spettri di pseudo-accelerazione ed accelerazione per l'accelerogramma di Sturno (23-11-1980) componente est-ovest

SPETTRO DI RISPOSTA ANELASTICO



Modello EPP (elastico-perfettamente plastico)

$$\mu = \frac{\delta p}{\delta y} \quad \text{Duttilità strutturale da cui dipende la risposta della struttura}$$

$\mu = 2$ (*bassa*)

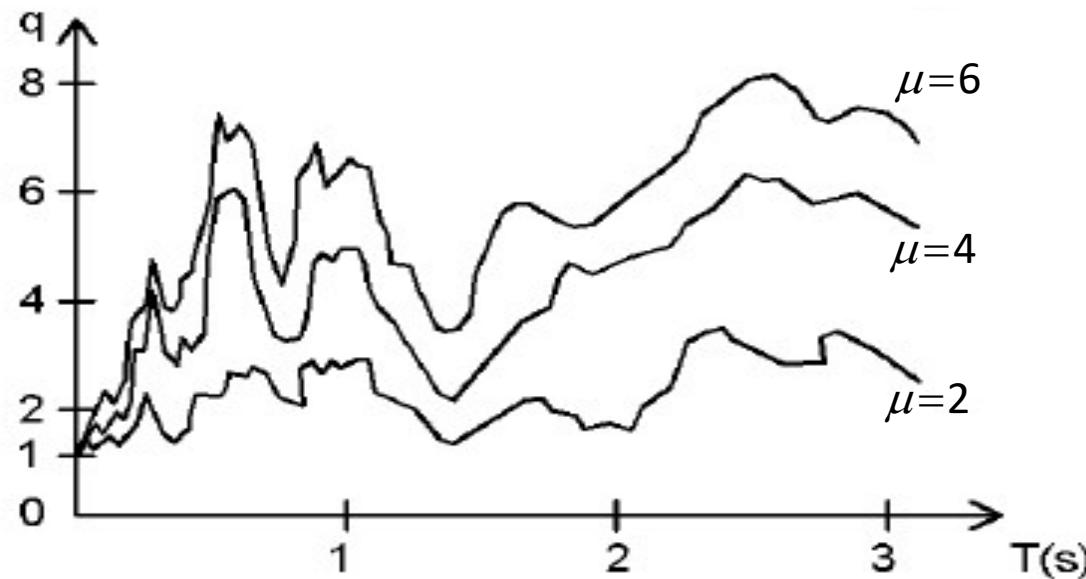
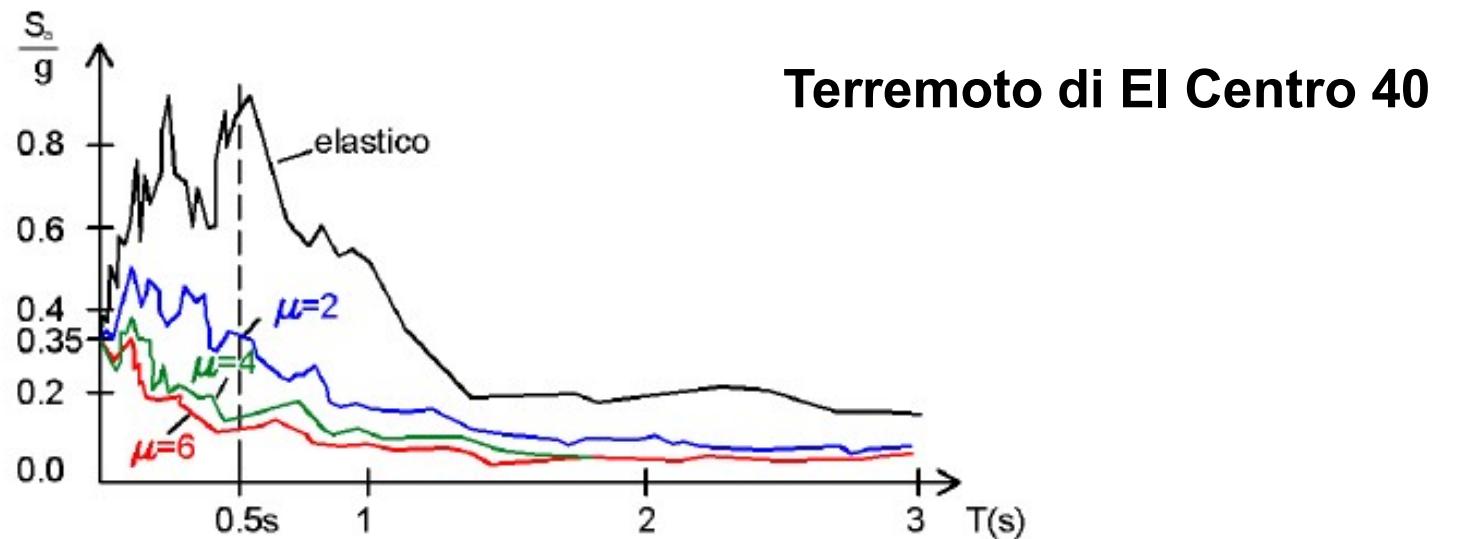
$\mu = 4$ (*media*)

$\mu = 6$ (*alta*)

$$q = \frac{S_{e,el}}{S_{e,pl}}$$

Fattore di struttura

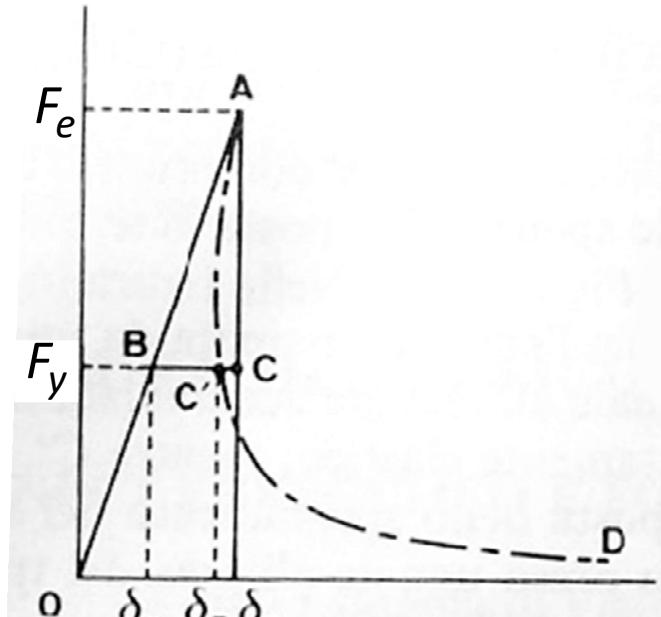
SPETTRO DI RISPOSTA ANELASTICO



**Andamento del
fattore di struttura
con il periodo**

FATTORE DI STRUTTURA

Ipotesi di Newmark sul Fattore di Struttura



Uguaglianza degli spostamenti: Per elevati periodi ($S_v = \text{cost.} \Rightarrow (T > T_c)$) un sistema elastico ed uno elasto-plastico, assoggettati allo stesso sisma presentano all'incirca lo stesso spostamento max al variare di F_y

Per similitudine dei triangoli

$$q = \frac{F_e}{F_y} = \frac{\text{f. per resistere in campo el.}}{\text{f. per resistere in campo el.-pl.}}$$

$$\Rightarrow q = \frac{F_e}{F_y} = \mu = \frac{\delta p}{\delta y} \approx \frac{\delta e}{\delta y}$$

FATTORE DI STRUTTURA

Ipotesi di Newmark sul Fattore di Struttura

Uguaglianza delle energie

Per piccoli periodi strutturali $\Rightarrow S_a = \text{cost}$. $T_B < T < T_C$ si osserva che al variare di F_y i due sistemi presentano uno spostamento tale da comprendere all'incirca la stessa energia assorbita sotto forma elastica o elasto-plastica.

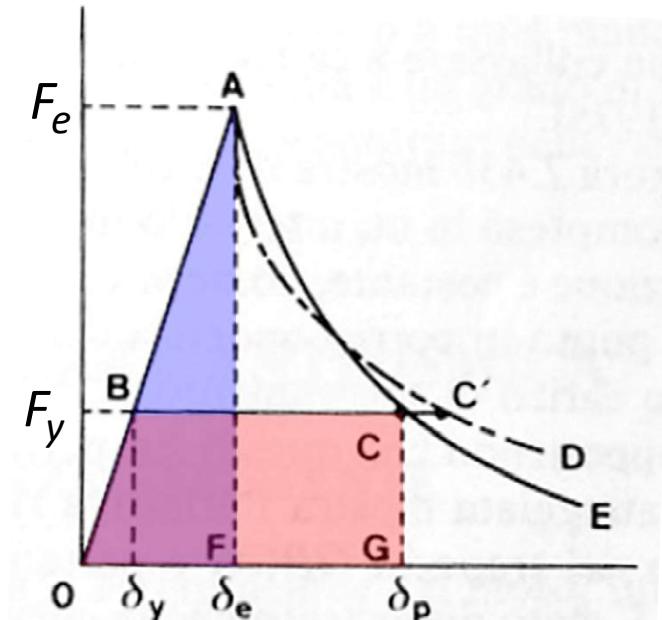
$$\Rightarrow \frac{1}{2} F_e \delta e \approx \frac{1}{2} F_y \delta y + F_y (\delta p - \delta y)$$

$$\text{con } \delta e = \frac{F_e}{F_y} \delta y$$

$$\Rightarrow \frac{1}{2} \frac{F_e^2}{F_y} \delta y = \frac{1}{2} F_y \delta y + F_y \delta y (\mu - 1)$$

$$\Rightarrow q^2 = \left(\frac{F_e}{F_y} \right)^2 = 1 + 2(\mu - 1)$$

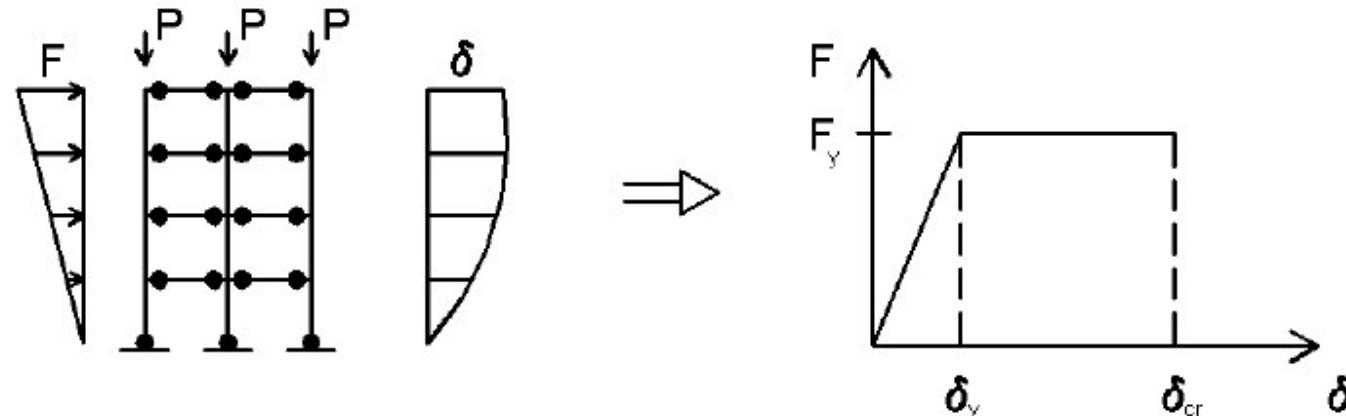
$$\Rightarrow q = \sqrt{2\mu - 1} \quad (\text{Newmark})$$



