Workshop

Progetto di edifici antisismici con struttura in c.a.

Catania

aula IT del DAU

10-20 settembre 2013

12 – Risposta in campo plastico, schemi a più gradi di libertà

Risposta sismica

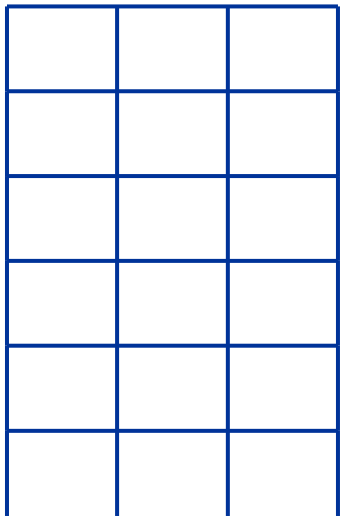
Schemi a più gradi di libertà in campo plastico

Analisi della risposta
dinamica non lineare

Occorre:

- Definire un modello della struttura
- Definire un modello non lineare per il materiale

Analisi della risposta
dinamica non lineare



Modello per i materiali

Legame momento-curvatura (M-χ) per la sezione

mediante modello a fibre

Modello di telaio con cerniere plastiche

Modello di telaio a fibre

Alcuni problemi

relativi alla modellazione di struttura/materiale

Problemi (per i pilastri – telai piani)

- Resistenza e duttilità variano con lo sforzo normale
- Se lo sforzo normale è alto:
  - È difficile schematizzare il legame con un a bilatera elastica-perfettamente plastica
  - C'è un ramo decrescente molto accentuato, con forte perdita di resistenza
  - La duttilità si riduce fortemente

Alcuni problemi

relativi alla modellazione di struttura/materiale

Problemi (per i pilastri – telai spaziali)

- Occorre tener conto della interazione tra N, M_x ed M_y
- La modellazione è difficile ed i risultati potrebbero non essere attendibili

Analisi della risposta
dinamica non lineare

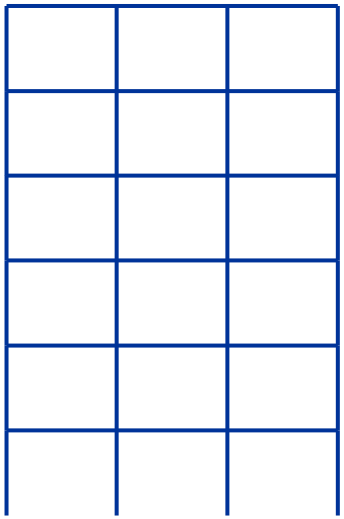
Occorre:

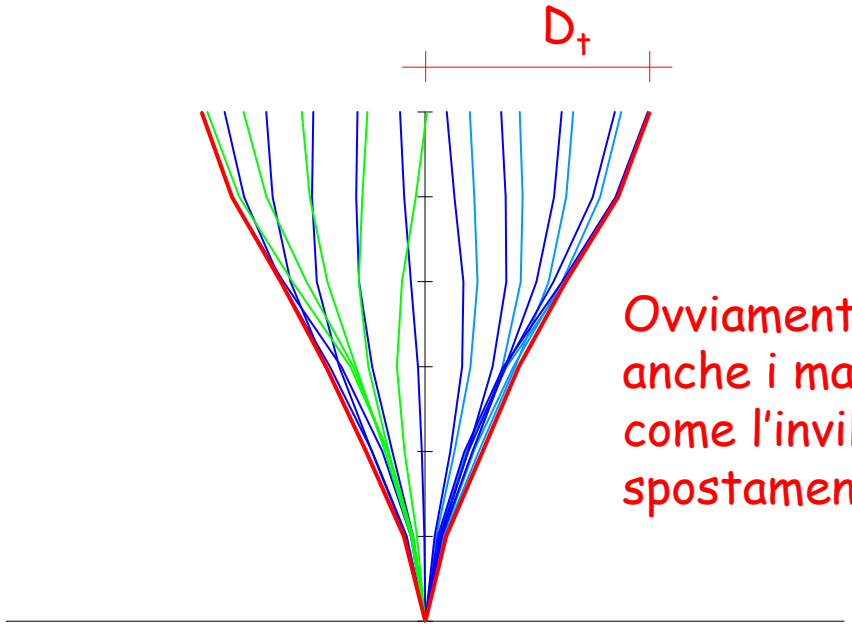
- Definire un modello della struttura
- Definire un modello non lineare per il materiale

- Assegnare un accelerogramma
- Integrare (con un procedimento numerico) le equazioni del moto

Si ottiene la risposta nel tempo,
istante dopo istante (time history)

Analisi della risposta
dinamica non lineare





Ovviamente fornisce anche i massimi, come l'inviluppo degli spostamenti

La struttura si deforma nel tempo

La forma della deformata varia nel tempo

Compaiono e scompaiono cerniere

L'analisi dinamica non lineare fornisce deformazioni, spostamenti, ecc. ad ogni istante

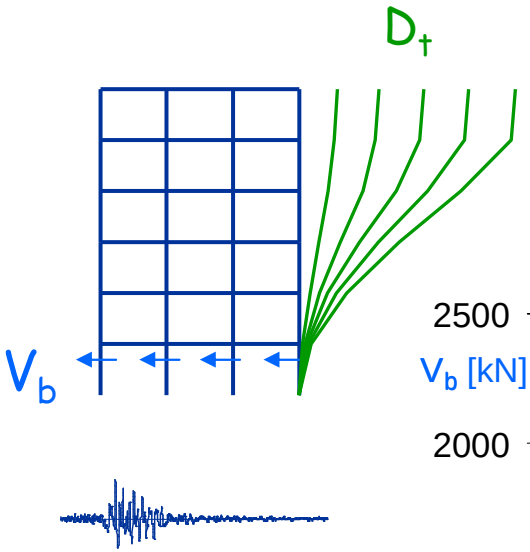
Analisi della risposta
dinamica non lineare

- Il giudizio sulla capacità della struttura di superare il terremoto si esprime esaminando:
  - rotazione plastica delle singole sezioni
  - rotazioni alla corda
  - spostamenti relativi tra i piani

  e non:
  - caratteristiche della sollecitazione

- Siamo quindi nell'ambito del displacement based design

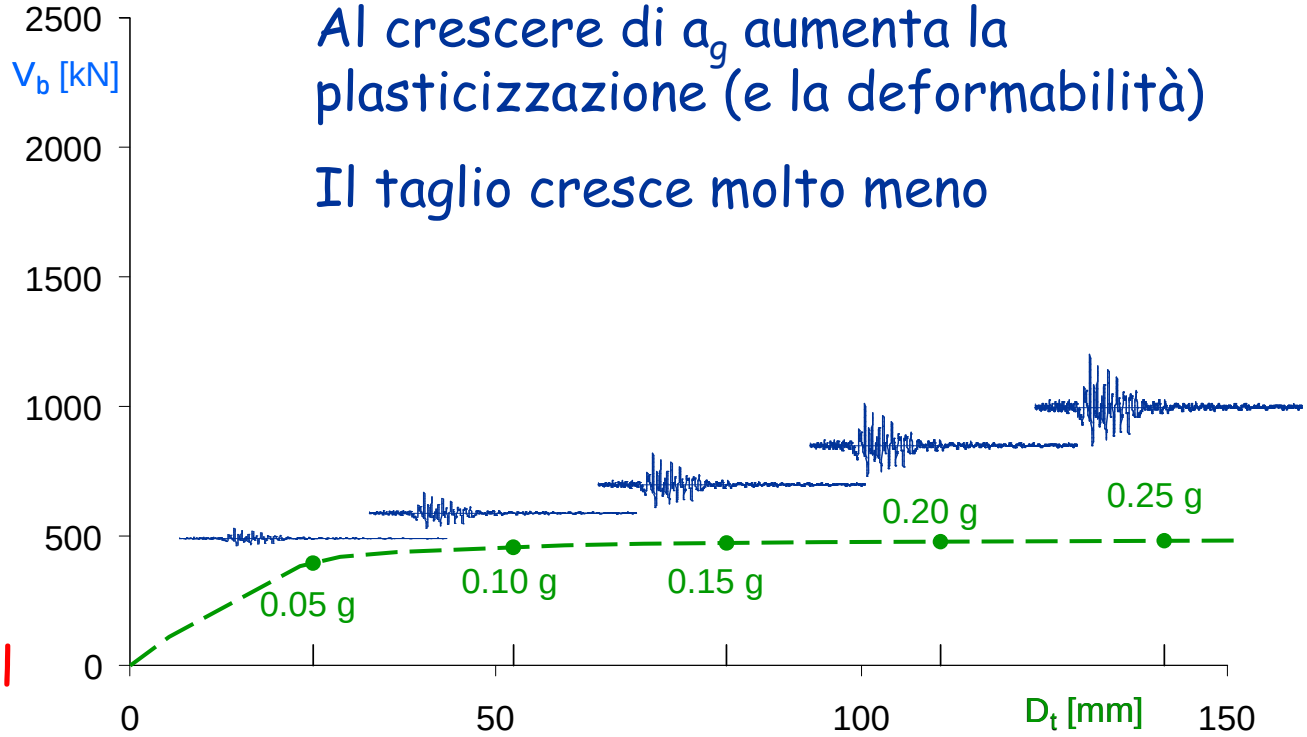
Risposta dinamica non lineare al crescere di a_g



