

Corso di Laurea in Ingegneria Edile-Architettura

Progetto di costruzioni in zona sismica
A.A. 2023/2024

13 – FATTORE DI COMPORTAMENTO

Edoardo M. Marino, Università degli Studi di Catania

Strategie di progettazione antisismica

considerazioni generali

La struttura potrebbe essere progettata in maniera tale da rimanere (sostanzialmente) in campo elastico

- L'uso dell'analisi modale con spettro di risposta consente di prevedere bene le caratteristiche di sollecitazione prodotte dal sisma e quindi garantire che nella struttura non vengano superati i limiti di resistenza delle sezioni
- Per ridurre leggermente il costo si può accettare che nella struttura i limiti di resistenza vengano raggiunti per accelerazioni un po' minori rispetto a quelle previste (usando un fattore di comportamento **q non superiore a 1.5**)

Una struttura progettata con questo criterio viene denominata **non dissipativa** → non è necessario garantire un buon comportamento dissipativo oltre il limite elastico

Strategie di progettazione antisismica

considerazioni generali

La struttura potrebbe essere progettata in maniera tale da rimanere (sostanzialmente) in campo elastico

- Struttura non dissipativa (progettata con un fattore di comportamento $q \leq 1.5$)

Esempi di possibili strutture non dissipative:

- Capannone in acciaio

L'effetto del sisma è spesso inferiore a quello del vento, perché le masse sono ridotte

- Edificio di 1 o 2 impalcati

se la sismicità non è particolarmente alta, sezioni e armature non sono forti anche se si usa un valore basso di q

Strategie di progettazione antisismica

considerazioni generali

Escludendo pochi casi, si ritiene non conveniente progettare la struttura in maniera tale da farla rimanere (sostanzialmente) in campo elastico

- Si accetta il superamento del limite elastico per accelerazioni molto minori di quelle previste per SLV
- si usa quindi un **fattore di comportamento $q > 1.5$** , fino a un massimo di cui si parla più avanti)

(Questo comporta l'accettazione di forti danneggiamenti)

Una struttura così progettata viene denominata **dissipativa** → è necessario garantire un buon comportamento dissipativo oltre il limite elastico

Strutture dissipative

Dissipative devono avere una grande capacità di deformarsi oltre il limite elastico senza collassare (duttilità)

- È necessario garantire una forte duttilità sia per gli **elementi strutturali dissipativi** (duttilità locale) che per il **complesso della struttura** (duttilità globale)
- Per farlo occorre seguire precisi criteri (cura di dettagli dei singoli elementi e progettazione in capacità o gerarchia delle resistenze)
- Tanto maggiore è la duttilità tanto maggiore può essere la riduzione delle forze di progetto

Ma occorre ricordare che tanto più si riducono le forze di progetto tanto maggiore sarà il danno

Comportamento oltre il limite elastico

duttilità locale

Per avere un buon comportamento oltre il limite elastico occorre tener conto di più aspetti

- Duttilità locale

Gli elementi che raggiungono il limite di resistenza per accelerazioni inferiori a quelle previste per comportamento elastico (elementi dissipativi) devono avere una buona capacità deformativa in campo plastico

- Questo si ottiene, in caso di elementi inflessi, con adeguate quantità di armatura longitudinale e trasversale
- Quando alla flessione si accoppia la compressione, occorre evitare tensioni medie molto elevate, che riducono la duttilità
- Le rotture a taglio sono meno duttili e vanno quindi evitate

Comportamento oltre il limite elastico

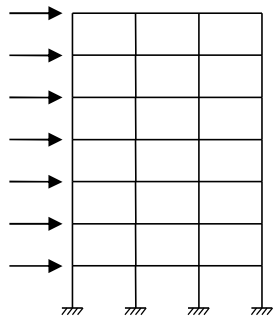
duttilità globale

Per avere un buon comportamento oltre il limite elastico occorre tener conto di più aspetti

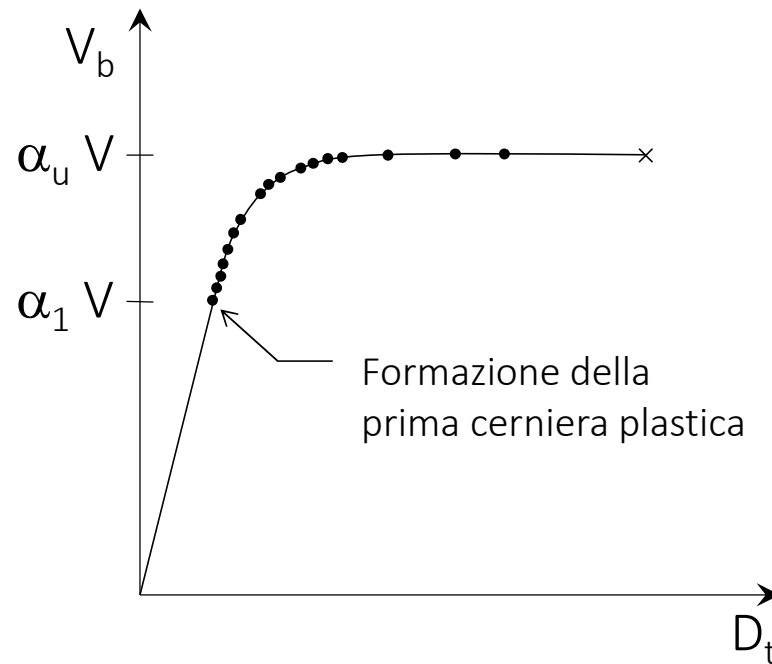
- Duttilità globale
 - Il raggiungimento del limite di resistenza a flessione (semplice o composta) porta ad una forte riduzione di rigidezza nel concio, che può essere schematizzata con una cerniera (**cerniera plastica**)
 - Il numero e la posizione delle cerniere plastiche che si formano condizionano il comportamento globale della struttura
 - Possiamo ragionare su questo comportamento considerando l'effetto dell'applicazione di forze orizzontali statiche via via crescenti