LIMITI USO FATTORE DI STRUTTURA

Possiamo comprendere i limiti di questa trattazione se si considera che:

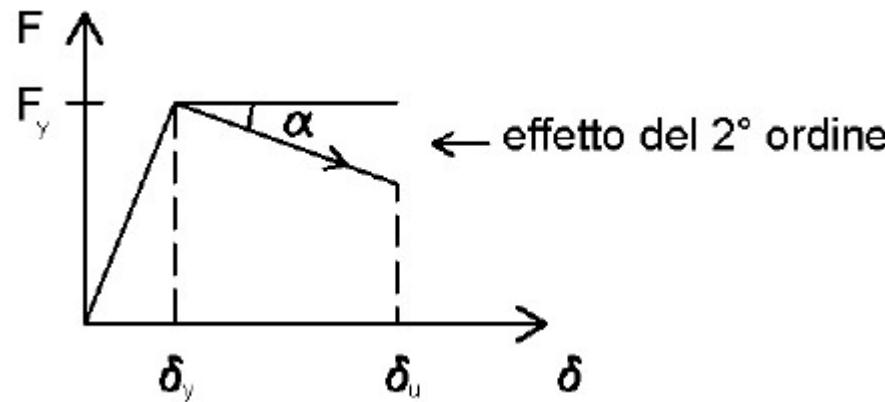
- il comportamento di una struttura anche ad un grado di libertà dipende dal comportamento meccanico della stessa: in presenza di **incrudimento del materiale** o di **degrado isteretico** il fattore di struttura può cambiare in maniera significativa;
- In presenza di un **sistema a più gradi di libertà** il fattore di struttura dipende
 - a) dal **numero di autovalori significativi** (*il primo modo di vibrare non sempre rappresenta il moto della struttura*)



- b) Risulta molto importante la **sequenza di formazione delle cerniere plastiche** (se si formano contemporaneamente ci avviciniamo al sistema elasto-plastico)

LIMITI USO FATTORE DI STRUTTURA

- c) Possono risultare influenti gli **effetti del second'ordine**



- d) il **comportamento ciclico della struttura** può essere molto diverso da quello del materiale componente e la sua previsione risulta molto complessa
- e) la **tipologia strutturale** influenza molto il fattore q

Per superare questi **limiti**, nelle NTC e nell'EC8 sono possibili **metodi di analisi più sofisticati** basati su **analisi non lineari statiche** (push-over) o **dinamiche** (IDA)

Il **grosso vantaggio** offerto dall'uso del fattore di struttura è quello di permettere ancora l'uso di **un'analisi lineare statica** (analisi semplificata) o **dinamica lineare** (analisi multimodale)

ANALISI LINEARE

L'analisi lineare può essere utilizzata per calcolare la domanda sismica nel caso di comportamento strutturale sia non dissipativo che dissipativo (§ 7.2.2). In entrambi i casi, la domanda sismica è calcolata, quale che sia la modellazione utilizzata per l'azione sismica, riferendosi allo spettro di progetto (§ 3.2.3.4 e § 3.2.3.5) ottenuto, per ogni stato limite, assumendo per il fattore di comportamento q , i limiti riportati nella tabella 7.3.I con i valori dei fattori di base q_0 riportati in Tab. 7.3.II.

Valori del fattore di comportamento q

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo (§ 7.2.2), il valore del fattore di comportamento q , da utilizzare per lo stato limite considerato e nella direzione considerata per l'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e tiene conto, convenzionalmente, delle capacità dissipative del materiale.

Le strutture possono essere classificate come appartenenti ad una tipologia in una direzione orizzontale e ad un'altra tipologia nella direzione orizzontale ortogonale alla precedente, utilizzando per ciascuna direzione il fattore di comportamento corrispondente.

Il limite superiore q_{lim} del fattore di comportamento relativo allo SLV è calcolato tramite la seguente espressione:

$$q_{lim} = q_0 \cdot K_R$$

ANALISI LINEARE

q_0 è il valore base del fattore di comportamento allo **SLV**, i cui massimi valori sono riportati in tabella 7.3.II in dipendenza della **Classe di Duttilità**, della **tipologia strutturale**, del **coefficiente λ** di cui al § 7.9.2.1 e del **rapporto α_u/α_1** tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la plasticizzazione in un numero di zone dissipative tale da rendere la struttura un meccanismo e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione; la scelta di q_0 deve essere esplicitamente giustificata;

K_R è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Tab. 7.3.I – Limiti su q e modalità di modellazione dell'azione sismica

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
SLU	SLV	$q \geq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

FATTORE DI COMPORTAMENTO

Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Tipologia strutturale	q_0	
	CD"A"	CD"B"
Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	$4,5 \alpha_u/\alpha_1$	$3,0 \alpha_u/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	$4,0 \alpha_u/\alpha_1$	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5
Costruzioni con struttura prefabbricata (§ 7.4.5.1)		
Strutture a pannelli	$4,0 \alpha_u/\alpha_1$	3,0
Strutture monolitiche a cella	3,0	2,0
Strutture con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati	3,5	2,5
Costruzioni d'acciaio (§ 7.5.2.2) e composte di acciaio-calcestruzzo (§ 7.6.2.2)		
Strutture intelaiate	$5,0 \alpha_u/\alpha_1$	4,0
Strutture con controventi eccentrici		
Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4,0	4,0
Strutture con controventi concentrici a V	2,5	2,0
Strutture a mensola o a pendolo inverso	$2,0 \alpha_u/\alpha_1$	2,0
Strutture intelaiate con controventi concentrici	$4,0 \alpha_u/\alpha_1$	4,0
Strutture intelaiate con tamponature in murature	2,0	2,0

FATTORE DI COMPORTAMENTO

Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Costruzioni di legno (§ 7.7.3)		
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni	3,0	2,0
Strutture reticolari iperstatiche con giunti chiodati		
Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico	4,0	2,5
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni.	5,0	3,0
Pannelli di tavole incollate a strati incrociati, collegati mediante chiodi, viti, bulloni Strutture reticolari con collegamenti a mezzo di chiodi, viti, bulloni o spinotti		2,5
Strutture cosiddette miste, con intelaiatura (sismo-resistente) in legno e tamponature non portanti		
Strutture isostatiche in genere, compresi portali isostatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, e altre tipologie strutturali		1,5
Costruzioni di muratura (§ 7.8.1.3)		
Costruzioni di muratura ordinaria	1,75 α_u/α_1	
Costruzioni di muratura armata	2,5 α_u/α_1	
Costruzioni di muratura armata con progettazione in capacità	3,0 α_u/α_1	
Costruzioni di muratura confinata	2,0 α_u/α_1	
Costruzioni di muratura confinata con progettazione in capacità	3,0 α_u/α_1	

COMPONENTE SISMICA VERTICALE E STRUUTURE NON DISSIPATIVE

Il valore di q utilizzato per la componente verticale dell'azione sismica allo SLV, a meno di adeguate analisi giustificative, è $q = 1,5$ per qualunque tipologia strutturale e di materiale, tranne che per i ponti per i quali è $q = 1$.

Per le strutture a comportamento strutturale non dissipativo si adotta un fattore di comportamento q_{ND} , ridotto rispetto al valore minimo relativo alla CD''B'' (Tab. 7.3.II) secondo l'espressione:

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD''B''} \leq 1.5$$

EFFETTI NON LINEARITA' GEOMETRICHE

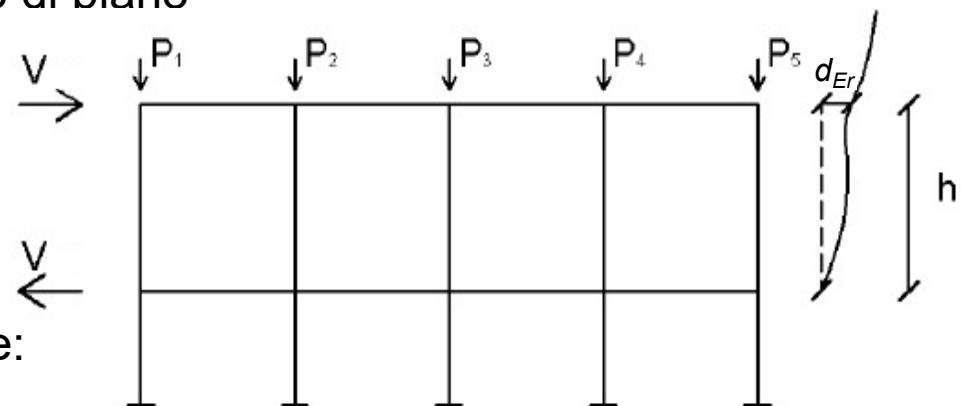
Le **non linearità geometriche** sono prese in conto attraverso il **fattore ϑ** che, in assenza di più accurate determinazioni, può essere definito come:

$$\vartheta = \frac{P \cdot d_{Er}}{V \cdot h}$$

P è il carico verticale totale del solaio in esame e della struttura soprastante
 d_{Er} è lo spostamento orizzontale relativo di piano

V è il taglio orizzontale di piano

h è l'altezza interpiano



Gli effetti delle non linearità geometriche:

- possono essere **trascurati**, quando $\vartheta \leq 0.1$
- possono essere **presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a $1/(1-\vartheta)$** , quando $0.1 < \vartheta \leq 0.2$
- devono essere valutati attraverso **un'analisi non lineare**, quando $0.2 < \vartheta \leq 0.3$

Il fattore ϑ non può superare il valore 0.3.

ANALISI STATICÀ O DINAMICA

Oltre che in relazione al fatto che l'analisi sia lineare o non lineare, i metodi d'analisi sono articolati anche in relazione al fatto che l'equilibrio sia trattato dinamicamente o staticamente.

Il metodo d'analisi lineare di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica, per comportamenti strutturali sia dissipativi sia non dissipativi, è l'analisi modale con spettro di risposta o "analisi lineare dinamica". In essa l'equilibrio è trattato dinamicamente e l'azione sismica è modellata attraverso lo spettro di progetto definito al § 3.2.3.5.

In alternativa all'analisi modale si possono adottare tecniche di analisi più raffinate, quali l'integrazione al passo, modellando l'azione sismica attraverso storie temporali del moto del terreno.

Per le sole costruzioni la cui risposta sismica, in ogni direzione principale, non dipenda significativamente dai modi di vibrare superiori, è possibile utilizzare, per comportamenti strutturali sia dissipativi sia non dissipativi, il metodo delle forze laterali o "analisi lineare statica". In essa l'equilibrio è trattato staticamente, l'analisi della struttura è lineare e l'azione sismica è modellata attraverso lo spettro di progetto definito al § 3.2.3.5.