Al crescere di a_g tutto cresce ma non in proporzione

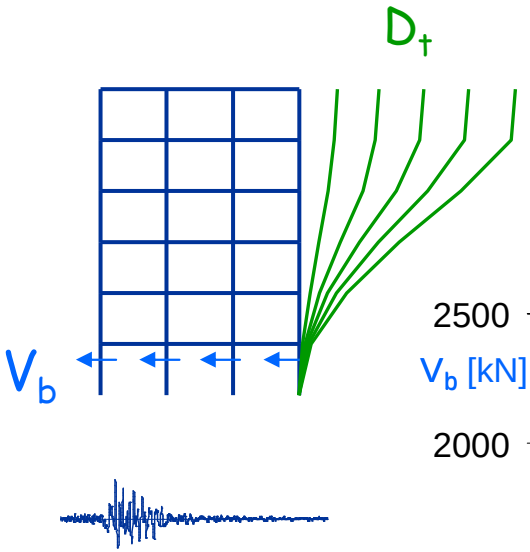
Al crescere di a_g aumenta la plasticizzazione (e la deformabilità)

Il taglio cresce molto meno

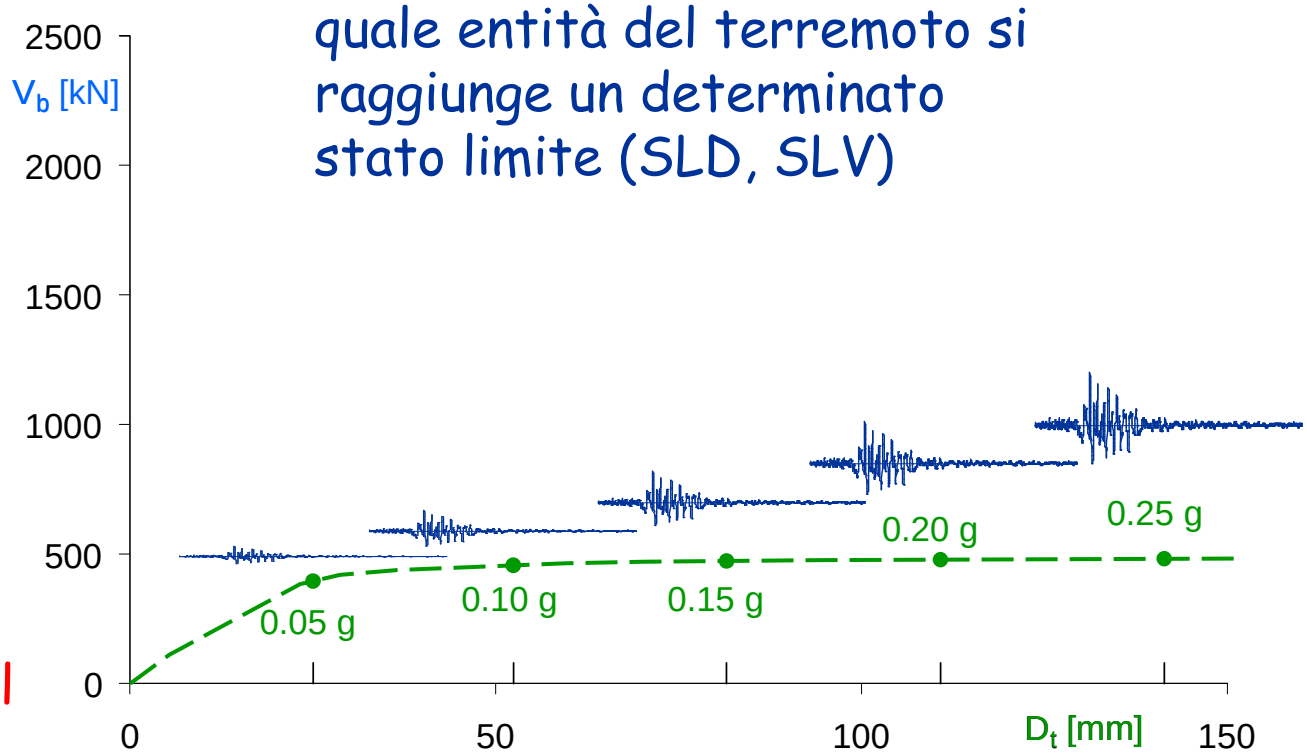


IDA, Incremental dynamic analysis

Risposta dinamica non lineare al crescere di a_g



L'analisi dinamica non lineare incrementale può essere utilizzata per valutare per quale entità del terremoto si raggiunge un determinato stato limite (SLD, SLV)



IDA, Incremental dynamic analysis

Analisi dinamica non lineare

Consente di valutare bene la risposta strutturale, ma:

- Può essere usata solo per verifica (richiede una preliminare definizione delle resistenze)
- Va effettuata con specifici accelerogrammi – vedi NTC 08, punto 3.2.3.6
  (almeno 3 ⇒ ma sono sufficienti?)
- Richiede l'uso di programmi molto sofisticati ed una accurata modellazione del comportamento ciclico delle sezioni ⇒ possibili errori

Quindi: possibile solo a livello di ricerca

NTC 08, punto 7.3.4.2 NTC13, punto 7.3.4.1

Alternative all'analisi
dinamica non lineare

1. Rimanendo in un approccio basato sugli spostamenti, si può cercare di prevedere il comportamento dinamico non lineare basandosi su una analisi statica non lineare

Analisi statica non lineare

Effettuare una analisi statica non lineare vuol dire:

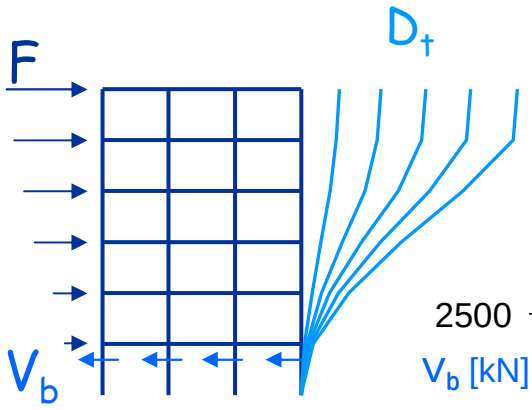
1. Esaminare il comportamento non lineare della struttura soggetta a forze statiche crescenti (analisi pushover)

NTC 08, punto 7.3.4.1

NTC13, punto 7.3.4.2

Alternative all'analisi dinamica inelastica

Analisi statica non lineare



Si applica una distribuzione di F e la si fa crescere

Al crescere di F si ha una progressiva plasticizzazione della struttura

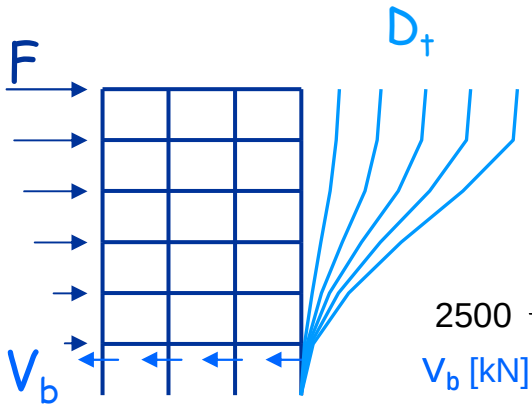
Analisi statica non lineare

Effettuare una analisi statica non lineare vuol dire:

1. Esaminare il comportamento non lineare della struttura soggetta a forze statiche crescenti
   (analisi pushover)
2. Stimare gli spostamenti che la struttura avrà durante il terremoto
   (ipotesi di uguaglianza – o relazione nota - tra spostamenti dinamici in campo elastico e in campo non lineare)
   In questo modo si mette in relazione ciascun punto della pushover con un valore di a_g
3. Giudicare la struttura in base a quello che le accade per gli spostamenti da sisma stimati

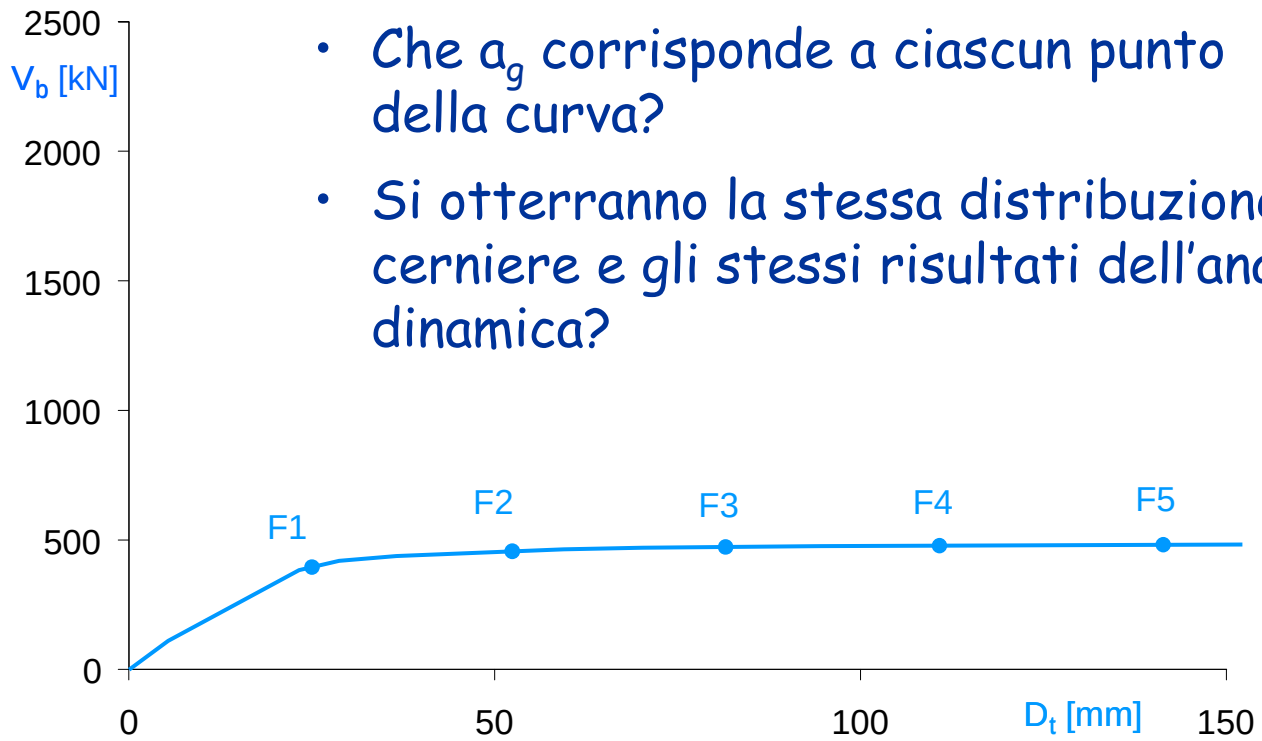
NTC 08, punto 7.3.4.1 NTC13, punto 7.3.4.2