Comportamento oltre il limite elastico duttilità globale

Consideriamo il comportamento sotto forze orizzontali crescenti



V_b taglio al piede
 D_t spostamento in testa

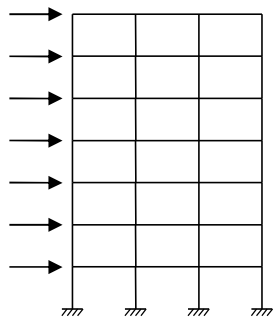


La prima cerniera si forma per un taglio $\alpha_1 V$

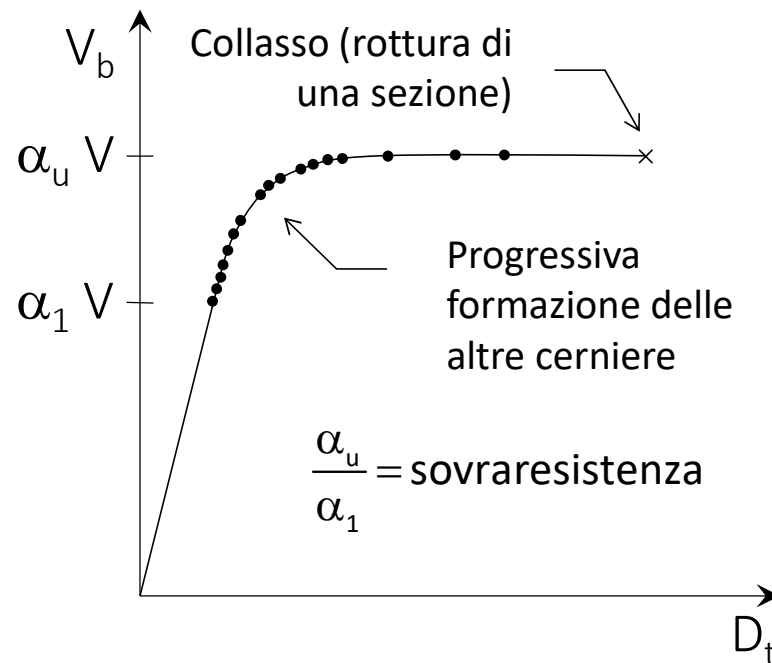
- V è il taglio di progetto
- $\alpha_1 V$ indica una maggior resistenza

Comportamento oltre il limite elastico duttilità globale

Consideriamo il comportamento sotto forze orizzontali crescenti



V_b taglio al piede
 D_t spostamento in testa



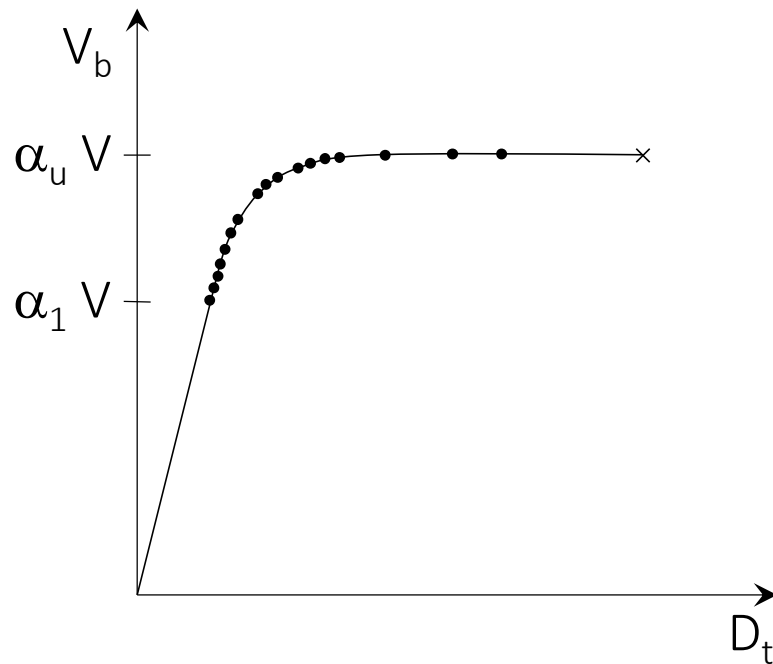
La prima cerniera si forma per un taglio $\alpha_1 V$