ANALISI STATICÀ O DINAMICA

Infine, per determinare gli effetti dell'azione sismica si possono eseguire [analisi non lineari](#); in esse l'equilibrio è trattato,

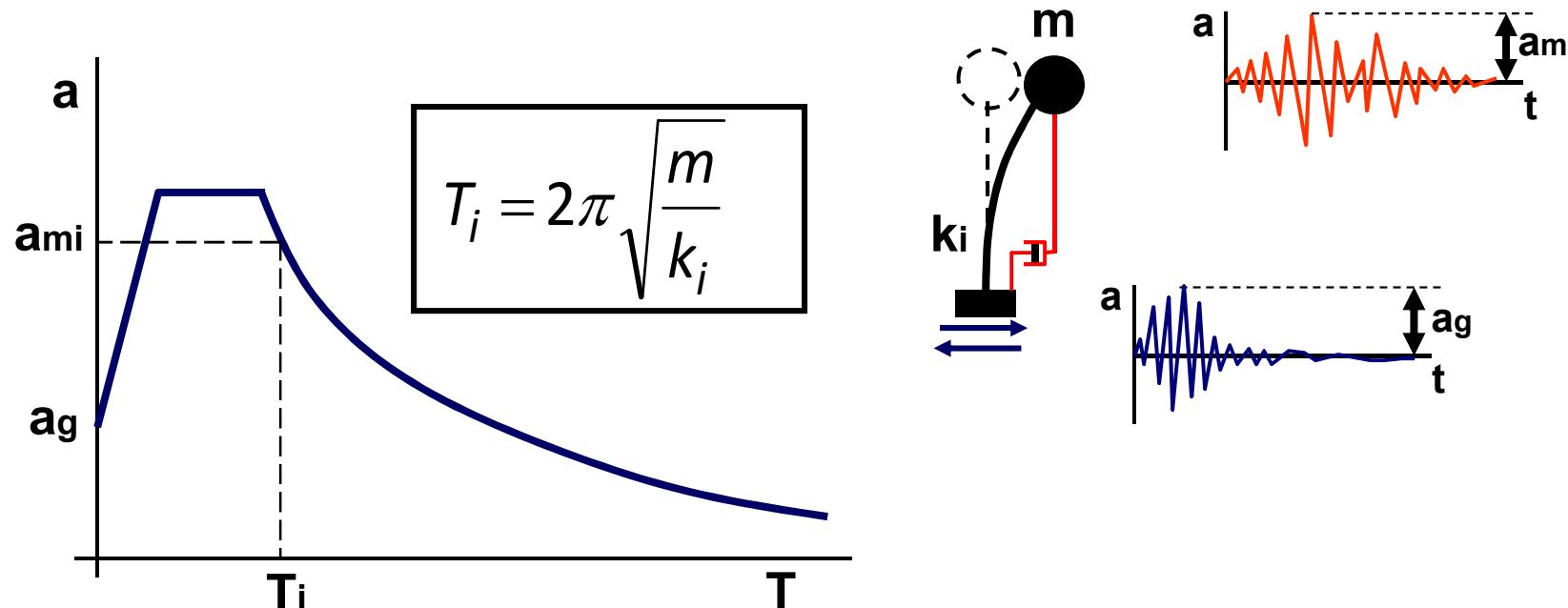
alternativamente:

- a) dinamicamente (“analisi non lineare dinamica”), modellando l’azione sismica, mediante storie temporali del moto del terreno;
- b) staticamente (“analisi non lineare statica”), modellando l’azione sismica, mediante forze statiche fatte crescere monotonamente (Push-over)

AZIONE SISMICA SU OSCILLATORE SEMPLICE

L'azione sismica viene quantificata da due grandezze

- Accelerazione di picco PGA (Tr. = 475 anni)
- Forma spettrale elastica in accelerazione

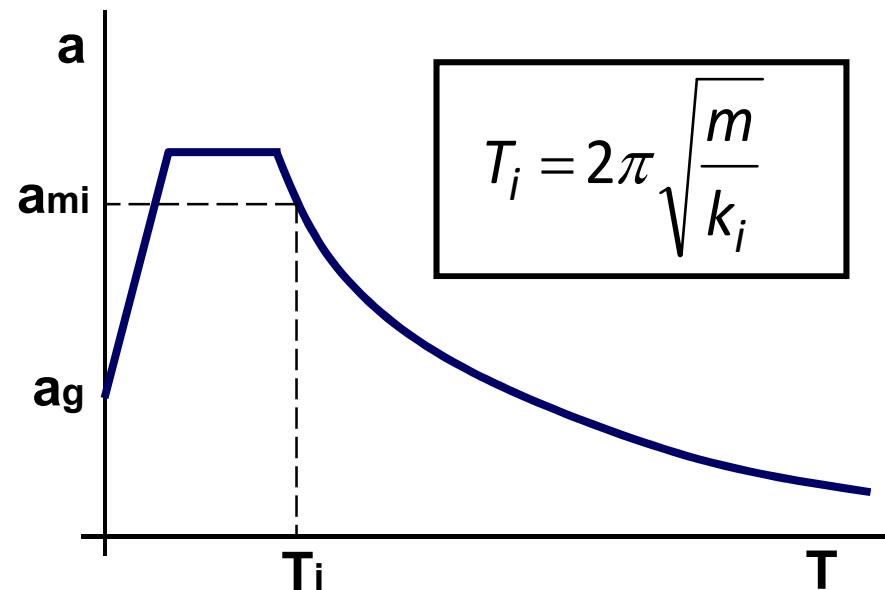
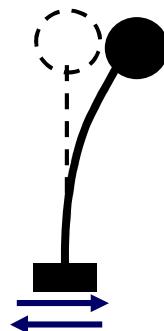


Spettro elastico

FORZA STATICÀ EQUIVALENTE

La forza sismica di progetto riferita ad un oscillatore elastico ad un grado di libertà di massa W/g è pari a

$$F_d = \frac{S_d(T_i) \cdot W}{g}$$

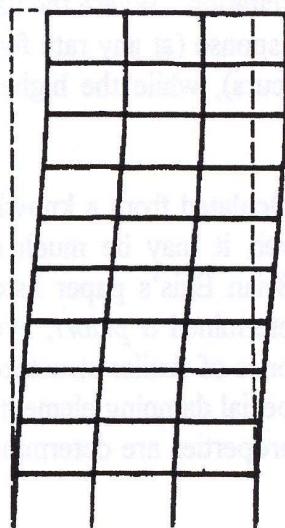


STRUTTURA REALE

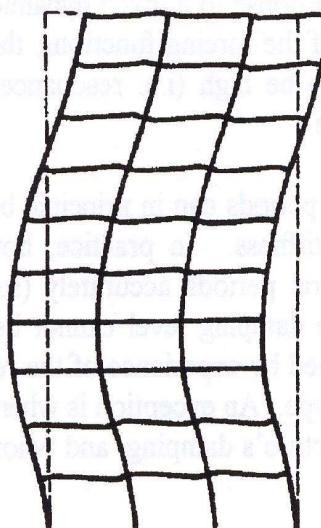
La struttura reale è in genere complessa. Si può pensare le masse concentrate a livello dei solai schematizzabili quindi come oscillatori a n gradi di libertà

E' necessario determinare i modi propri di vibrazione

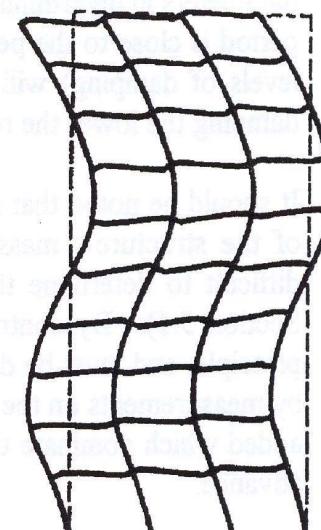
Per ogni modo la massima risposta si calcola come per l'oscillatore semplice.



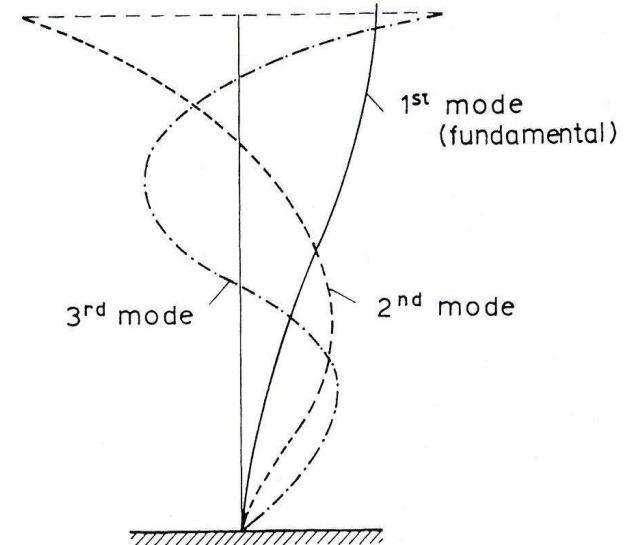
Mode 1
 $T_1 = 1.7 \text{ s}$



Mode 2
 $T_2 = 0.65 \text{ s}$



Mode 3
 $T_3 = 0.34 \text{ s}$



ANALISI LINEARE STATICÀ

L'analisi lineare statica consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze d'inerzia indotte dall'azione sismica e può essere effettuata per costruzioni che rispettino i requisiti specifici riportati nei paragrafi successivi, a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame (T_1) **non superi $2,5 T_C$ o T_D** e che la costruzione sia regolare in altezza.

Per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia distribuita in modo approssimativamente uniforme lungo l'altezza, T_1 (in secondi) può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = C_1 H^{0.75} \quad (H \text{ in metri})$$

oppure

$$T_1 = 2\sqrt{d}$$

$$C_1 = \begin{cases} 0.085 & \text{Per strutture a telaio in acciaio o legno} \\ 0.075 & \text{Per strutture a telaio in cls} \\ 0.05 & \text{Per strutture in muratura e altre strutture} \\ 0.075/\sqrt{A_c} & \text{Per pareti di taglio in muratura o in cls} \end{cases}$$

d = spostamento laterale, in m, del punto più alto dell'edificio dovuto alla forza orizzontale $G_1 + G_2 + \psi_2 Q_1$

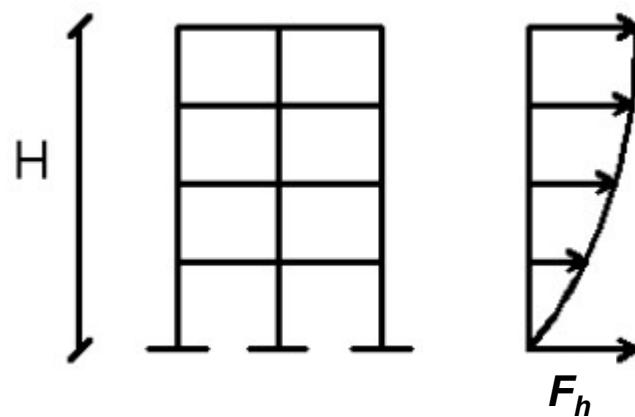
$$A_c = \sum [A_i (0.2 + I_{wi}/H)^2] \quad A_i = \text{area effettiva sezione parete al 1° piano in m}^2$$

$$I_{wi} = \text{lunghezza i-esima parete in direzione sisma in m}$$

In genere è una stima più piccola del periodo reale: a favore di sicurezza

ANALISI LINEARE STATICA

L'analisi viene condotta mediante due modelli piani indipendenti e può essere applicata a quelle strutture la cui risposta non risulta significativamente influenzata dai modi di vibrare superiori al primo