Analisi statica non lineare



Problemi:

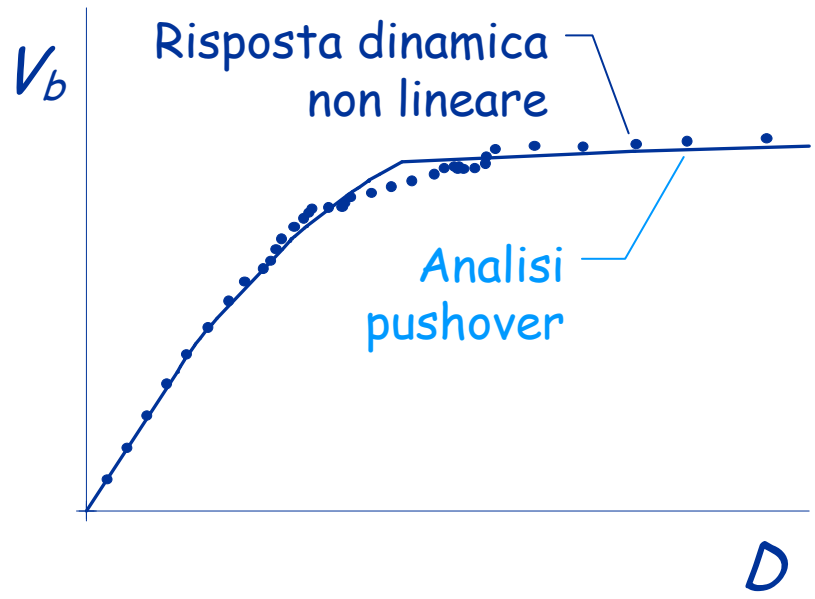
- Quale distribuzione di forze usare?
- Che a_g corrisponde a ciascun punto della curva?
- Si otterranno la stessa distribuzione di cerniere e gli stessi risultati dell'analisi dinamica?



Analisi statica non lineare

L'idea è ottima, perché riesce a tener conto in maniera esplicita della duttilità della struttura. Ma:

- Gli spostamenti di collasso valutati con forze statiche coincidono con quelli dinamici?



Nell'esempio qui a fianco si, ma non è sempre vero

Analisi statica non lineare

L'idea è ottima, perché riesce a tener conto in maniera esplicita della duttilità della struttura. 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?

Inoltre, essa può essere usata solo per verifica (richiede una preliminare definizione delle resistenze)

Analisi statica non lineare

In quali casi può essere utile?

Progetto di nuove costruzioni:

- Solo in casi particolari, se si vuole dimostrare che il superamento della resistenza in qualche sezione non porta comunque al collasso

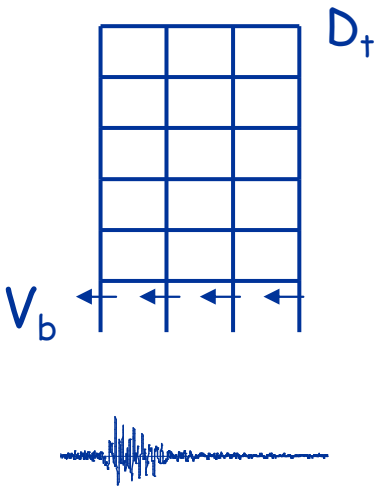
Valutazione della vulnerabilità di costruzioni esistenti:

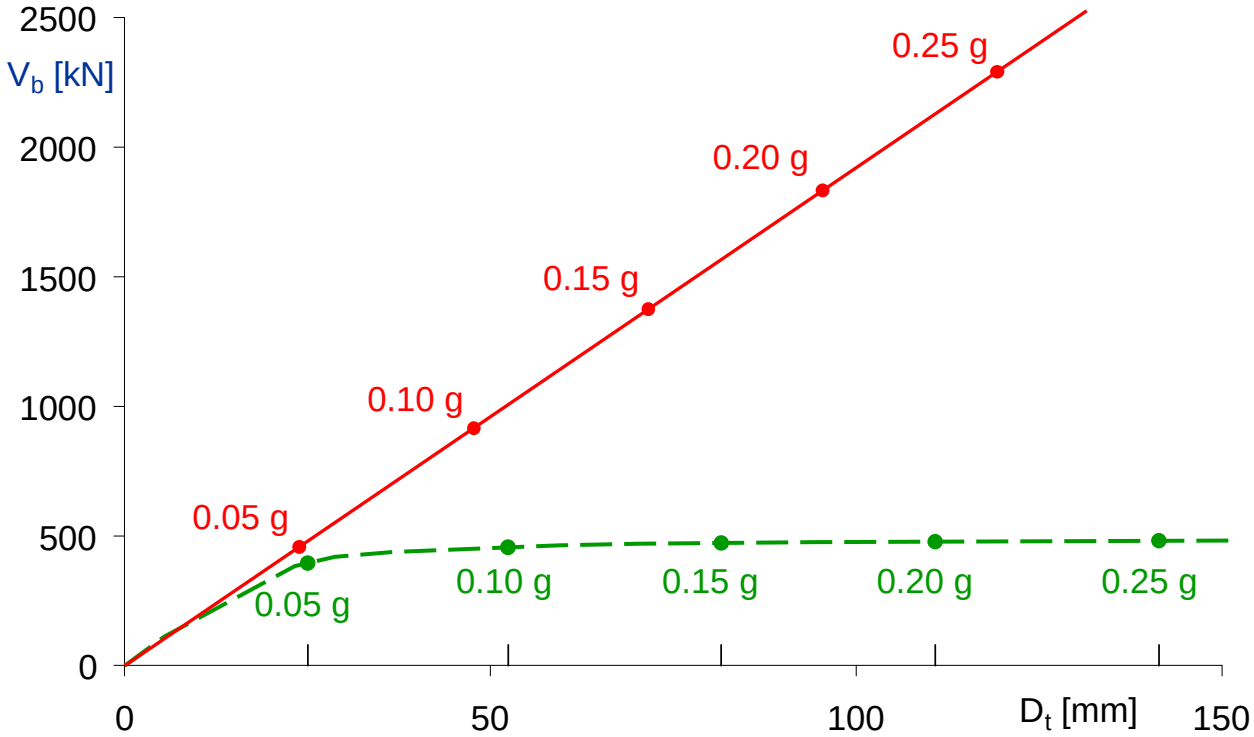
- Se la struttura non ha collasso fragile, l'analisi statica non lineare può essere indispensabile per tener conto correttamente della duttilità

Alternative all'analisi
dinamica non lineare

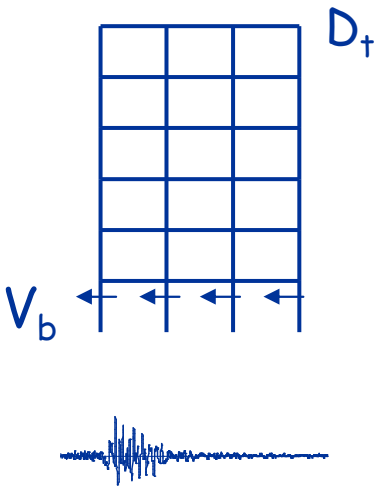
1. Rimanendo in un approccio basato sugli spostamenti, si può cercare di prevedere il comportamento dinamico non lineare basandosi su una analisi statica non lineare
2. In qualche caso, la previsione degli spostamenti può essere fatta anche con una analisi statica lineare

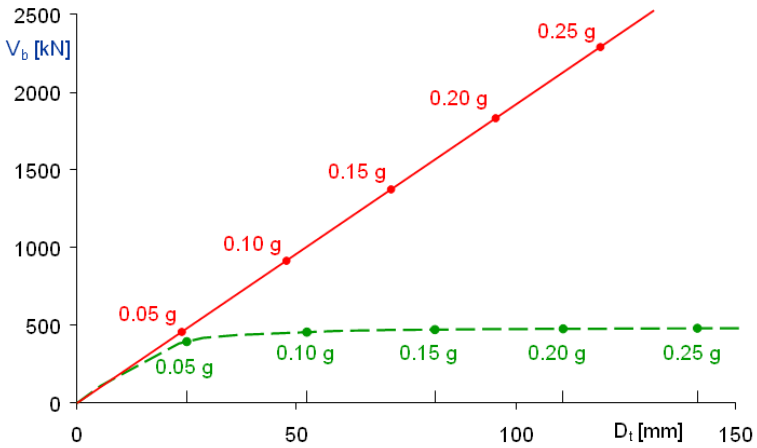
Confronto tra risposta dinamica
lineare e non lineare





Confronto tra risposta dinamica
lineare e non lineare





Si noti che gli spostamenti in testa, a parità di a_g, potrebbero non cambiare molto nei due casi (comportamento elastico e plastico)