- V è il taglio di progetto
- $\alpha_1 V$ indica una maggior resistenza

$\alpha_u V$ è il taglio di collasso

Comportamento oltre il limite elastico duttilità globale

Comportamento **molto duttile**

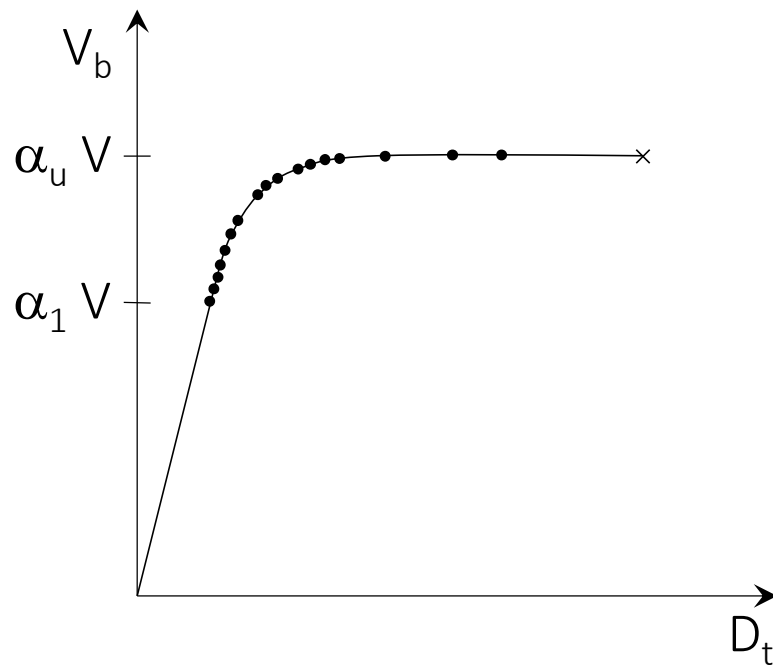


In questo caso:

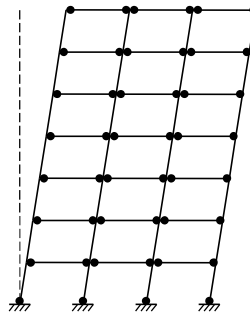
- Formazione di un gran numero di cerniere plastiche che dissipano una notevole quantità dell'energia del sisma
- Forti spostamenti prima del collasso → buona duttilità
- Forte sovraresistenza

Comportamento oltre il limite elastico duttilità globale

Comportamento **molto duttile**



Possibile meccanismo di collasso:

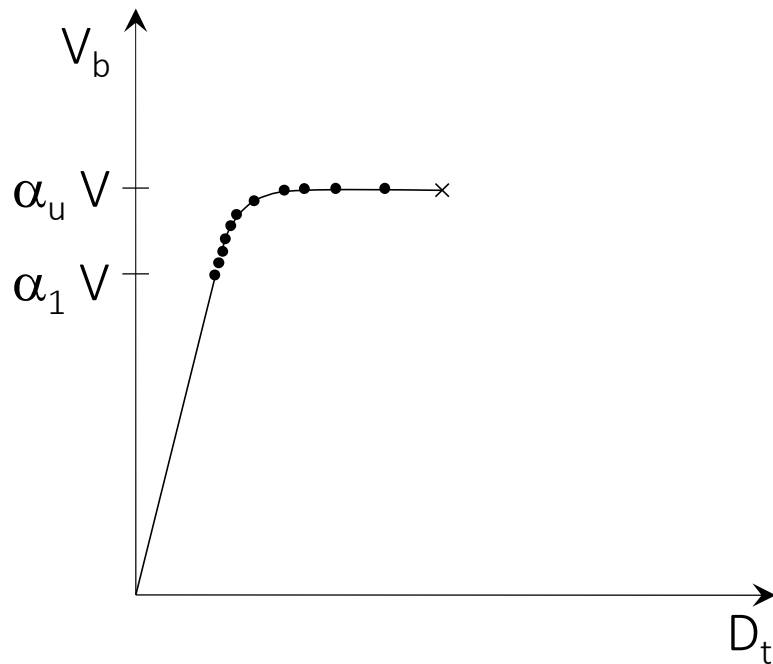


Globale

Cerniere nelle
travi e solo al
piede dei pilastri

Comportamento oltre il limite elastico duttilità globale

Comportamento con **media duttilità**

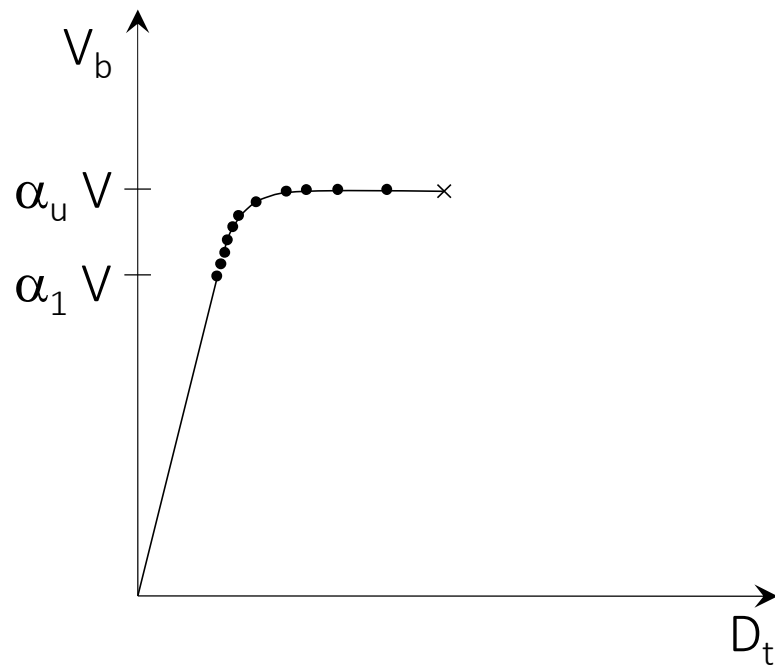


In questo caso:

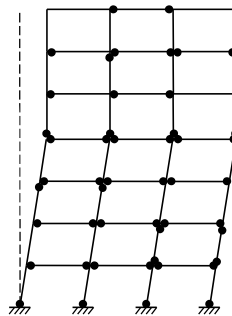
- Formazione di un numero minore di cerniere plastiche
- Spostamenti prima del collasso più piccoli \rightarrow duttilità più bassa
- Minore sovraresistenza

Comportamento oltre il limite elastico duttilità globale

Comportamento con **media duttilità**



Possibile meccanismo di collasso:

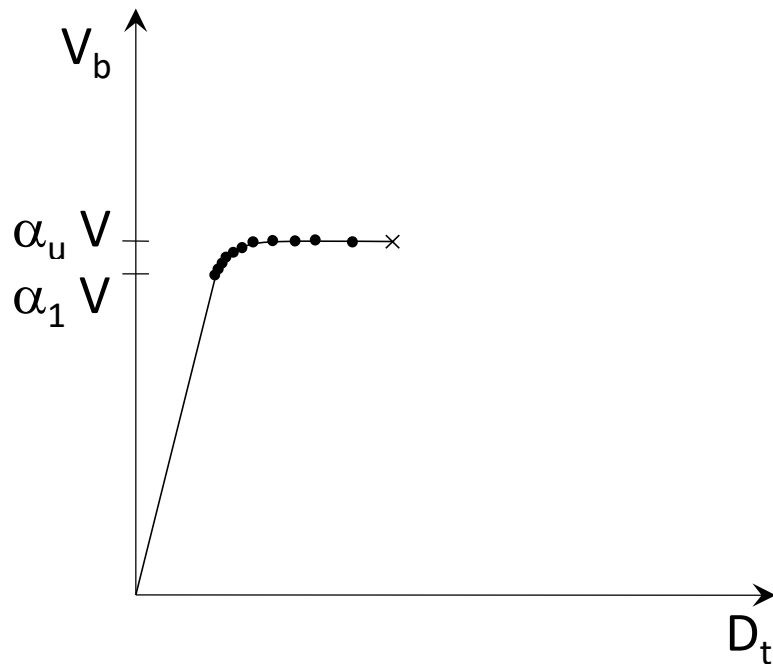


Pluripiano

Cerniere anche
nei pilastri, ma
meccanismo che
coinvolge più piani

Comportamento oltre il limite elastico duttilità globale

Comportamento poco duttile

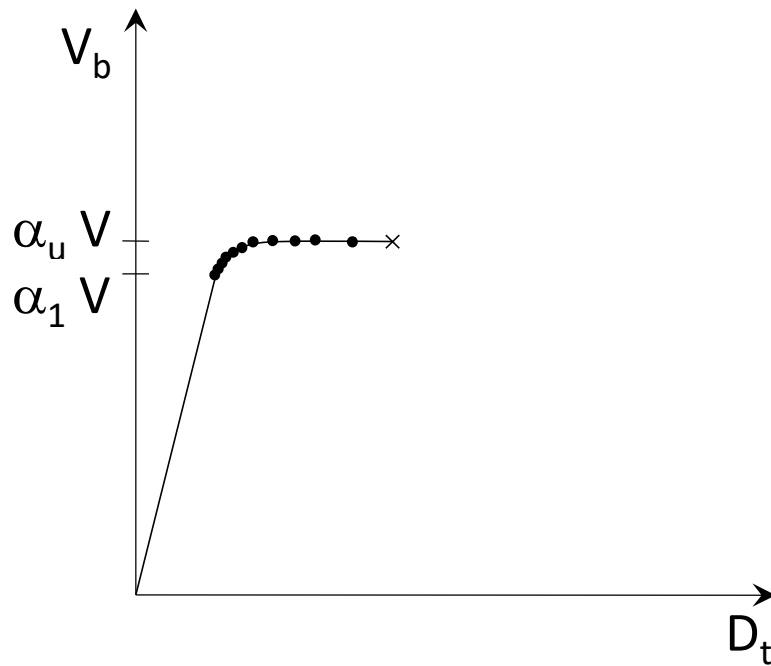


In questo caso:

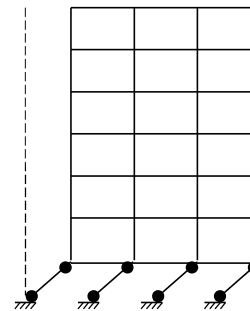
- Formazione di un numero minore di cerniere plastiche
- Spostamenti prima del collasso più piccoli \rightarrow duttilità più bassa
- Minore sovraresistenza

Comportamento oltre il limite elastico duttilità globale

Comportamento **poco duttile**



Possibile meccanismo di collasso:



Di piano

Cerniere in testa e
al piede dei
pilastri di un
ordine

Sconsigliata, in questi casi è necessario che la resistenza sia tale da mantenere la struttura sempre in campo elastico

Comportamento oltre il limite elastico

duttilità globale

In sostanza:

- La duttilità è fortemente condizionata dal meccanismo di collasso
 - Per avere una alta duttilità il meccanismo deve essere globale, con cerniere nelle travi a tutti i piani e solo alla base nei pilastri
 - Meccanismi con formazione di cerniere in un discreto numero di travi ed in pochi pilastri indicano una duttilità media
 - Un meccanismo di piano implica bassa duttilità e deve essere sempre evitato
- Per avere un meccanismo di collasso globale occorre:
 - Aspetto globale: che i pilastri siano più resistenti delle travi
 - Aspetto locale: che in ciascuna asta si abbiano plasticizzazioni a flessione e non rotture a taglio (che sono fragili)

Comportamento oltre il limite elastico

duttilità globale

In sostanza:

- La duttilità è fortemente influenzata da:
 - Per avere una alta duttilità globale, le travi a tutti i piani devono essere a cerniera
 - Meccanismi con pochi pilastri indicano un comportamento fragile
 - Un meccanismo di rottura a flessione è sempre preferito a quello a taglio
- Per avere un meccanismo di rottura a flessione:
 - Aspetto globale: la resistenza a taglio deve essere maggiore della resistenza a flessione
 - Aspetto locale: che la resistenza a taglio dei pilastri sia maggiore della resistenza a flessione delle travi

Progettazione in capacità (Capacity design)

o anche

Criterio di gerarchia delle resistenze



La resistenza di alcuni elementi deve essere maggiore della capacità resistente di altri:

- Resistenza a taglio maggiore del taglio corrispondente alla resistenza a flessione
- Resistenza dei pilastri maggiore della resistenza delle travi

con cerniere nelle

di travi ed in pochi

sempre evitato

a flessione e non

Progettazione antisismica

quanta resistenza quanta duttilità

Bisogna sempre ricordare che duttilità implica danneggiamento

- Sarebbe opportuno puntare più sulla resistenza, ma:
 - La resistenza in genere si accoppia con la rigidezza
 - All'aumentare della rigidezza il periodo T si riduce e l'azione sismica cresce (se T è maggiore di T_c cioè per edifici non bassi)
 - Si rischia di spingere la struttura a periodi che provocano la massima accelerazione possibile ed un costo non accettabile
- Se l'edificio è molto basso (max 2 o 3 impalcati)
 - Provate a dimensionare la struttura come non dissipativa ($q=1.5$) controllando quali sezioni occorrono e quale periodo si ottiene

Progettazione antisismica

quanta resistenza quanta duttilità

Bisogna sempre ricordare che duttilità implica danneggiamento

- Sarebbe opportuno puntare più sulla resistenza, ma:
 - La resistenza in genere si accoppia con la rigidezza
 - All'aumentare della rigidezza il periodo T si riduce e l'azione sismica cresce (se T è maggiore di T_c cioè per edifici non bassi)
 - Si rischia di spingere la struttura a periodi che provocano la massima accelerazione possibile ed un costo non accettabile
- Se l'edificio è più alto
 - In fase di dimensionamento provate fino a che punto si possono ridurre le forze di progetto mantenendo sezioni accettabili ed evitando di arrivare ad accelerazioni massime

Classi di duttilità secondo le NTC

La normativa distingue tra:

- Classe di duttilità A (alta) in inglese H (high)
- Classe di duttilità B (media) in inglese M (medium)

Le prescrizioni di normativa sono diverse per le due classi, ma la differenza si è ridotta passando dalle norme più vecchie alle attuali (OPCM 2003 – NTC 2008 – NTC 2018)

- La scelta della classe di duttilità:
 - Condiziona l'entità delle forze sismiche di progetto (valore di q)
 - Condiziona in maniera abbastanza rilevante i dettagli costruttivi (in particolare, la quantità di staffe da disporre in travi, pilastri, nodi)
 - Condiziona in maniera modesta la gerarchia delle resistenze per taglio (travi, pilastri, nodi)