Forza di taglio alla base

$$F_h = S_d(T_1) \cdot \lambda \cdot \frac{W}{g}$$

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto

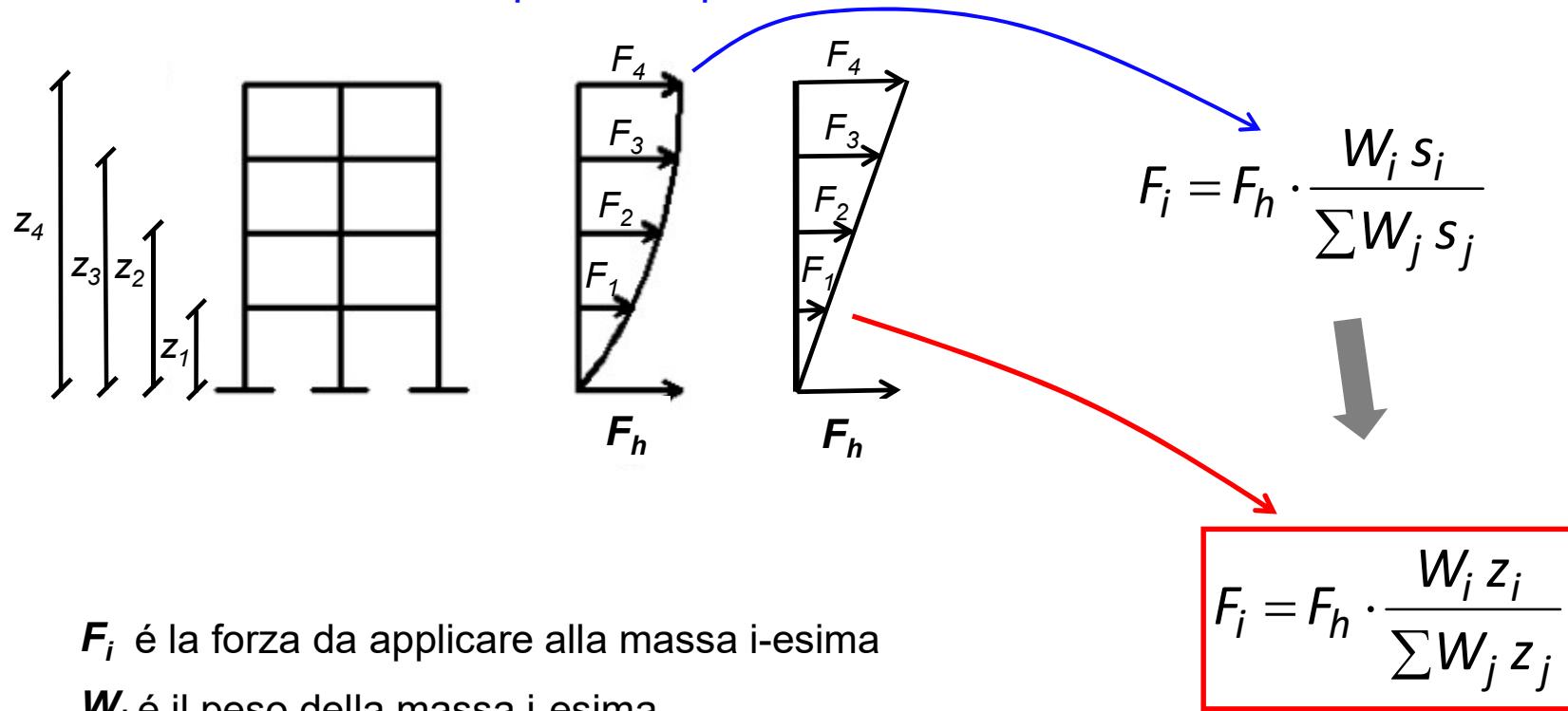
W è il peso complessivo della costruzione

λ è un coefficiente pari a 0.85 se la costruzione ha almeno tre piani e se $T_1 < 2T_C$, pari a 1.0 in tutti gli altri casi

g è l'accelerazione di gravità

ANALISI LINEARE STATICÀ

L'analisi viene condotta mediante due modelli piani indipendenti e può essere applicata a quelle strutture la cui risposta non risulta significativamente influenzata dai modi di vibrare superiori al primo



F_i è la forza da applicare alla massa i-esima

W_i è il peso della massa i-esima

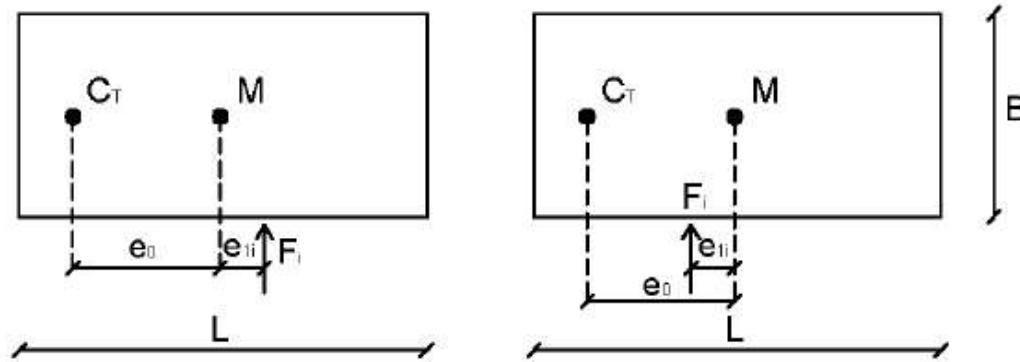
s_i è lo spostamento della massa i-esima nel modo fondamentale

z_i è la quota della massa i-esima da terra

EFFETTI TORSIONALI

Anche se la distribuzione delle rigidezze e delle masse risulta simmetrica, la norma impone al fine di cautelarsi sul posizionamento delle masse e sulla variazione spaziale del moto sismico, uno spostamento del baricentro dell'i-esimo piano, mediante un'eccentricità addizionale $e_i = 0.05L$ dove

L = dimensione dell'impalcato perpendicolare alla direzione del sisma



c_T = baricentro rigidezze
 M = baricentro masse nominali
 e_0 = eccentricità naturale tra M e c_T

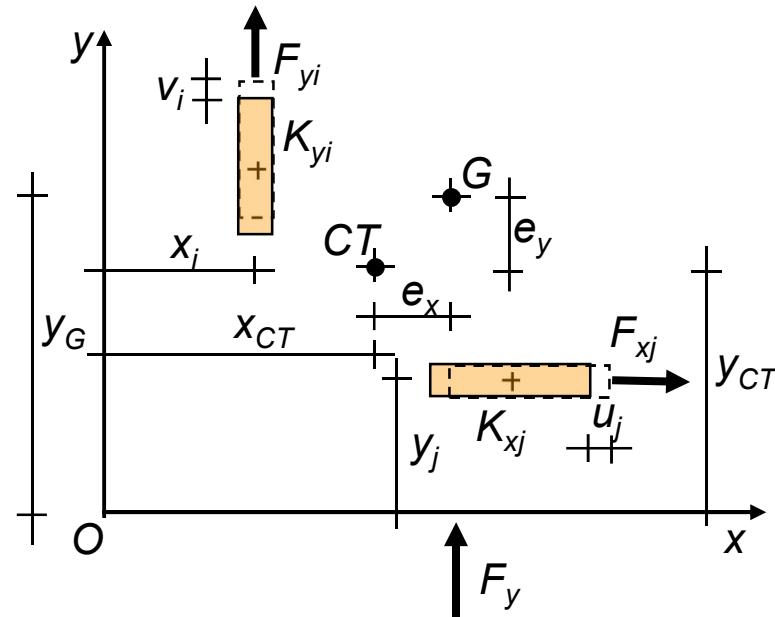
RIPARTIZIONE DELLE FORZE DI PIANO

Nell'ipotesi di solaio indeformabile nel proprio piano sono permesse solo traslazioni e rotazioni rigide attorno al baricentro delle rigidezze

Le forze corrispondenti ad ogni elemento murario possono essere espresse in funzione dello spostamento. Lo spostamento è dovuto alla rototraslazione del piano.

$$F_{yi} = K_{yi} \cdot v_i$$

$$F_{xj} = K_{xj} \cdot u_j$$



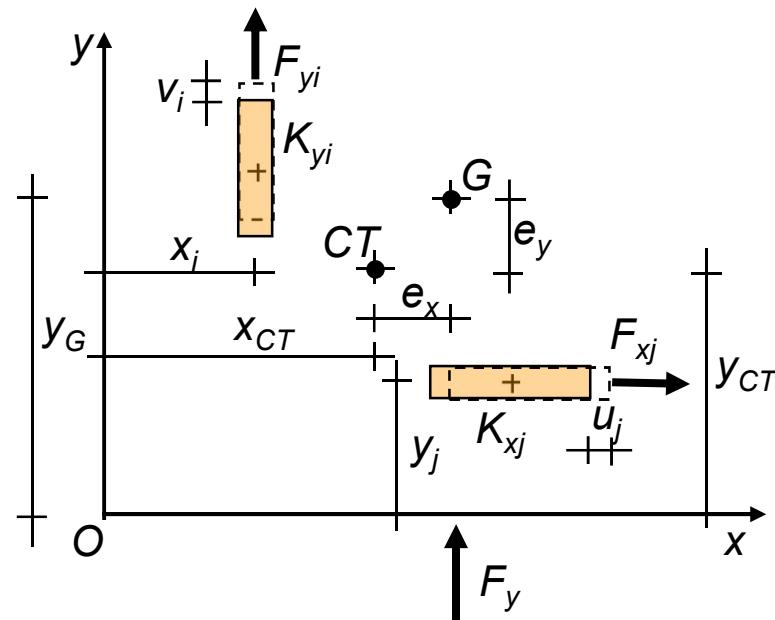
RIPARTIZIONE DELLE FORZE DI PIANO

Nell'ipotesi di solaio indeformabile nel proprio piano sono permesse solo traslazioni e rotazioni rigide attorno al baricentro delle rigidezze

Le forze corrispondenti ad ogni elemento murario possono essere espresse in funzione dello spostamento. Lo spostamento è dovuto alla rototraslazione del piano.

$$F_{yi} = K_{yi} \cdot v_i$$

$$F_{xj} = K_{xj} \cdot u_j$$



RIGIDEZZA ELEMENTI RESISTENTI

Se la struttura è costituita da setti collegati da traverse molto snelle è possibile adottare un procedimento di ripartizione delle azioni orizzontali semplificato piano per piano, purché i solai possano essere considerati rigidi nel loro piano.

La rigidezza del generico elemento può essere calcolata nel modo seguente

Per $F_i = 1 \rightarrow \delta_i = \frac{h_i^3}{3EI_i} + \frac{\chi h_i}{GA_i}$

$\delta_i = \frac{h_i^3}{3EI_i} + \frac{\chi h_i}{GA_i}$

$\xrightarrow{\text{Deformabilità flessionale}}$ $\xrightarrow{\text{Deformabilità tagliente}}$

$$K_i = \frac{1}{\frac{h_i^3}{3EI_i} + \frac{\chi h_i}{GA_i}} = \frac{Gb_i t}{\chi h_i \left[1 + \frac{G}{E} \frac{4}{\chi} \left(\frac{h_i}{b_i} \right)^2 \right]}$$