Può però essere molto diversa la distribuzione di spostamenti lungo l'altezza

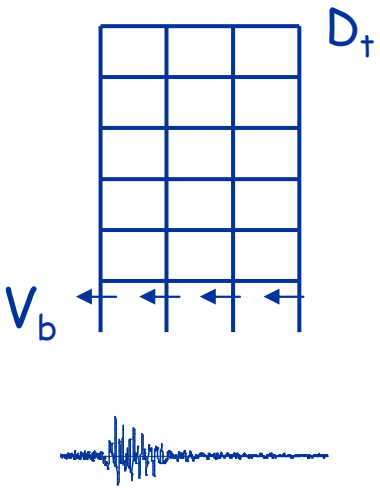
Alternative all'analisi
dinamica non lineare

1. Rimanendo in un approccio basato sugli spostamenti, si può cercare di prevedere il comportamento dinamico non lineare basandosi su una analisi statica non lineare

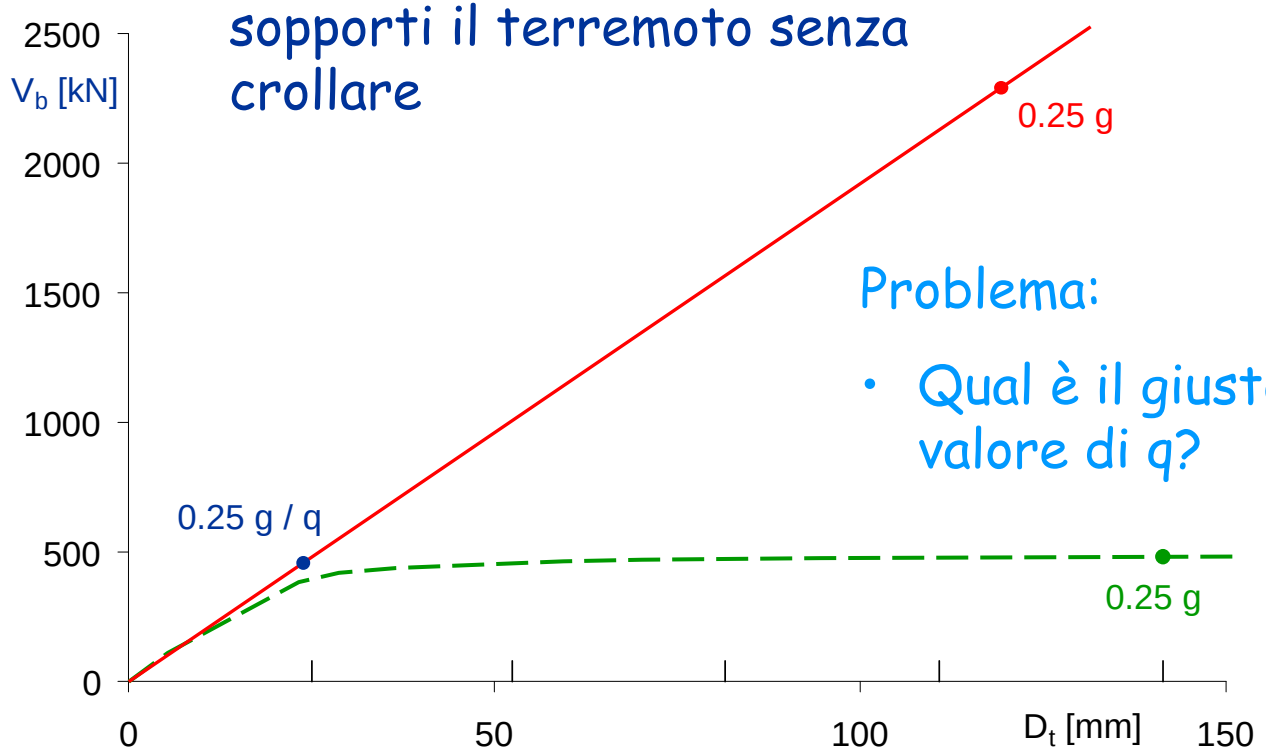
2. In qualche caso, la previsione degli spostamenti può essere fatta anche con una analisi statica lineare

3. Si può applicare, anche per strutture a più gradi di libertà, un approccio basato sulle forze:
   - Applicare forze ridotte di una quantità dipendente dalla duttilità globale della struttura

Analisi dinamica non lineare e analisi modale con fattore di comportamento q



Si ipotizza che, grazie alla duttilità, una struttura progettata con forze ridotte sopporti il terremoto senza crollare

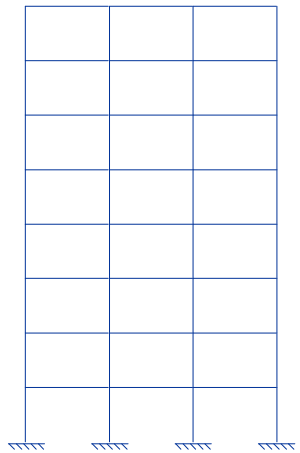


Problema:

- Qual è il giusto valore di q?

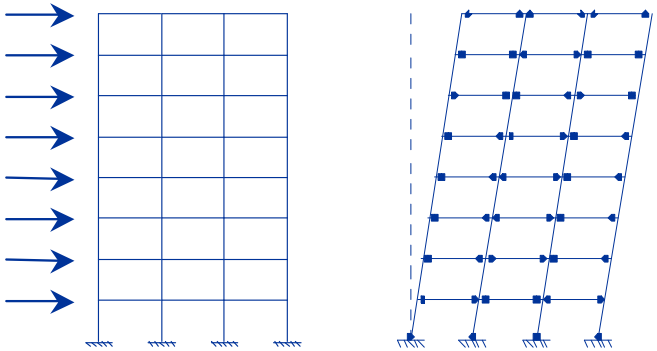
Dalla sezione alla struttura

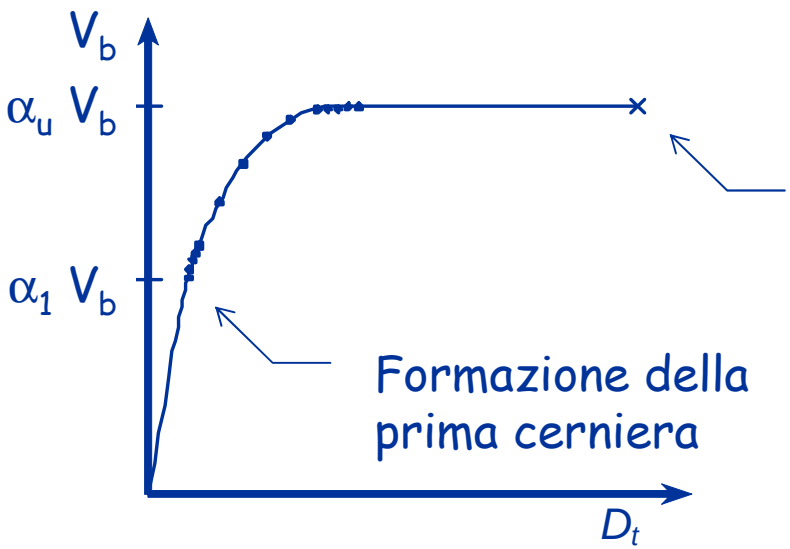
Per schemi a più gradi di libertà



il passaggio tra comportamento della sezione e comportamento globale è molto più complesso

Meccanismi di collasso
per schemi multipiano





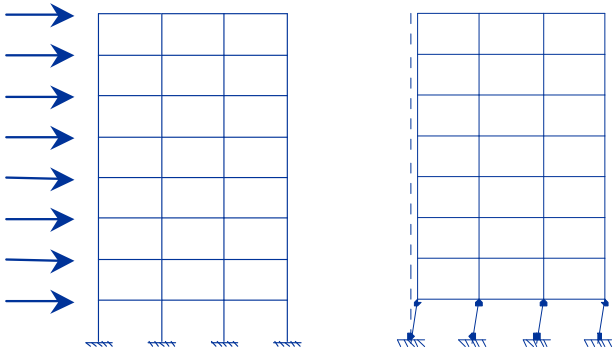
Notare:

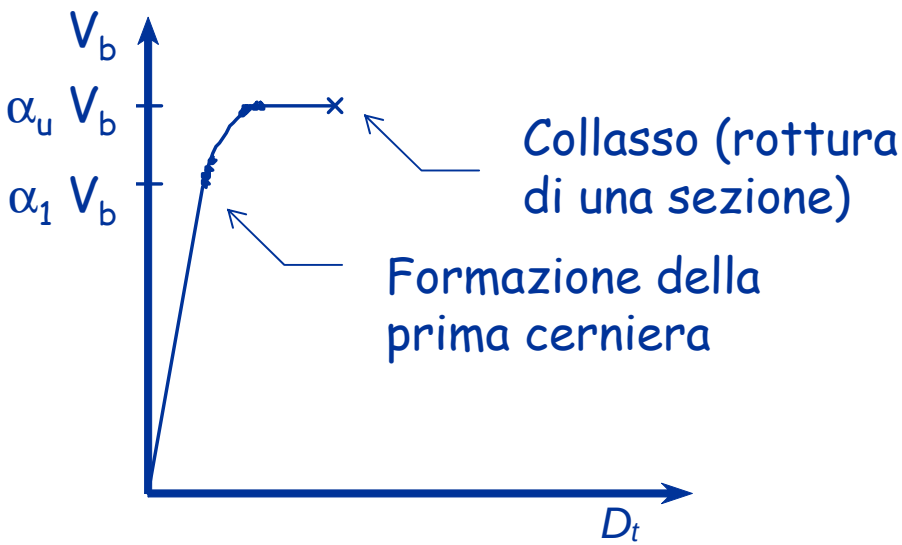
Buon incremento della forza da prima plasticizzazione a collasso