Classi di duttilità secondo le NTC

La normativa impone di usare classe di duttilità “B” per:

- strutture a pareti estese debolmente armate
- strutture aventi i telai resistenti all'azione sismica realizzati con travi a spessore

Per tutte le altre strutture occorre decidere se:

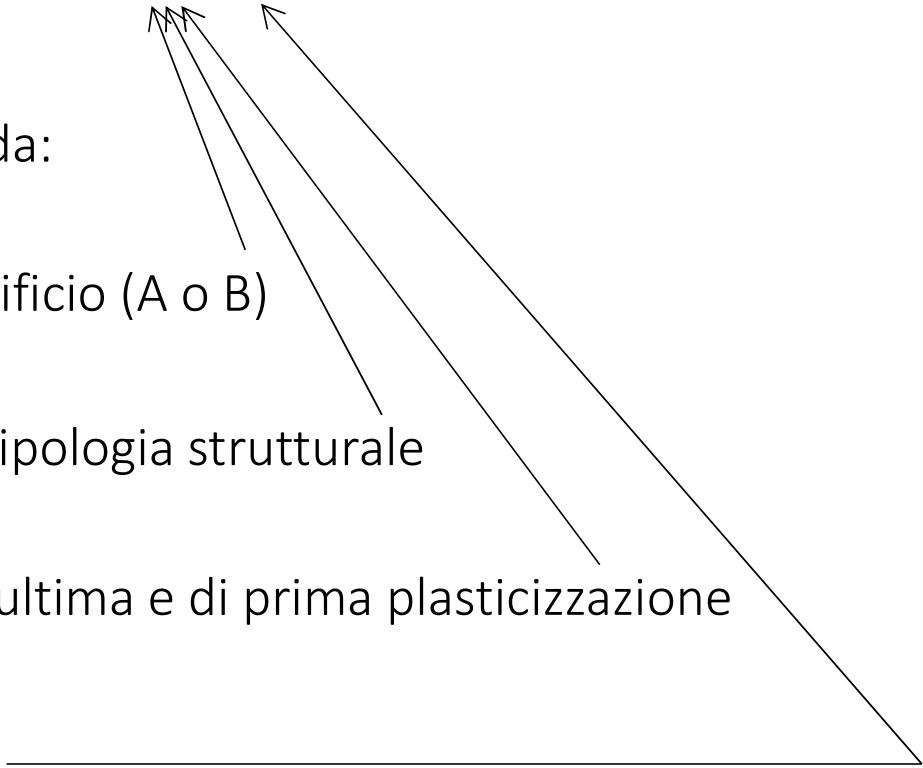
- progettare la struttura per classe di duttilità “A” oppure “B”
- utilizzare il valore di q massimo fornito per quella classe di duttilità oppure un valore più basso

Fattore di comportamento

La normativa fornisce valori massimi del fattore di comportamento q in funzione della classe di duttilità

- Evitare di usare il valore massimo del fattore di comportamento q , a meno che non sia strettamente necessario per motivi economici
- La scelta del valore massimo di q è a volte non possibile per limitare il danno strutturale per SLD

Fattore di comportamento

$$q = q_0 K_R$$


Il valore del fattore di comportamento dipende da:

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

Fattore di comportamento valore base q_0 per strutture in c.a.

q_0

Tipologia	CD "A"	CD "B"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$4.5 \alpha_u / \alpha_1$	$3.0 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	$4.0 \alpha_u / \alpha_1$	3.0
Strutture deformabili torsionalmente	3.0	2.0
Strutture a pendolo inverso	2.0	1.5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano	3.5	2.5

Questi valori sono limiti superiori. È sempre possibile progettare la struttura utilizzando valori inferiori

Fattore di comportamento valore base q_0 per strutture in c.a.

q_0

Tipologia	CD "A"	CD "B"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$4.5 \alpha_u / \alpha_1$	$3.0 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	$4.0 \alpha_u / \alpha_1$	3.0
Strutture deformabili torsionalmente	3.0	2.0
Strutture a pendolo inverso	2.0	1.5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano	3.5	2.5

Strutture a telaio, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a telai spaziali, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale

Fattore di comportamento valore base q_0 per strutture in c.a.

q_0

Tipologia	CD "A"	CD "B"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$4.5 \alpha_u / \alpha_1$	$3.0 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	$4.0 \alpha_u / \alpha_1$	3.0
Strutture deformabili torsionalmente	3.0	2.0
Strutture a pendolo inverso	2.0	1.5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano	3.5	2.5

Strutture a pareti, nelle quali la resistenza alle azioni orizzontali è affidata principalmente a pareti, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale

Le pareti si definiscono **non accoppiate** (singole) o **accoppiate** a seconda della assenza o presenza di opportune "travi di accoppiamento" duttili distribuite in modo regolare lungo l'altezza

Fattore di comportamento valore base q_0 per strutture in c.a.

q_0

Tipologia	CD "A"	CD "B"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$4.5 \alpha_u / \alpha_1$	$3.0 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	$4.0 \alpha_u / \alpha_1$	3.0
Strutture deformabili torsionalmente	3.0	2.0
Strutture a pendolo inverso	2.0	1.5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano	3.5	2.5