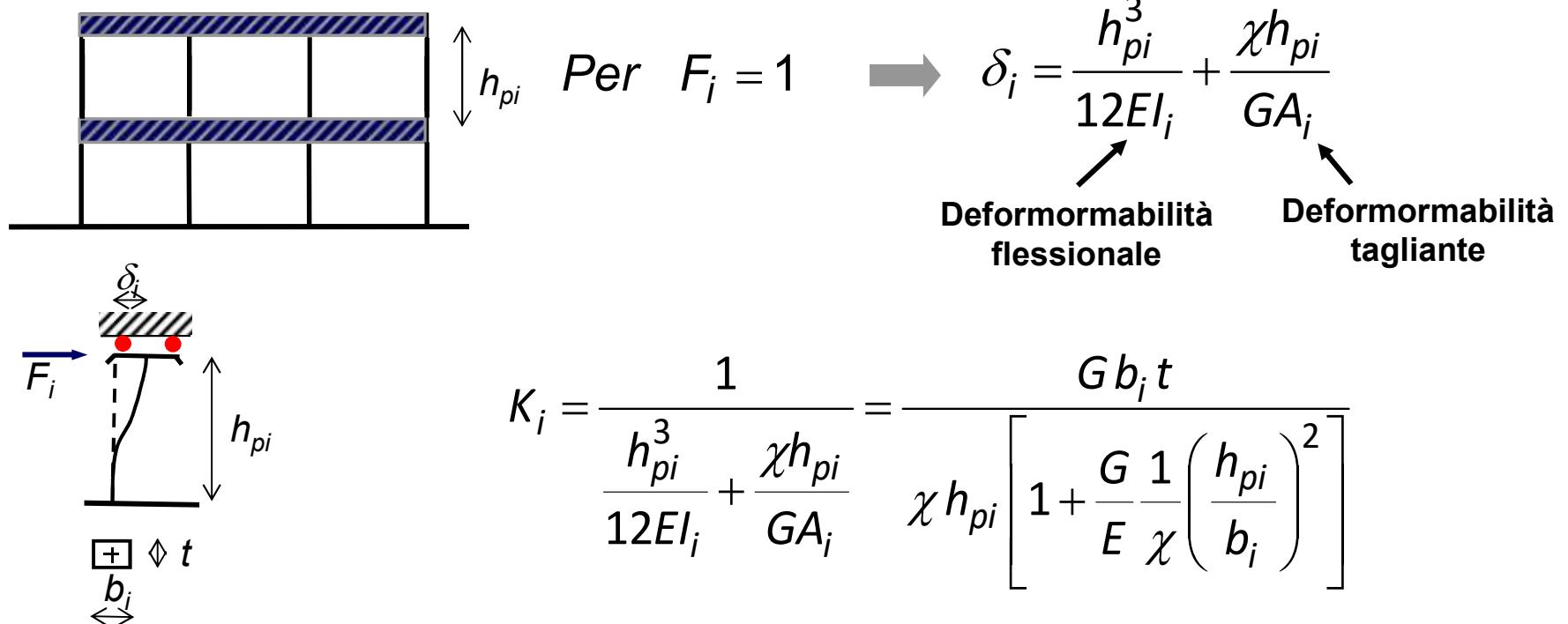
-Traverse non rigide flessionalmente

-Elementi a sezione costante lungo l'altezza o che variano tutti solo nello spessore t

RIGIDEZZA ELEMENTI RESISTENTI

Se la struttura è costituita da pilastri snelli con travi di piano molto più robuste è possibile la schematizzazione come segue.

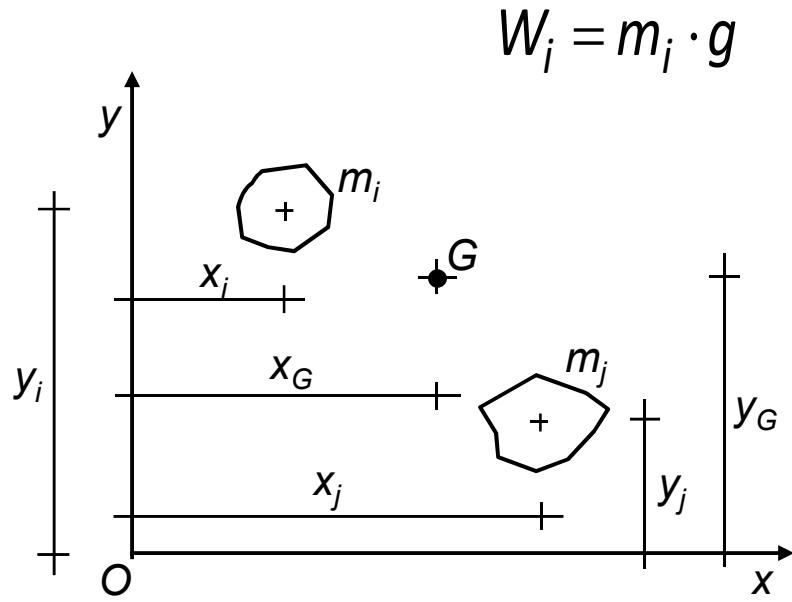
La rigidezza del generico pilastro può essere valutata assumendo che le due estremità possano solo traslare (*no rotazione*)



BARICENTRO DELLE MASSE

Fissato un sistema di assi cartesiani ortogonali, è possibile calcolare il baricentro delle masse relative a tutti i livelli (piani)

Individuando per ogni singolo componente strutturale un baricentro ed una massa, con le note relazioni della geometria delle masse si ricava la posizione del baricentro di ogni piano.



$$W_i = m_i \cdot g$$

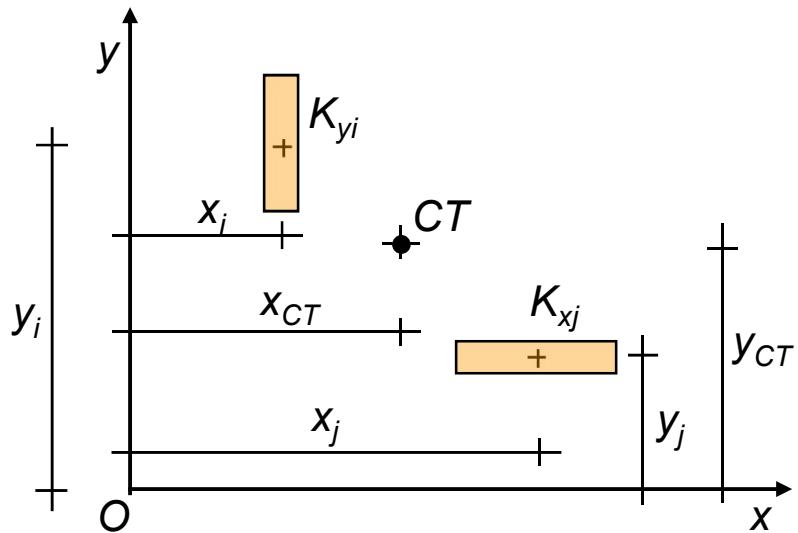
$$x_G = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \cdot x_i}{\sum_{i=1}^n m_i} = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \cdot x_i}{\sum_{i=1}^n W_i}$$

$$y_G = \frac{\sum_{j=1}^n m_j \cdot y_j}{\sum_{j=1}^n m_j} = \frac{\sum_{j=1}^n W_j \cdot y_j}{\sum_{j=1}^n W_j}$$

BARICENTRO DELLE RIGIDEZZE

Fissato un sistema di assi cartesiani ortogonali, è possibile calcolare il baricentro delle rigidezze relative a tutti i livelli (piani)

Individuando per ogni singolo elemento murario un baricentro ed una rigidezza K_{xi} o K_{yj} , con le note relazioni della geometria delle masse si ricava la posizione del baricentro di ogni piano.



$$x_{CT} = \frac{\sum_{i=1}^n K_{yi} \cdot x_i}{\sum_{i=1}^n K_{yi}}$$

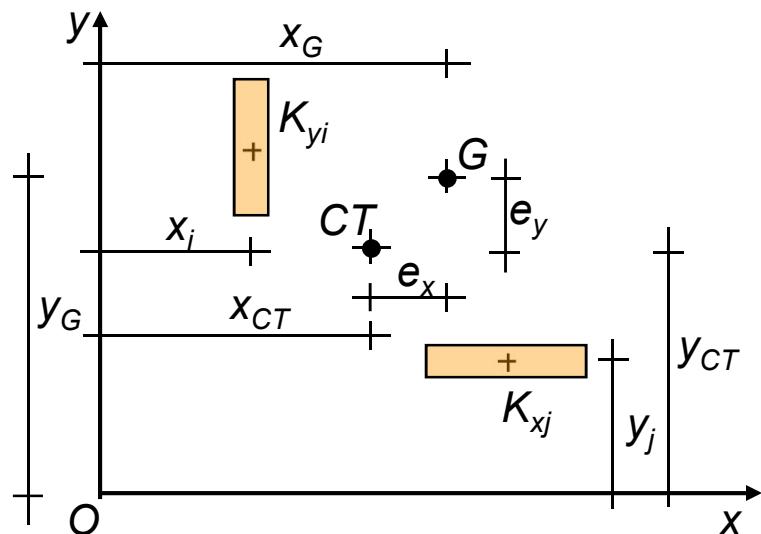
$$y_{CT} = \frac{\sum_{j=1}^n K_{xj} \cdot y_j}{\sum_{j=1}^n K_{xj}}$$

DISTANZA BARICENTRI

La distanza tra il baricentro delle masse e quello delle rigidezze si ricava con le relazioni

$$e_x = x_G - x_{CT}$$

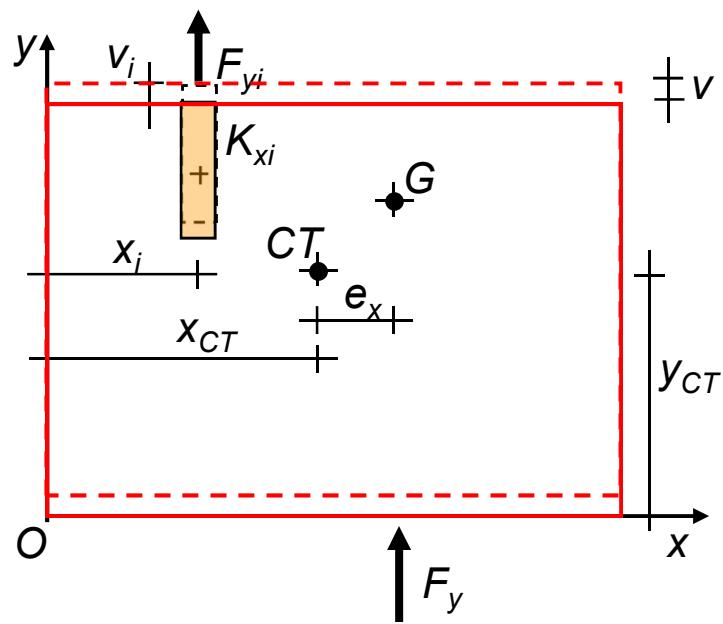
$$e_y = y_G - y_{CT}$$



RIPARTIZIONE AZIONI ORIZZONTALI

Essendo la rigidezza indipendente dallo spostamento, si possono valutare separatamente la quota di forza dovuta alla traslazione e quella dovuta alla rotazione attorno al baricentro delle rigidezze.

- Quota traslazionale (*forza agente in direzione y*)



$$F_y = \sum_{i=1}^n F_{yi}^T \quad \text{Risultante delle forze}$$

$$F_{yi}^T = K_{yi} \cdot v_i = K_{yi} \cdot v \quad v_i = v \quad \text{per ogni } i$$

$$F_y = \sum_{i=1}^n K_{yi} \cdot v \quad \rightarrow \quad v = \frac{F_y}{\sum_{i=1}^n K_{yi}}$$

$$F_{yi}^T = \frac{K_{yi}}{\sum_{i=1}^n K_{yi}} \cdot F_y$$

RIPARTIZIONE AZIONI ORIZZONTALI

- Quota rotazionale (*forza agente in direzione y*)

Dal teorema di Varignon, il momento di F_y è uguale alla somma dei momenti delle singole forze sugli elementi murari

$$x'_i = x_i - x_{CT} \quad y'_j = y_j - y_{CT}$$

$$F_y \cdot e_x = \sum_{i=1}^n F_{yi}^{\vartheta_y} \cdot x'_i - \sum_{j=1}^n F_{xj}^{\vartheta_y} \cdot y'_j$$