Forti spostamenti a collasso = elevata duttilità globale

Modalità di collasso: globale

Meccanismi di collasso
per schemi multipiano





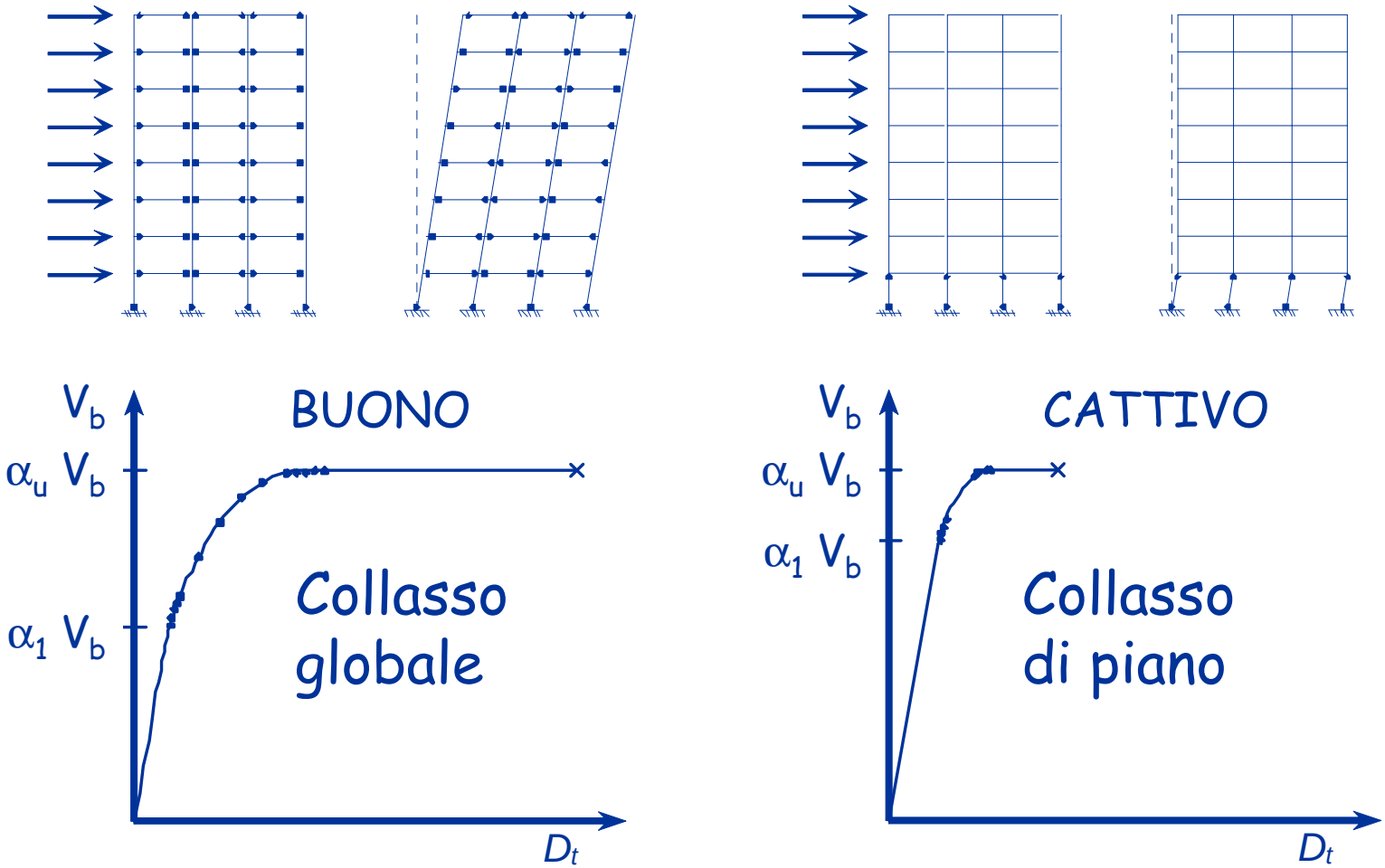
In altri casi, invece:

Basso incremento della forza da prima plasticizzazione a collasso

Modesti spostamenti a collasso = ridotta duttilità globale

Modalità di collasso: di piano

Meccanismi di collasso
per schemi multipiano

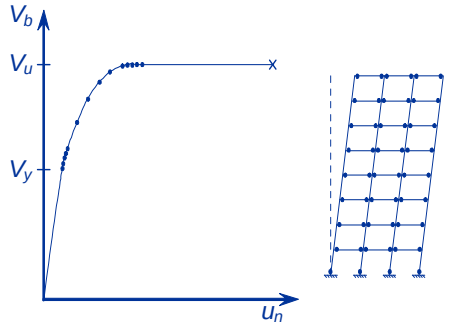


Per avere alta duttilità occorre un collasso globale

Meccanismi di collasso
per schemi multipiano

Nella progettazione, per ottenere una struttura ad alta duttilità occorre:

- garantire una buona duttilità locale (con particolare attenzione ai dettagli costruttivi)
- garantire un collasso globale, fornendo maggiore resistenza ai pilastri (criterio di gerarchia delle resistenze) NTC13: "progetto in capacità"



- evitare che la mancanza di regolarità porti a concentrazione della plasticizzazione

Fattore di comportamento

Le ordinate dello spettro di progetto sono ottenute dividendo quelle dello spettro di risposta elastica per il fattore di comportamento q

Il fattore di struttura tiene conto della duttilità delle sezioni ma anche del comportamento globale della struttura

Fattore di comportamento

$$q = q_0 \; K_R$$

Dipende da:

- Classe di duttilità dell'edificio
- Duttilità generale della tipologia strutturale
- Rapporto tra resistenza ultima e di prima plasticizzazione
- Regolarità dell'edificio

NTC 08, punto 7.3.1

Comportamento strutturale
e classi di duttilità

Le strutture possono essere progettate:

- Per avere un comportamento strutturale non dissipativo
  - La struttura rimarrà sostanzialmente in campo elastico
  - Si usa un fattore di comportamento non superiore a 1.5
- Per avere un comportamento strutturale dissipativo
  - La struttura avrà rilevanti plasticizzazioni
  - Si usa un fattore di struttura superiore a 1.5
  - Si possono distinguere due classi di duttilità
    A = alta B = media

NTC13, punto 7.2.2

Classe di duttilità
(comportamento globale e duttilità locale)

Classe di duttilità alta: CD"A"

Richiede maggiori accorgimenti e maggiori coefficienti di sicurezza nel calcolo ed impone dettagli costruttivi più severi

Classe di duttilità media: CD"B"

Forze di calcolo maggiori

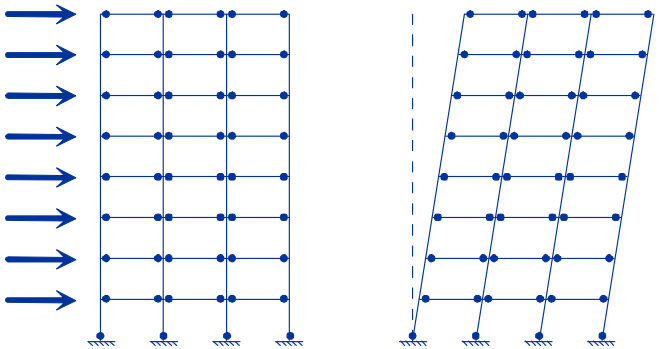
Il progettista deve scegliere, a priori, quale classe di duttilità adottare

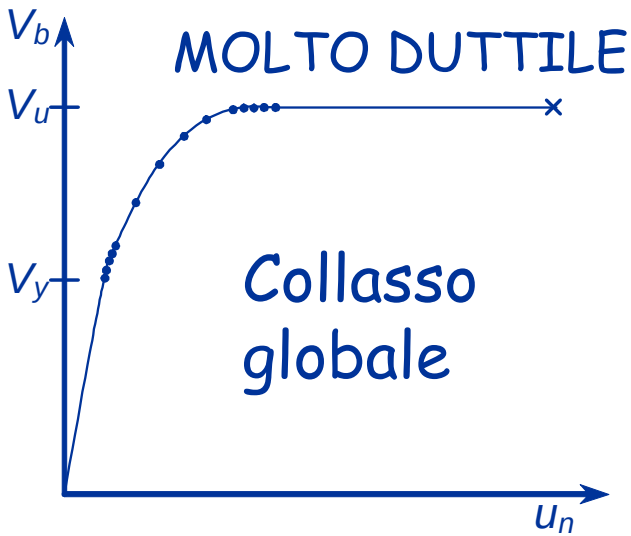
NTC 08, punto 7.2.1

NTC13, punto 7.2.2

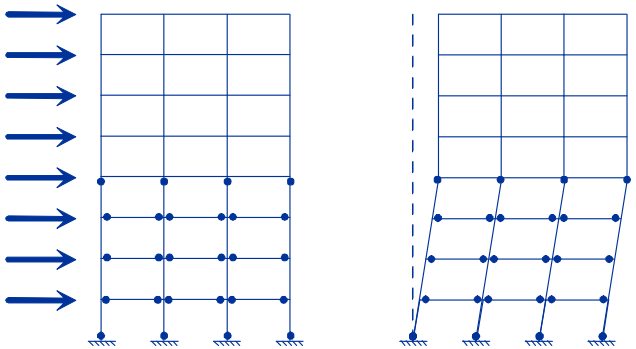
Scelte progettuali: alta o media duttilità