Strutture miste telaio-pareti, nelle quali la resistenza alle azioni verticali è affidata prevalentemente a telai, la resistenza alle azioni orizzontali è affidata in parte ai telai e in parte alle pareti, singole o accoppiate

Se più del 50% dell'azione orizzontale è assorbita dai telai si parla di **strutture miste equivalenti a telai**, altrimenti si parla di **strutture miste equivalenti a pareti**

Fattore di comportamento valore base q_0 per strutture in c.a.

q_0

Tipologia	CD "A"	CD "B"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$4.5 \alpha_u / \alpha_1$	$3.0 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	$4.0 \alpha_u / \alpha_1$	3.0
Strutture deformabili torsionalmente	3.0	2.0
Strutture a pendolo inverso	2.0	1.5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano	3.5	2.5

Strutture deformabili torsionalmente, composte da telai e/o pareti, la cui rigidezza torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione $r^2 / I_s^2 \geq 1$, nella quale r^2 = raggio torsionale al quadrato è, per ciascun piano, il rapporto tra la rigidezza torsionale rispetto al centro di rigidezza laterale e la maggiore tra le rigidezze laterali I_s^2 = per ogni piano è il rapporto tra il momento d'inerzia polare della massa del piano rispetto ad un asse verticale passate per il centro di massa del piano e la massa stessa del piano

Le strutture deformabili torsionalmente dovrebbero essere evitate

NTC, punto 7.3.1 e 7.4.3.1

Fattore di comportamento valore base q_0 per strutture in c.a.

q_0

Tipologia	CD "A"	CD "B"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$4.5 \alpha_u / \alpha_1$	$3.0 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	$4.0 \alpha_u / \alpha_1$	3.0
Strutture deformabili torsionalmente	3.0	2.0
Strutture a pendolo inverso	2.0	1.5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano	3.5	2.5

Strutture a pendolo inverso, nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione e nelle quali la dissipazione di energia avviene alla base di un singolo elemento strutturale

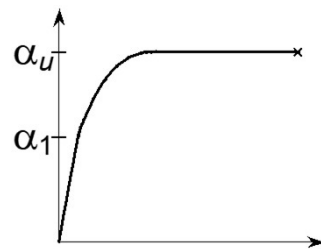
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano, nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione, in cui i pilastri sono incastrati in sommità alle travi in entrambe le direzioni principali dell'edificio

Fattore di comportamento

rapporto tra resistenza ultima e di prima plasticizzazione

Strutture a telaio o miste equivalenti a telaio	α_u / α_1	
Strutture a telaio di un piano	1.1	1.05
Strutture a telaio con più piani ed una sola campata	1.2	1.10
Strutture a telaio con più piani e più campate	1.3	1.15
Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti	α_u / α_1	
Strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale	1.0	1.00
Altre strutture a pareti non accoppiate	1.1	1.05
Strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti	1.2	1.10

In alternativa è possibile valutarlo con una analisi statica non lineare



per strutture
non regolari in
pianta

ma è opportuno
sforzarsi ad evitare
irregolarità

Fattore di comportamento regolarità in altezza

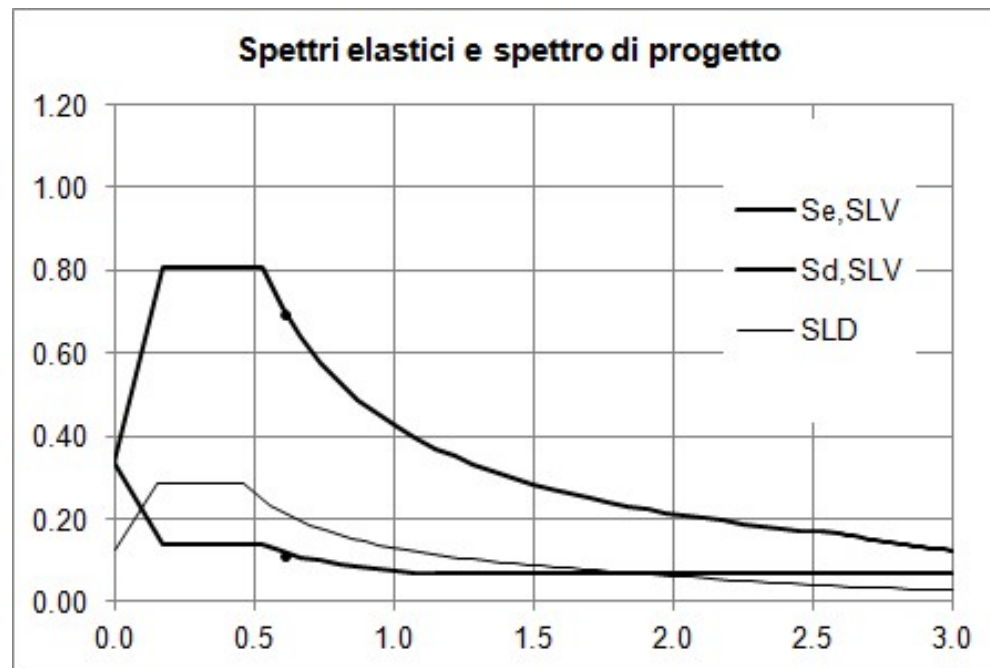
	K_R
Edifici regolari in altezza	1.0
Edifici non regolari in altezza	0.8