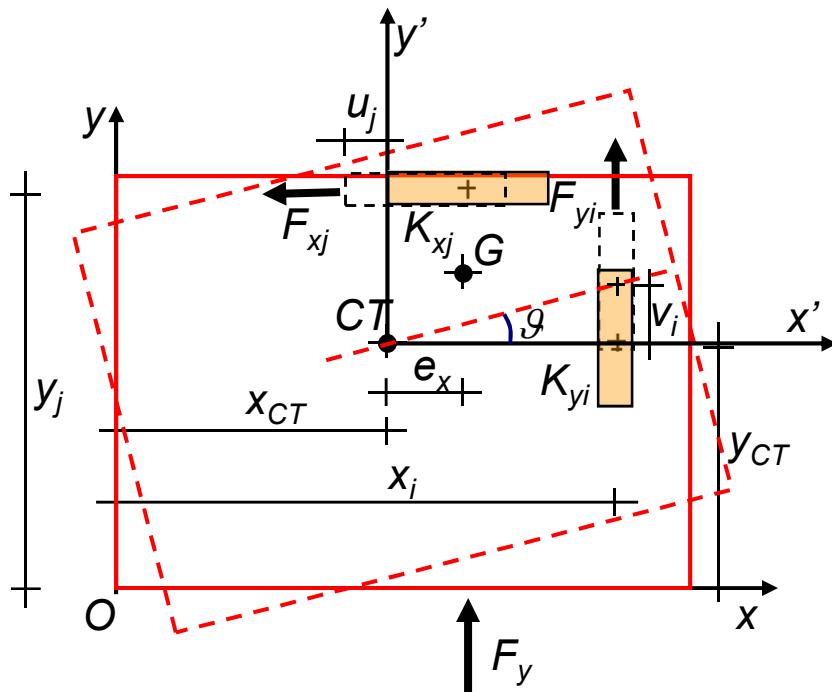
$$F_{yi}^{\vartheta_y} = K_{yi} \cdot v_i \quad v_i = x'_i \cdot \vartheta$$

$$F_{xj}^{\vartheta_y} = K_{xj} \cdot u_j \quad u_j = -y'_j \cdot \vartheta$$

Sostituendo nell'equazione sopra

$$F_y \cdot e_x = \underbrace{\left(\sum_{i=1}^n K_{yi} \cdot x'^2_i + \sum_{j=1}^n K_{xj} \cdot y'^2_j \right)}_{\text{Momento d'inerzia polare rispetto a CT}} \cdot \vartheta$$

Momento d'inerzia polare rispetto a CT
in coordinate locali (x', y', CT)

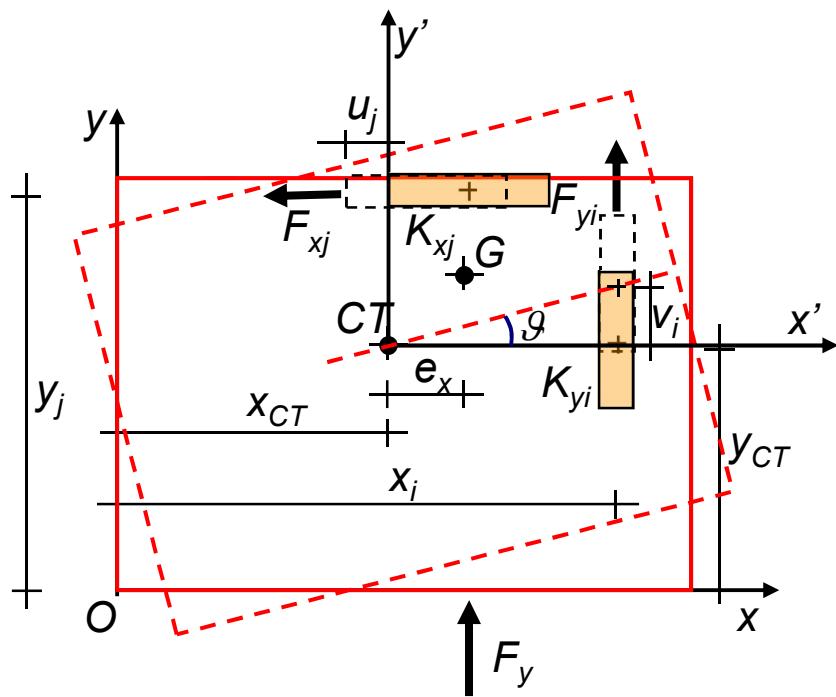


RIPARTIZIONE AZIONI ORIZZONTALI

- Quota rotazionale (*forza agente in direzione y*)

$$I_{CT} = \sum_{i=1}^n K_{yi} \cdot x_i^2 + \sum_{j=1}^n K_{xj} \cdot y_j^2 - x_{CT}^2 \cdot \sum_{i=1}^n K_{yi} - y_{CT}^2 \cdot \sum_{j=1}^n K_{xj}$$

Momento d'inerzia polare rispetto a CT in coordinate generali (x,y,O)



$$F_{yi}^{g_y} = \frac{K_{yi} \cdot x'_i}{I_{CT}} \cdot F_y \cdot e_x$$

$$F_{xj}^{g_y} = -\frac{K_{xj} \cdot y'_j}{I_{CT}} \cdot F_y \cdot e_x$$

RIPARTIZIONE AZIONI ORIZZONTALI

Analogamente per forza agente in direzione x.

- Quota traslazionale (*forza agente in direzione x*)

$$F_{xj}^T = \frac{K_{xj}}{\sum_{j=1}^n K_{xj}} \cdot F_x$$

- Quota rotazionale (*forza agente in direzione x*)

$$F_{yi}^{g_x} = -\frac{K_{yi} \cdot x'_i}{I_{CT}} \cdot F_x \cdot e_y$$

$$F_{xj}^{g_x} = \frac{K_{xj} \cdot y'_j}{I_{CT}} \cdot F_x \cdot e_y$$

RIPARTIZIONE AZIONI ORIZZONTALI

Sommando i contributi rotazionale e traslazionale si ottiene:

- forza agente in direzione y

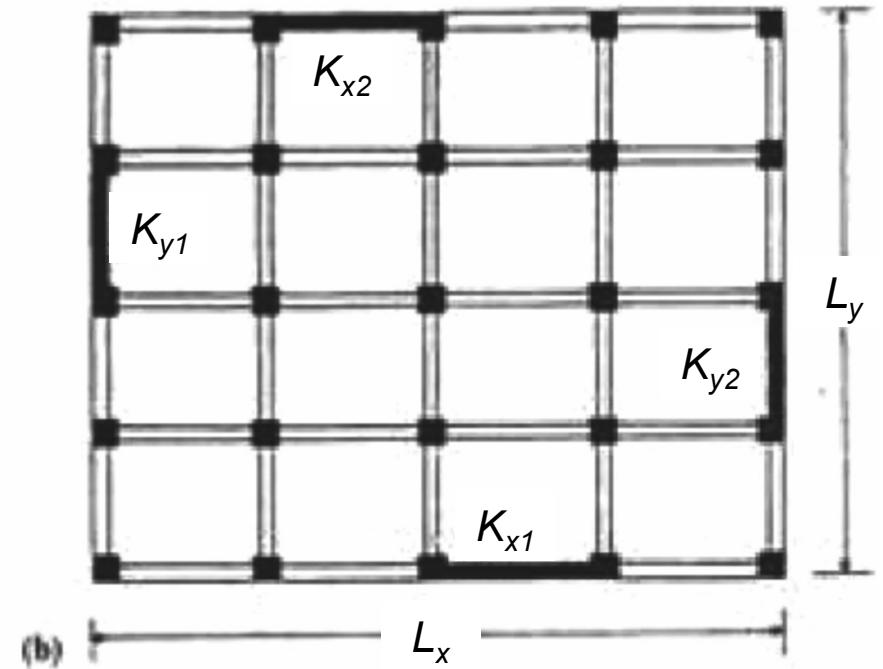
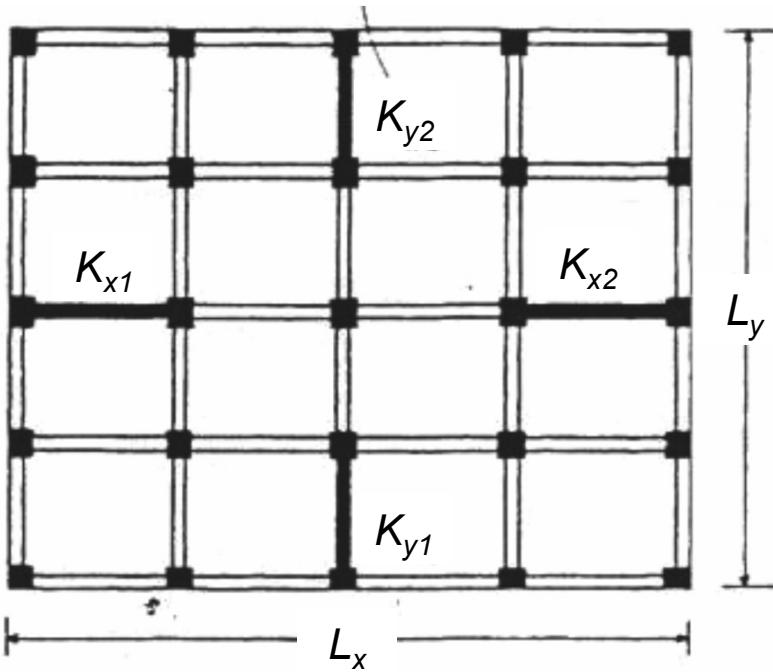
$$\left\{ \begin{array}{l} F_{yi} = F_{yi}^T + F_{yi}^{\mathcal{R}_y} = \left(\frac{K_{yi}}{\sum\limits_{i=1}^n K_{yi}} + \frac{K_{yi} \cdot x'_i}{I_{CT}} \right) \cdot e_x \\ F_{xj} = F_{xj}^{\mathcal{R}_y} = -\frac{K_{xj} \cdot y'_j}{I_{CT}} \cdot F_y \cdot e_x \end{array} \right.$$

- forza agente in direzione x

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{xj} = F_{xj}^T + F_{xj}^{\mathcal{R}_x} = \left(\frac{K_{xj}}{\sum\limits_{j=1}^n K_{xj}} + \frac{K_{xj} \cdot y'_j}{I_{CT}} \right) \cdot e_y \\ F_{yi} = F_{yi}^{\mathcal{R}_x} = -\frac{K_{yi} \cdot x'_i}{I_{CT}} \cdot F_x \cdot e_y \end{array} \right.$$

STRUTTURE CONTROVENTATE

Indispensabile avere strutture con momento d'inerzia torsionale sensibilmente maggiore di zero, anche per strutture simmetriche



$$I_{CT} = 0$$

$$I_{CT} > 0$$

COMBINAZIONE COMPONENTI AZIONE SISMICA

Le componenti dell'azione sismica orizzontali e verticali vanno considerate agenti simultaneamente. In generale l'azione sismica verticale non è necessario venga considerata, se non in casi particolari per i quali assume rilevanza (*luci >20 m, sbalzi, ecc.*)

L'EC8 prevede due approcci per la combinazione delle azioni sismiche

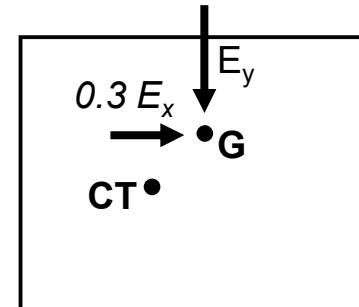
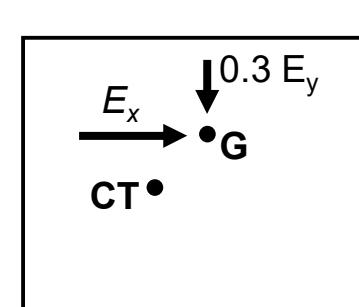
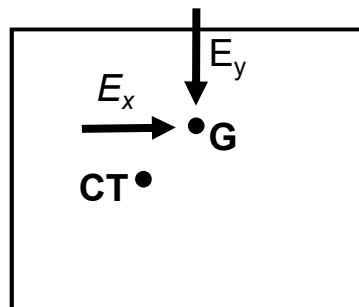
$$a) E = \sqrt{E_x^2 + E_y^2}$$

generale

$$b) E = \max \begin{cases} E_x + 0.30E_y \\ 0.30E_x + E_y \end{cases}$$

Il segno da prendere deve essere il più sfavorevole

Le NTC adotta questo secondo approccio.



VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI

Gli spostamenti d_E sotto l'azione sismica di progetto relativa allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore di duttilità in spostamento μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

$$\begin{aligned} \mu_d &= q && \text{se } T_1 \geq T_c \\ \mu_d &= 1 + (q - 1) \cdot \frac{T_c}{T_1} && \text{se } T_1 \geq T_c \quad \text{con } \mu_d \leq 5q - 4 \end{aligned}$$

Gli spostamenti allo SLC si possono ottenere, in assenza di più accurate valutazioni che considerino l'effettivo rapporto delle ordinate spettrali in spostamento, moltiplicando per 1,25 gli spostamenti allo SLV.

VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI E NON

Le verifiche degli elementi strutturali, non strutturali e impianti si eseguono come sintetizzato in tabella.

Tab. 7.3.III – *Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti*

STATI LIMITE		CU I		CU II		CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ^(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT ^(**)			DUT ^(**)		

^(*) Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.

^(**) Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

Per **comportamento strutturale non dissipativo**: verifiche di RIG e RES, senza rispettare le regole specifiche dei dettagli costruttivi (*capacity design*)

Per **comportamento strutturale dissipativo**: verifiche di RIG, RES e DUT (quando richiesto), applicando le regole specifiche del *capacity design*

Per gli **elementi non strutturali NS e impianti IM** si eseguono verifiche di FUN (*funzionamento*) e STA (*stabilità*).

VERIFICHE DI RIGIDEZZA

La condizione in termini di rigidezza sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora la conseguente deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti di interpiano eccessivi, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto corrispondente allo SL e alla CU considerati siano inferiori ai limiti indicati nel seguito.

Per le CU I e II ci si riferisce allo SLD (v. Tab. 7.3.III) e deve essere:

- per tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$qd_r \leq 0.0050 h \quad \text{per tamponature fragili}$$

$$qd_r \leq 0.0075 h \quad \text{per tamponature duttili}$$

VERIFICHE DI RIGIDEZZA

Per le CU I e II ci si riferisce allo **SLD** (v. Tab. 7.3.III) e deve essere:

b) per tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d'interpiano d_{rp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca oppure dei collegamenti alla struttura

$$q d_r \leq d_{rp} \leq 0.0100 h$$

c) Per costruzioni con struttura portante di muratura ordinaria

$$q d_r \leq 0.0020 h$$

d) Per costruzioni con struttura portante di muratura armata

$$q d_r \leq 0.0030 h$$

e) Per costruzioni con struttura portante in muratura confinata

$$q d_r \leq 0.0025 h$$

Con d_r spostamento di interpiano, calcolati secondo il 7.3.3.3, per analisi lineare, e h altezza del piano

Per le CU III e IV ci si riferisce allo **SLO** (v. Tab. 7.3.III) e gli spostamenti di interpiano devono essere inferiori ai 2/3 dei limiti sopra indicati.

VERIFICHE DI RESISTENZA

Si deve verificare che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una **capacità in resistenza sufficiente a soddisfare la domanda allo SLV.**

La **capacità in resistenza delle membrature e dei collegamenti è valutata in accordo con le regole contenute nei capitoli precedenti, integrate dalle regole di progettazione definite di volta in volta nei successivi paragrafi.**

Per le **strutture a comportamento dissipativo**, la capacità delle membrature è calcolata con riferimento **al loro comportamento ultimo**, come definito di volta in volta nei successivi paragrafi.

Per le **strutture a comportamento non dissipativo**, la capacità delle membrature è calcolata con riferimento al loro **comportamento elastico** o sostanzialmente elastico, come definito di volta in volta nei successivi paragrafi.

La **resistenza dei materiali può essere ridotta per tener conto del degrado per deformazioni cicliche**, giustificandolo sulla base di apposite prove sperimentali.

VERIFICHE DI DUTTILITÀ

Si deve verificare che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una capacità in duttilità:

- nel caso di analisi lineare, coerente con il fattore di comportamento q adottato e i relativi spostamenti, quali definiti in 7.3.3.3;
- nel caso di analisi non lineare, sufficiente a soddisfare la domanda in duttilità evidenziata dall'analisi.

Nel caso di analisi lineare la verifica di duttilità si può ritenere soddisfatta, rispettando per tutti gli elementi strutturali, sia primari sia secondari, le regole specifiche per i dettagli costruttivi precise nel presente capitolo per le diverse tipologie costruttive; tali regole sono da considerarsi aggiuntive rispetto a quanto previsto nel Cap. 4 e a quanto imposto dalle regole della progettazione in capacità, il cui rispetto è comunque obbligatorio per gli elementi strutturali primari delle strutture a comportamento dissipativo.

Per strutture a comportamento dissipativo, qualora non siano rispettate le regole specifiche dei dettagli costruttivi, quali precise nel presente capitolo, occorrerà procedere a verifiche di duttilità.

Le verifiche di duttilità non sono dovute nel caso di progettazione con $q < 1,5$

VERIFICHE DI STABILITA' ELEMENTI NS E IM

Per gli elementi non strutturali devono essere adottati magisteri atti ad evitare la possibile espulsione sotto l'azione della F_a (v. § 7.2.3) corrispondente allo SL e alla CU considerati

$$F_a = (S_a \cdot W_a) / q_a$$

Per ciascuno degli impianti principali, i diversi elementi funzionali costituenti l'impianto, compresi gli elementi strutturali che li sostengono e collegano, tra loro e alla struttura principale, devono avere capacità sufficiente a sostenere la domanda corrispondente allo SL e alla CU considerati.

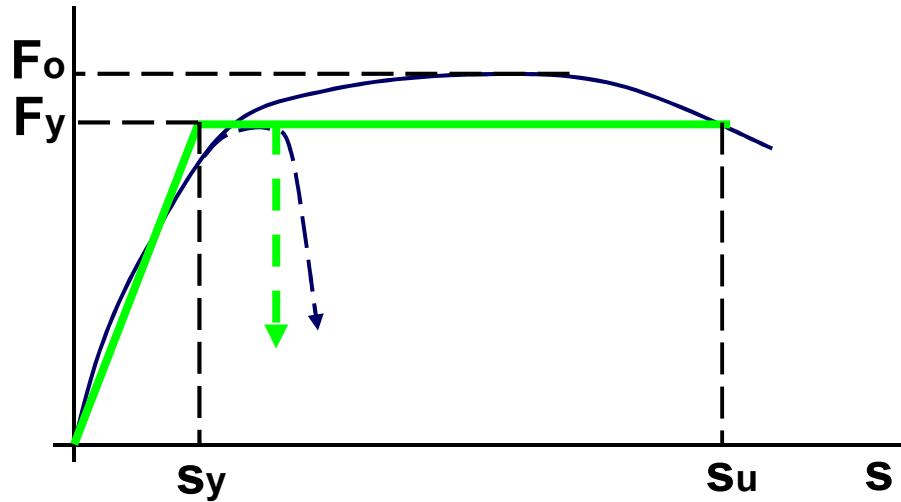
VERIFICHE DI FUNZIONAMENTO IM

Per gli impianti, si deve verificare che gli spostamenti strutturali o le accelerazioni (a seconda che gli impianti siano più vulnerabili all'effetto dei primi o delle seconde) prodotti dalle azioni relative allo SL e alla CU considerati non siano tali da produrre interruzioni d'uso degli impianti stessi.

COMPORTAMENTO SISMICO

Comportamento sismico caratterizzato da 3 grandezze

- *Rigidezza*
- *Resistenza*
- *Duttilità*

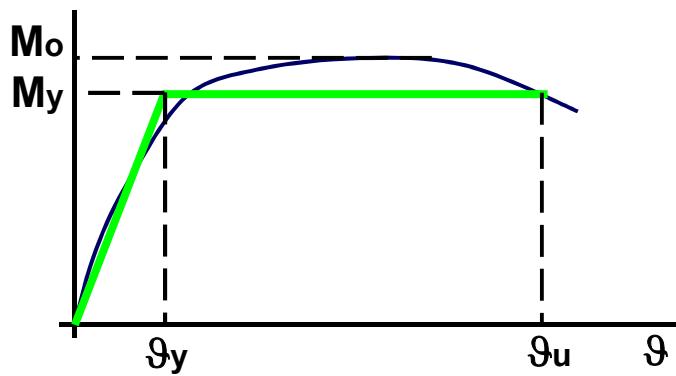


- a) Minimizzazione danni non strutturali terremoti modesti
- b) Minimizzazione danni strutturali terremoti medi (SLD)
- c) Sopportare grandi spostamenti terremoti forti (SLU)

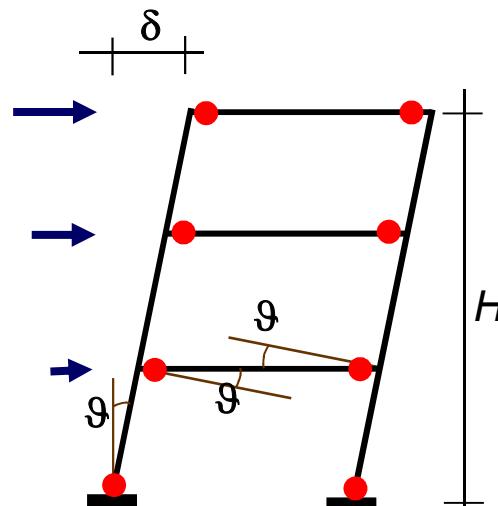
DUTTILITÀ'

La duttilità della struttura è rappresentata dalla capacità di sviluppare deformazioni plastiche

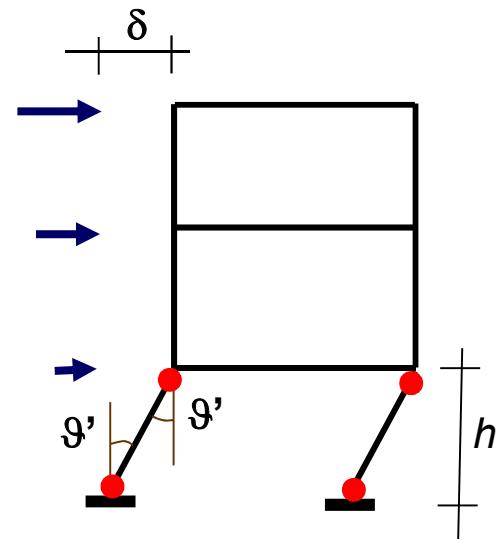
La richiesta di duttilità sezonale, associata ad una data duttilità strutturale, è tanto più elevata quanto più limitato è il numero di sezioni che si plasticizzano.