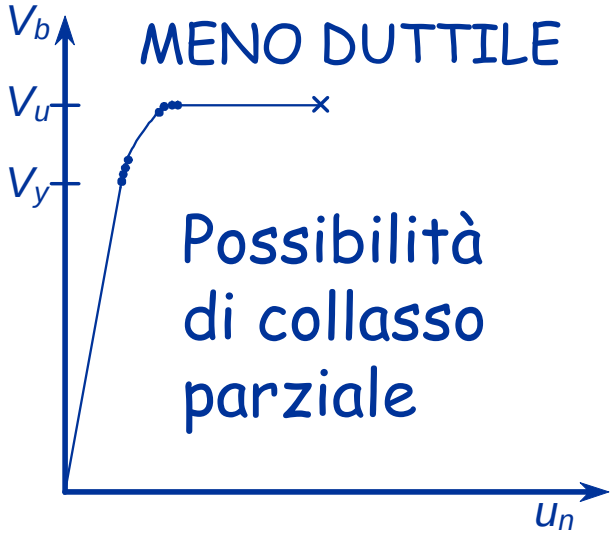
ALTA DUTTILITÀ





MEDIA DUTTILITÀ





Attenzione: il grado di sicurezza deve essere uguale

Scelte progettuali: alta o media duttilità

ALTA DUTTILITÀ	BASSA DUTTILITÀ
• Forze sismiche minori (minore resistenza)	• Forze sismiche maggiore (maggiore resistenza)
• Dettagli costruttivi più curati	• Dettagli costruttivi meno curati
• Progetto dei pilastri col criterio di gerarchia delle resistenze	• Il criterio di gerarchia delle resistenze si usa ma con coefficienti minori

- Evitare irregolarità strutturali per evitare forti concentrazioni della plasticizzazione

Tipologia strutturale
(edifici in cemento armato)

q_0

Tipologia	CD"B"	CD"A"
Strutture a telaio, strutture miste telaio-pareti, strutture a pareti accoppiate	$3.0\,\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	$4.5\,\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Strutture a pareti non accoppiate	3.0	$4.0\,\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Strutture torsionalmente deformabili	2.0	3.0
Strutture a pendolo inverso	1.5	2.0

– *struttura a telaio*, nella quale le azioni verticali ed orizzontali sono sopportate da un insieme di travi e pilastri che costituiscono un telaio spaziale; si può parlare di struttura a telaio anche in presenza di pareti di modeste dimensioni, a condizione che la gran parte della resistenza ad azioni orizzontali (almeno il 65%) sia garantita dagli elementi a telaio;

NTC13, punto 7.3.1 e 7.4.3.1

Tipologia strutturale
(edifici in cemento armato)

q_0

Tipologia	CD"B"	CD"A"
Strutture a telaio, strutture miste telaio-pareti, strutture a pareti accoppiate	$3.0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	$4.5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Strutture a pareti non accoppiate	3.0	$4.0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Strutture torsionalmente deformabili	2.0	3.0
Strutture a pendolo inverso	1.5	2.0

– *struttura a pareti*, nella quale le azioni verticali ed orizzontali sono sopportate principalmente da pareti ; si può parlare di struttura a pareti anche in presenza di pilastri e travi, a condizione che la gran parte della resistenza ad azioni orizzontali (almeno il 65%) sia garantita dalle pareti;

NTC13, punto 7.3.1 e 7.4.3.1

Tipologia strutturale
(edifici in cemento armato)

q_0

Tipologia	CD"B"	CD"A"
Strutture a telaio, strutture miste telaio-pareti, strutture a pareti accoppiate	$3.0\,\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	$4.5\,\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Strutture a pareti non accoppiate	3.0	$4.0\,\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Strutture torsionalmente deformabili	2.0	3.0
Strutture a pendolo inverso	1.5	2.0

– *struttura mista telaio-pareti*, nella quale le azioni verticali sono sopportate prevalentemente da un telaio spaziale, mentre quelle orizzontali sono affidate sia al telaio che a pareti in c.a.; in particolare, se almeno il 50% dell'azione orizzontale è affidata a pareti si parla di *struttura mista equivalente a pareti*, nel caso contrario di *struttura mista equivalente a telaio*;

NTC13, punto 7.3.1 e 7.4.3.1

Tipologia strutturale
(edifici in cemento armato)

q_0

Tipologia	CD"B"	CD"A"
Strutture a telaio, strutture miste telaio-pareti, strutture a pareti accoppiate	$3.0\,\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	$4.5\,\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Strutture a pareti non accoppiate	3.0	$4.0\,\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Strutture torsionalmente deformabili	2.0	3.0
Strutture a pendolo inverso	1.5	2.0

- *struttura a pendolo inverso*, nella quale il 50%, o più, della massa è concentrato nel terzo superiore dell'altezza della struttura, o nella quale la dissipazione è localizzata alla base di un singolo elemento dell'edificio;
- *struttura torsionalmente deformabile*, nella quale la rigidezza rotazionale è inferiore rispetto a quella traslazionale.

NTC13, punto 7.3.1 e 7.4.3.1

Tipologia strutturale
(edifici in cemento armato)

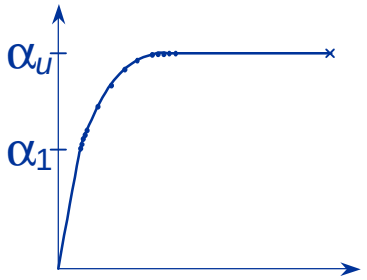
Strutture torsionalmente deformabili

- Sono fortemente penalizzate perché hanno un cattivo comportamento sismico: le rotazioni vengono fortemente amplificate, con conseguente forte incremento di spostamenti e sollecitazioni su tutti i lati della struttura
- Per la normativa una struttura è torsionalmente deformabile se il rapporto tra raggio d'inerzia delle rigidezze e raggio d'inerzia delle masse è ≤ di ~~0.8~~ 1.0

  Questo equivale a controllare se il rapporto tra periodo traslazionale e periodo rotazionale è ≤ di ~~0.8~~ 1.0

NTC13, punto 7.4.3.1

Rapporto tra resistenza ultima
e di prima plasticizzazione



α_u / α_1

Strutture a telaio o strutture miste equivalenti a telaio		
– ad un solo piano	1.1	1.05
– a più piani ma ad una sola campata	1.2	1.10
– a più piani e più campate	1.3	1.15
Strutture a pareti o strutture miste equivalenti a pareti		
– solo due pareti non accoppiate per ogni direzione	1.0	
– più pareti non accoppiate	1.1	1.05
– pareti accoppiate o strutture miste equivalenti a pareti	1.2	1.10

per strutture non regolari in pianta

Oppure effettuare analisi statica non lineare

NTC13, punto 7.4.3.2

Regolarità dell'edificio

	K_R
Edifici regolari in altezza	1.0
Edifici non regolari in altezza	0.8

La regolarità in altezza deve essere valutata a priori, guardando la distribuzione delle masse e le sezioni degli elementi resistenti, ma anche controllata a posteriori

Esempio
(casi estremi)

Edificio multipiano (e più campate) con struttura a telaio, regolare in altezza e in pianta, ad alta duttilità

$$q = 4.5 \times 1.3 \times 1.0 = 5.85$$

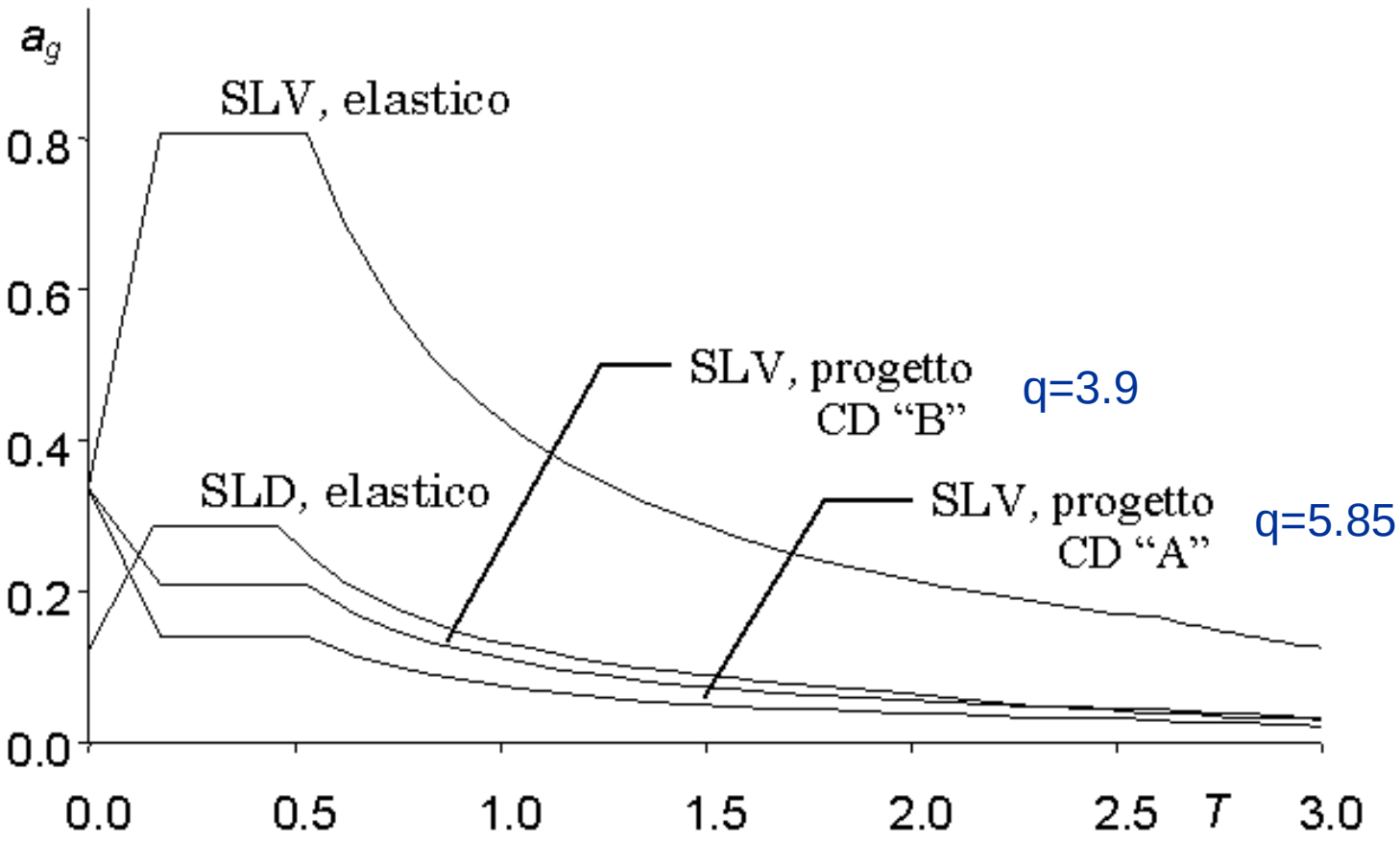
Stesso edificio, ma non regolare in altezza né in pianta ed a bassa duttilità

$$q = 3.0 \times 1.15 \times 0.8 = 2.76$$

Quindi le forze sono maggiori di oltre il doppio

Attenzione: in ogni caso bisogna evitare un collasso con meccanismo di piano, perché la riduzione di duttilità globale sarebbe anche maggiore