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

È opportuno sforzarsi ad evitare irregolarità

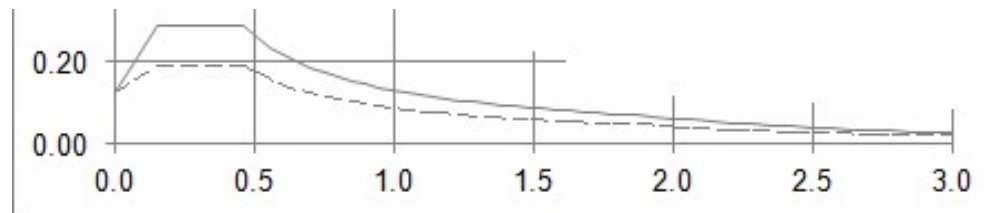
Limitazione del fattore di comportamento per evitare danni strutturali significativi allo SLD

Se si usano fattori di struttura alti, lo spettro di risposta elastico per SLD può avere ordinate maggiori rispetto allo spettro di progetto per SLV



Limitazione del fattore di comportamento per evitare danni strutturali significativi allo SLD

- Un danno strutturale modesto per SLD si può ritenere accettabile (un fattore $q = 1.5$ non lo si nega a nessuno)
- Nelle attuali NTC viene previsto un fattore di comportamento anche per lo stato limite di danno SLD: $q \leq 1.5$
 - Corrisponde a ritenere accettabili anche modesti danni strutturali per un terremoto occasionale ($T_R = 50$ anni)



Limitazione del fattore di comportamento per evitare danni strutturali significativi allo SLD

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

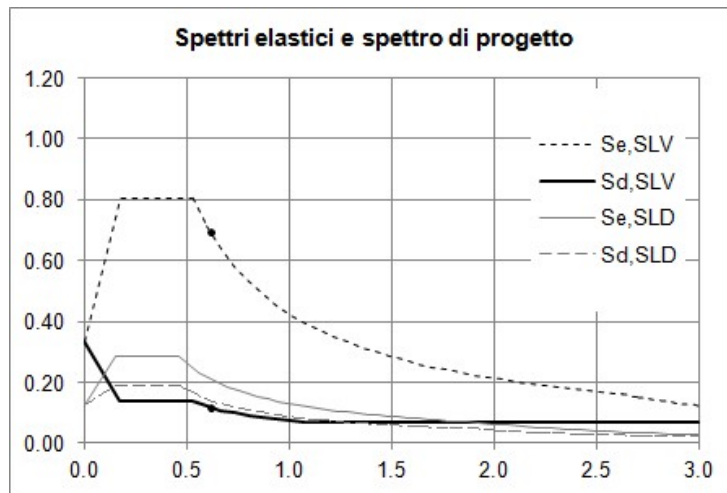
Qualora la domanda di resistenza allo SLV risulti inferiore a quella allo SLD, si può scegliere di progettare la capacità di resistenza sulla base della domanda allo SLD invece che allo SLV.

In tal caso il fattore di comportamento allo SLV deve essere scelto in modo che le ordinate dello spettro di progetto per lo SLV siano non inferiori a quelle dello spettro di progetto per lo SLD

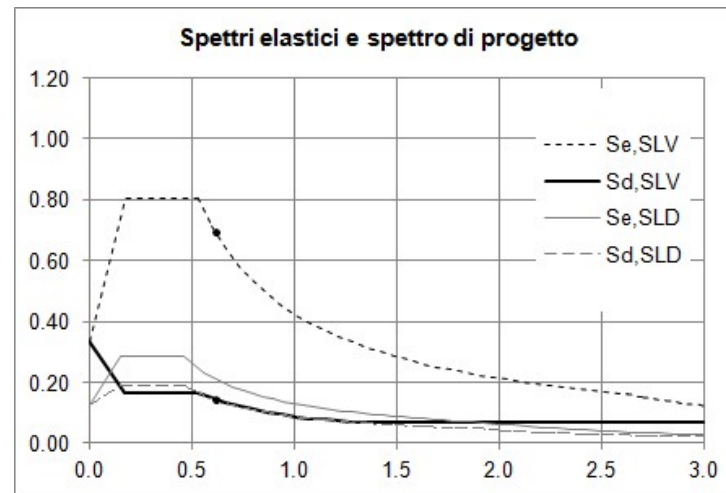
Limitazione del fattore di comportamento per evitare danni strutturali significativi allo SLD

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

Per una struttura con periodo fondamentale 0.6 s



in questo caso con $q = 5.85$ la
condizione non è rispettata



Se invece si usa $q = 4.8$ la condizione
è rispettata (per $T > 0.5$ s)