$$\mu_1 = \frac{\vartheta_u}{\vartheta_y}$$



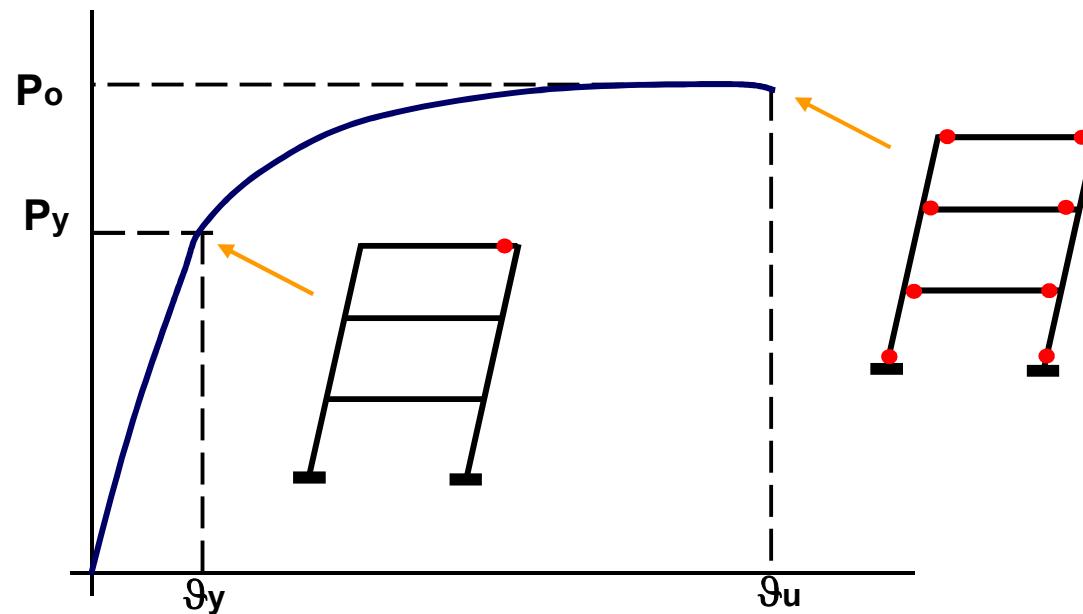
$$\vartheta = \frac{\delta}{H}$$



$$\vartheta' = \frac{\delta}{h}$$

SOVRARESISTENZA

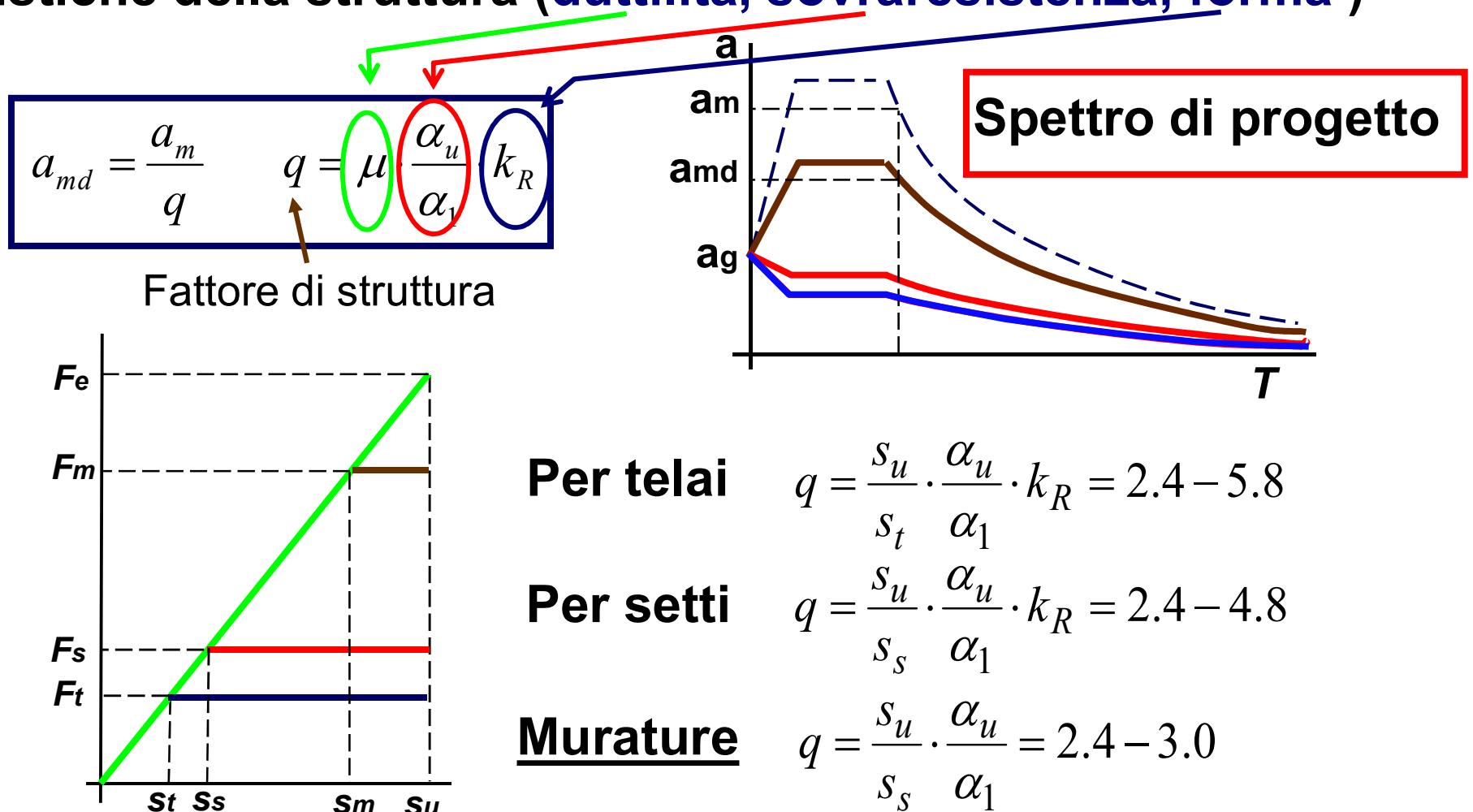
Rappresenta la maggiore resistenza che una struttura è in grado di offrire dopo che si è plasticizzata la prima sezione



$$\text{Sovreresistenza} = \frac{P_o}{P_y} = \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$$

SPETTRO DI PROGETTO

L'azione sismica deriva dallo spettro di progetto, che è lo spettro elastico modificato in funzione delle caratteristiche della struttura (**duttilità, sovraresistenza, forma**)



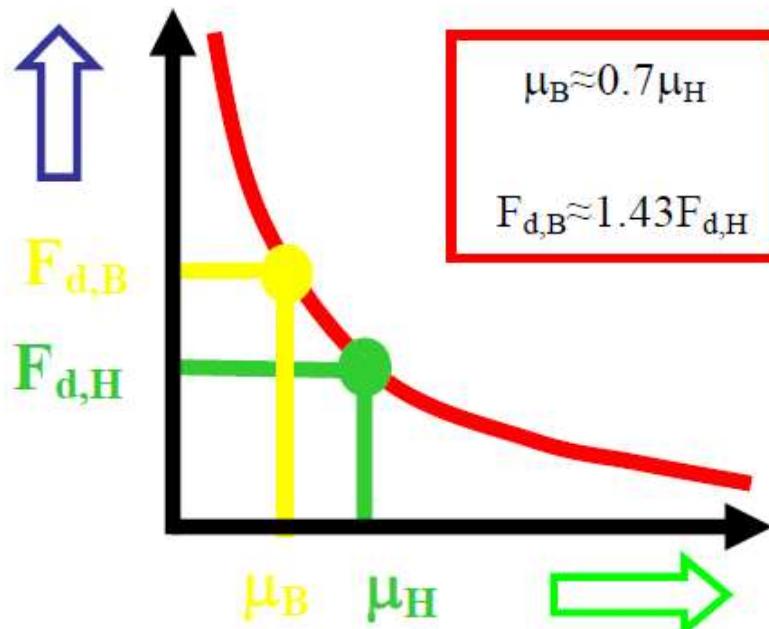
CRITERI DI PROGETTO – NUOVE COSTRUZIONI

$$F_e = a_g \cdot S \cdot S_e(T) \cdot m$$

$$F_d \cdot \mu = F_e = a_g \cdot S \cdot S_e(T) \cdot m = \text{costante}$$

$$F_d = \frac{F_e}{q} = \frac{F_e}{\mu}$$

NB: Ipotesi di Newmark di uguaglianza degli spostamenti.



Negli edifici di nuova costruzione si può progettare ad una prefissata duttilità (elevata, bassa), al variare della quale sono ovviamente richiesti differenti livelli di resistenza della struttura.

Esempio:
(Zona 2; Suolo B, =0,4sec):

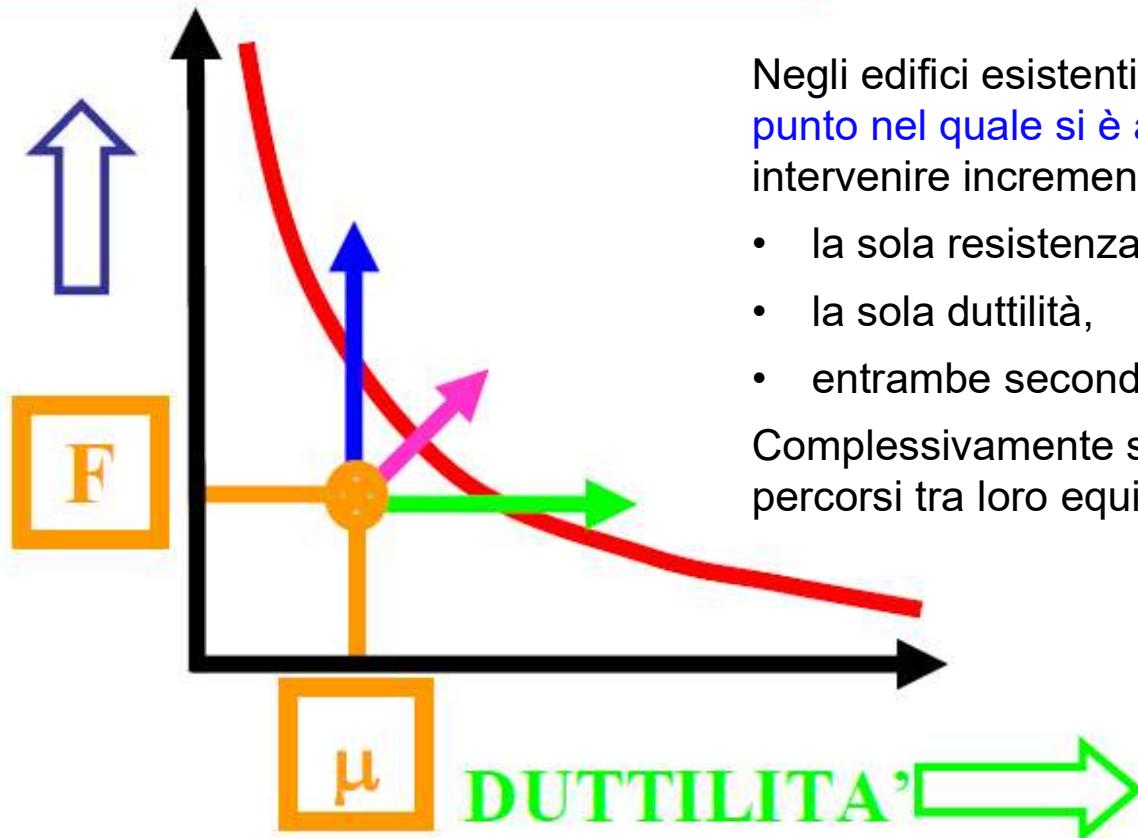
$$a_g = 0.25g; S = 1,25;$$

$$S_e(T=0.4) = 2,5$$

$$\begin{aligned} \text{Costante} &= 0,25g \times 1,25 \times 2,5 \times m \\ &= 0,78mg \end{aligned}$$

CRITERI DI PROGETTO – COSTRUZIONI ESISTENTI

$$F_d \cdot \mu = F_e = a_g \cdot S \cdot S_e(T) \cdot m = \text{costante}$$



Negli edifici esistenti solitamente si parte da **un punto nel quale si è a sfavore di sicurezza**, si può intervenire incrementando:

- la sola resistenza,
- la sola duttilità,
- entrambe secondo una diversa combinazione.

Complessivamente si possono avere infiniti percorsi tra loro equivalenti in termini di sicurezza.