Confronto tra spettri



Valori riferiti a Messina, Piazza Cairoli, suolo C

Regolarità dell'edificio

Secondo l'attuale normativa:

- La mancanza di regolarità in altezza riduce il fattore di comportamento q mediante il coefficiente K_R
- La mancanza di regolarità in pianta riduce il fattore di comportamento riducendo la sovraresistenza, cioè il rapporto α_u / α_1

Anche questo è un esempio di come la normativa tratti in maniera poco corretta gli aspetti connessi alla regolarità (o mancanza di regolarità)

Regolarità in altezza

I sistemi resistenti verticali si estendono per tutta l'altezza dell'edificio

Massa e rigidezza non variano bruscamente da un piano all'altro

Il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza di calcolo non varia molto da un piano all'altro

Principi generali = prestazione richiesta

NTC 08, punto 7.2.2

Regolarità in altezza

Andando dal basso verso l'alto:

- le variazioni di massa sono, al massimo, il 25%

- la rigidezza non si riduce più del 30% e non aumenta più del 10%

- il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza di calcolo varia di $\pm$ 20%

Regole applicative = prescrizioni (obbligatorie?)

NTC 08, punto 7.2.2

Regolarità in altezza

Si noti inoltre che:

- il controllo delle masse può essere effettuato a priori, all'inizio del calcolo

- il controllo sulla rigidezza e sulla resistenza può essere effettuato solo a posteriori, dopo aver effettuato il calcolo e la disposizione delle armature

Regolarità in pianta

- configurazione compatta e approssimativamente simmetrica
- rapporto tra i lati di un rettangolo in cui è inscritta la pianta inferiore a 4
- rientri o sporgenze non superiori al 25% della dimensione della pianta nella stessa direzione
- impalcati infinitamente rigidi nel loro piano

Criteri poco significativi e quasi <u>non</u> utilizzati

NTC 08, punto 7.2.2

Considerazioni sulla definizione di regolarità

La normativa italiana ed europea affronta il problema (molto importante) della regolarità in maniera poco soddisfacente

- Le problematiche nelle quali entra in gioco la regolarità sono numerose e andrebbero distinte in maniera chiara
- Le definizioni di "regolarità" dovrebbero essere messe chiaramente in relazione con la problematica relativa
- Sarebbe opportuno usare sempre criteri di controllo a posteriori, basati sulla risposta sismica della struttura e non su definizioni approssimate a priori

Regolarità
e fattore di comportamento q

Cosa influenza realmente la duttilità della struttura e quindi il fattore di comportamento da utilizzare?

- Carenza di duttilità locale

  Le prescrizioni di normativa su staffe e armatura longitudinale dovrebbero garantire una buona duttilità locale

  La presenza di sforzo normale di compressione molto alto può ridurre la duttilità locale

  Nel caso di aste molto corte è difficile rispettare la gerarchia taglio-flessione

Regolarità
e fattore di comportamento q

Cosa influenza realmente la duttilità della struttura e quindi il fattore di comportamento da utilizzare?

- Precoce plasticizzazione di alcune sezioni

  Il calcolo dovrebbe garantire adeguata resistenza a tutte le sezioni

  Aste molto rigide (ad esempio aste molto corte) hanno una sovraresistenza minore delle altre aste. Si potrebbe arrivare al collasso con la formazione di poche cerniere plastiche

  Anche la rotazione planimetrica, nel caso di strutture non bilanciate, può portare ad una plasticizzazione precoce delle aste perimetrali

Regolarità
e fattore di comportamento q

Cosa influenza realmente la duttilità della struttura e quindi il fattore di comportamento da utilizzare?

- Influenza delle tamponature

  Potrebbero essere inserite nel modello di calcolo (ma in genere non lo sono)

  L'azione concentrata all'estremo di un pilastro può portare a rottura a taglio o plasticizzazione precoce

  La distribuzione delle tamponature lungo l'altezza può portare ad un meccanismo di piano

  La distribuzione delle tamponature in pianta può portare a rotazioni dell'impalcato e plasticizzazione precoce delle aste di estremità

Spettri di risposta e di progetto:
novità introdotte dalla NTC 2013

Spettri di risposta e di progetto:
novità introdotte dalla NTC 2013

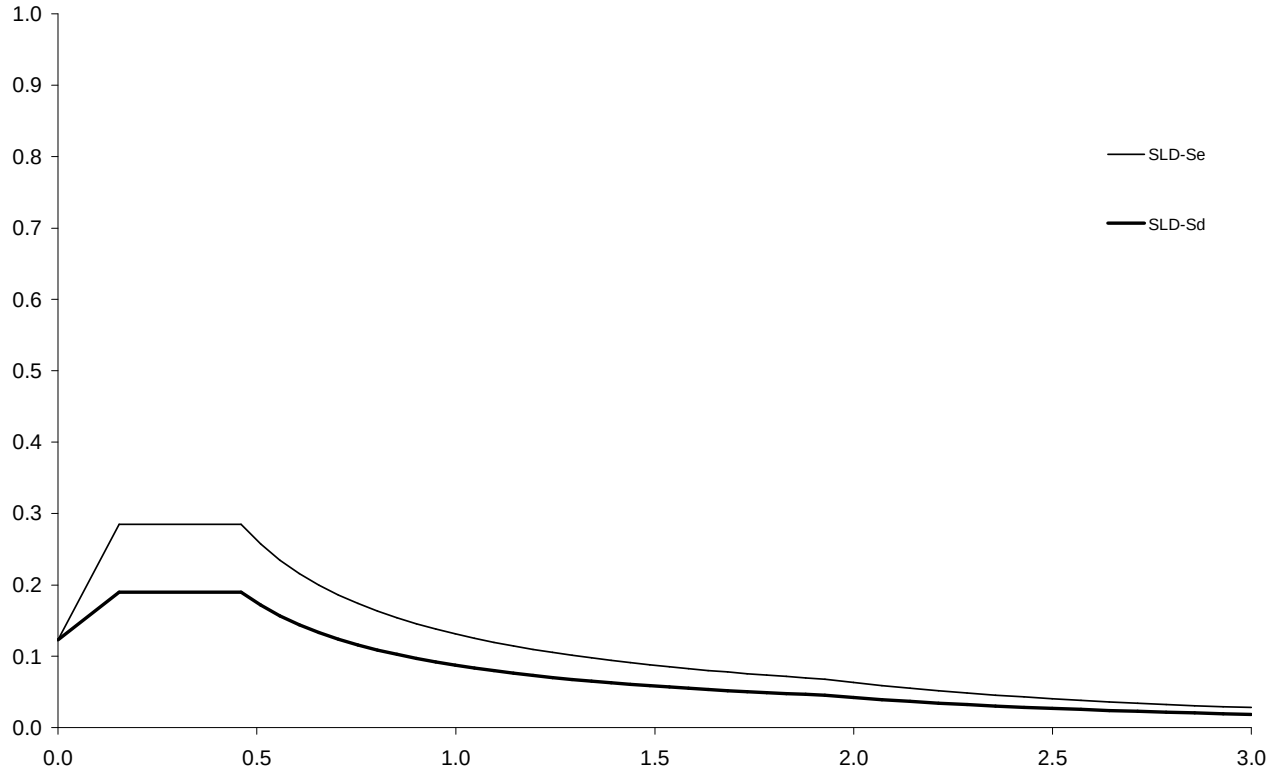
- Viene inserito un fattore di struttura anche per lo stato limite di danno SLD
  $q \leq 1.5$

  Questa modifica si basa sulla considerazione che per terremoti corrispondenti ad un periodo di ritorno di 50 anni si riscontrano danni strutturali e non strutturali, anche se non troppo rilevanti. Si assume quindi che il danneggiamento strutturale possa corrispondere a $q \leq 1.5$

NTC13, punto 3.2.3.5 e 7.3

Spettri di risposta e di progetto:
novità introdotte dalla NTC 2013

- Viene inserito un fattore di struttura anche per lo stato limite di danno SLD
  $q \leq 1.5$



Spettri di risposta e di progetto: novità introdotte dalla NTC 2013

- Viene indicato di scegliere valori del fattore di comportamento q tali che sia $S_{d(SLV)} \geq S_{d(SLD)}$

  Il fattore di comportamento per SLV e per SLD devono essere scelti in modo che le ordinate dello spettro di progetto per lo stato limite di salvaguardia della vita non siano mai inferiori a quelle dello spettro di progetto per SLD

  NTC13, punto 3.2.3.5

  Per valori elevati del fattore di comportamento q, la domanda in resistenza allo SLV potrebbe risultare inferiore alla domanda in resistenza allo SLD. In questi casi, qualora si scelga di progettare la capacità in resistenza sulla base della domanda allo SLD, invece che allo SLV, va opportunamente rivalutato il fattore di comportamento q

  NTC13, punto 7.3.1

Spettri di risposta e di progetto: novità introdotte dalla NTC 2013

- Viene indicato di scegliere valori del fattore di comportamento q tali che sia $S_{d(SLV)} \geq S_{d(SLD)}$

Il fattore di comportamento per SLV e per SLD devono essere scelti in modo che le ordinate dello spettro di progetto pe a della vita non siano mai inf progetto per SLD

NTC13, punto 3.2.3.5

... qualora ...

Ma allora si deve o si può ... ?

Pe omportamento q, la domanda in isultare inferiore alla do In questi casi, qualora si scelga di progettare la capacità in resistenza sulla base della domanda allo SLD, invece che allo SLV, va opportunamente rivalutato il fattore di comportamento q

NTC13, punto 7.3.1

Spettri di risposta e di progetto: novità introdotte dalla NTC 2013

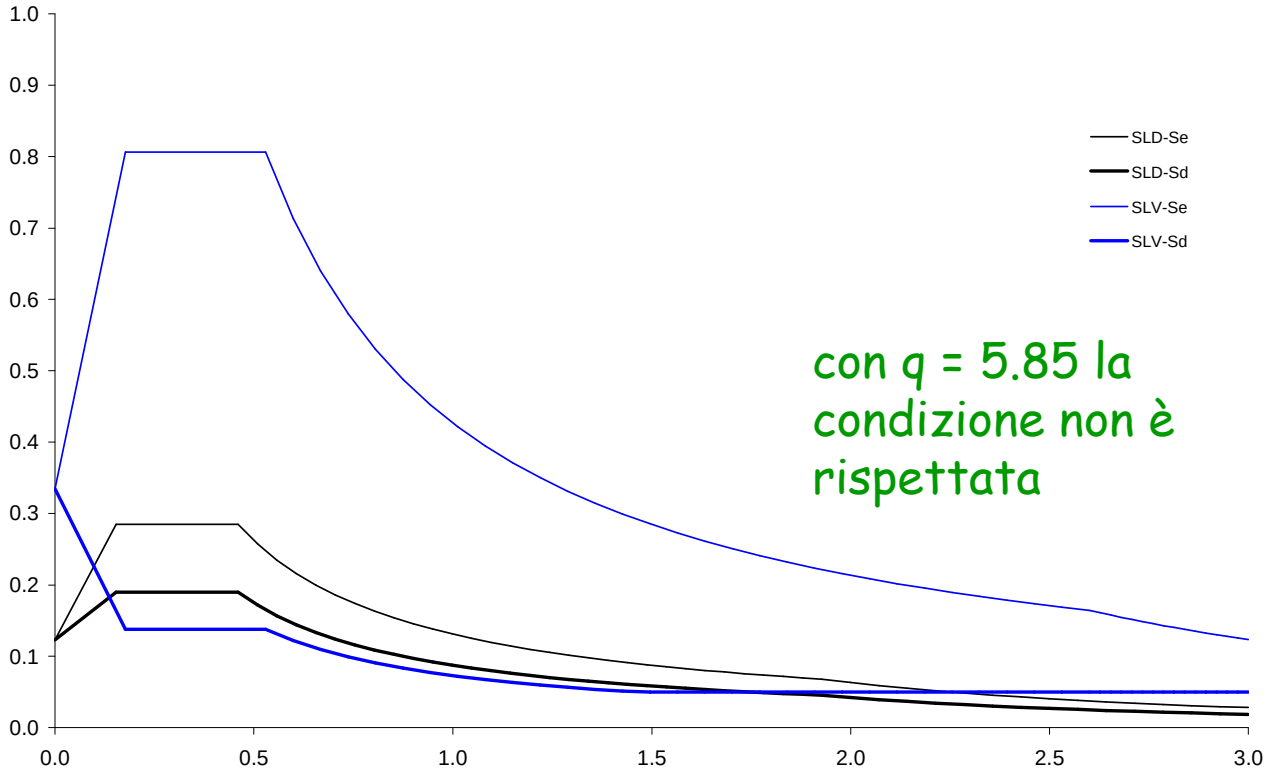
- Viene indicato di scegliere valori del fattore di comportamento q tali che sia $S_{d(SLV)} \geq S_{d(SLD)}$

  Questa modifica ha un senso, perché usare un fattore di comportamento tanto alto da avere ordinate dello spettro di progetto SLV maggiori di quelle di SLD vuol dire che per il terremoto relativo a SLD si ha un danneggiamento maggiore di quanto solitamente accettato

  Ma questa prescrizione, se obbligatoria, impedisce quasi sempre di usare i fattori di comportamento tipici della classe di duttilità alta

Spettri di risposta e di progetto: novità introdotte dalla NTC 2013

- Viene indicato di scegliere valori del fattore di comportamento q tali che sia $S_{d(SLV)} \geq S_{d(SLD)}$

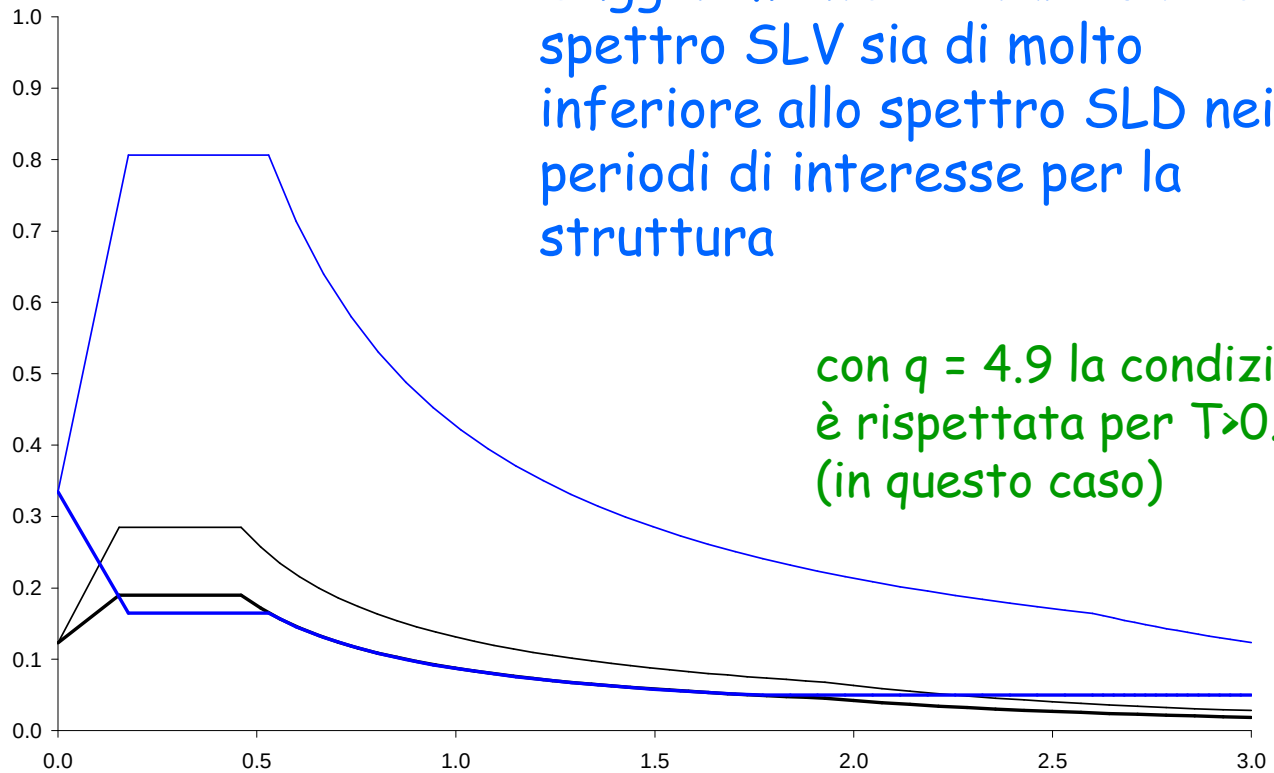


con q = 5.85 la condizione non è rispettata

Spettri di risposta e di progetto: novità introdotte dalla NTC 2013

- Viene indicato di scegliere valori del fattore di comportamento q tali che sia $S_{d(SLV)} \geq S_{d(SLD)}$

Suggerimento: evitare che lo spettro SLV sia di molto inferiore allo spettro SLD nei periodi di interesse per la struttura



con q = 4.9 la condizione è rispettata per T>0.5 s (in questo caso)

Azioni

Cenno a problemi
che verranno approfonditi più avanti

Carichi verticali e sisma

Quali carichi verticali e quali masse considerare in accoppiata al sisma?

Vecchia norma (1996)

- Carichi verticali massimi (g_k+q_k) per TA, (g_d+q_d) per SLU
- Masse ridotte (g_k+s q_k) [forze x 1.5 per SLU]

Nuova norma (da 2003 in poi)

- Carichi verticali e masse con valori quasi permanenti (g_k+ψ_2 q_k)

NTC 08, punto 3.2.4

Modellazione delle azioni

1. Occorre tener conto delle incertezze relative alla effettiva posizione del centro di massa (i carichi variabili possono essere distribuiti in maniera non uniforme)

   $\rightarrow$ eccentricità accidentale

2. Occorre tener conto dell'effetto contemporaneo delle diverse componenti dell'azione sismica

   $\rightarrow$ criteri di combinazione delle componenti

Problemi concettualmente giusti,
ma che complicano notevolmente il calcolo

Ma sostanzialmente portano un incremento di sollecitazione nei telai più esterni