



**FEDERAZIONE REGIONALE DEGLI ORDINI DEGLI
INGEGNERI DELLA TOSCANA**

**CONVEGNO REGIONALE: “Costruire in zona sismica.
Tra norme tecniche nazionali e legislazione regionale”**

**Dal DM 16/01/1996 alle NTC 2008.
Come cambia il modo di progettare in zona sismica**

Gianni Bartoli

**DICeA - Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale
Università degli Studi di Firenze**

Firenze, 2 luglio 2009

**Dal DM 16/01/1996 alle NTC 2008.
Come cambia il modo di progettare in zona sismica**

- **L'evoluzione normativa**
- **La risposta in campo post-elastico**
- **Performance Based Design**
- **Il controllo della duttilità**
- **Le novità nella normativa sismica nazionale**

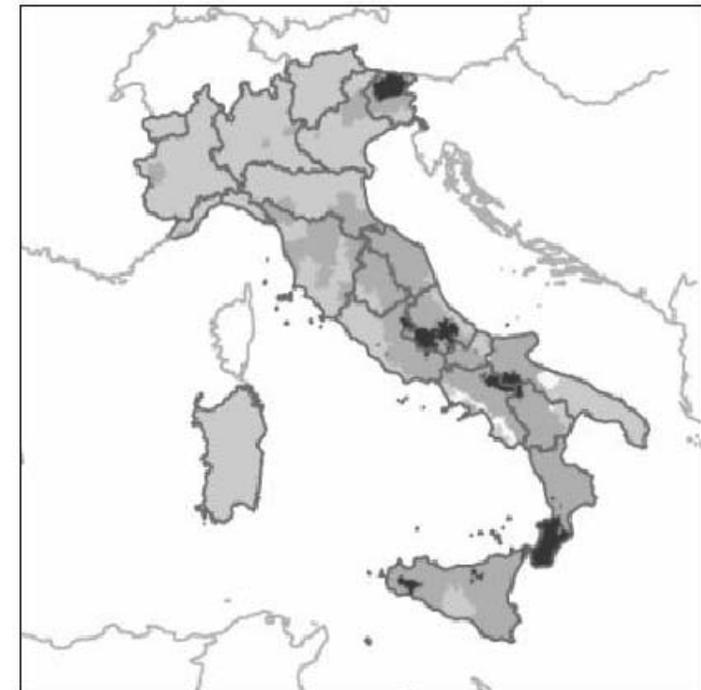
Lo scenario precedente (DM 16 gennaio 1996)

Le strutture (in particolare gli edifici) vengono verificate introducendo un'azione orizzontale offerta dalla relazione (Tensioni Ammissibili):

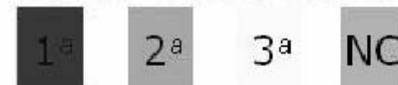
$$F_{h,tot} = [C \cdot R(T) \cdot I] \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot W$$

in cui:

- C coefficiente di intensità sismica
 [S grado di sismicità (S=6, 9 o 12)]
- I coefficiente di protezione sismica (I=1.0 - 1.4)
- R(T) coefficiente di risposta ($R \leq 1$) in funzione del periodo proprio della struttura
- β coefficiente di struttura (ad esempio, $\beta=1.2$ per edifici a telai ed elementi irrigidenti sui quali si distribuiscano prevalentemente le azioni orizzontali)
- ε coefficiente di fondazione ($\varepsilon=1.3$ per stratigrafie caratterizzate da depositi alluvionali soprastanti terreni coesivi o litoidi di superiori caratteristiche meccaniche)
- W "peso" da considerare per la valutazione delle azioni sismiche ($W = G + s \cdot Q$)



Vecchia classificazione



Lo scenario precedente (DM 16 gennaio 1996)

$$F_{h,tot} = [C \cdot R(T) \cdot I] \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot W$$

L'azione orizzontale viene sommata a *"...tutte le altre azioni esterne, senza alcuna riduzione dei sovraccarichi, ma con l'esclusione dell'azione del vento"* (Art. 10 L. 64/74).

Utilizzando il metodo delle Tensioni Ammissibili si ha quindi:

$$\alpha_p \pm \alpha$$

con:

α sollecitazioni dovuta al sisma convenzionale

α_p sollecitazioni derivanti dagli altri carichi agenti

Nell'ottica del metodo degli Stati Limite:

$$\alpha'_p \pm \gamma_E \cdot \alpha$$

con:

γ_E coefficiente di combinazione pari a 1.5

α'_p sollecitazioni derivanti dalla combinazione:

$$\alpha'_p = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_q \cdot \left[Q_{jk} + \sum_{i=2}^n (\psi_{oi} \cdot Q_{ik}) \right]$$

Lo scenario precedente (DM 16 gennaio 1996)

$$F_{h,tot} = [C \cdot R(T) \cdot I] \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot W$$

Gli spostamenti derivanti dall'evento sismico vengono valutati con:

per parti non strutturali e impianti:

$$\eta_t = \frac{\eta_p \pm \lambda \cdot \eta_d}{x}$$

per la sicurezza delle parti strutturali
(in terremoti di forte intensità):

$$\bar{\eta}_t = \frac{\eta_p \pm 9 \cdot \eta_d}{x}$$

con

λ dipendente da I ($\lambda = 2, 3, 4$ per $I=1.0, 1.2, 1.4$)

x dipendente dalla verifica ($x = 1.0$ per T.A., $x = 1.5$ per S.L.)

η_p spostamenti derivanti dalla combinazione relativa ai carichi verticali

η_d spostamenti derivanti dall'azione sismica convenzionale

Lo scenario precedente (DM 16 gennaio 1996)

Ad esempio, per $S=9$, anche considerando un edificio la cui resistenza al sisma “è di importanza primaria per le necessità della protezione civile” ($I=1.4$), si ha ($R=1$, $\varepsilon=1.0$, $\beta=1.0$):

$$F_{h,tot} = [C \cdot R \cdot I] \cdot \beta \cdot \varepsilon \cdot W = \left[\frac{9-2}{100} \cdot 1 \cdot 1.4 \right] \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot W \approx 0.10 \cdot W$$

quindi, di fatto, le strutture sono attualmente verificate per resistere (in campo elastico o allo S.L. Ultimo) ad un'azione orizzontale pari al 10 ÷ 15% della forza peso (a seconda che la verifica sia con il metodo T.A. o S.L.), ossia ad **un'accelerazione orizzontale sismica pari a 0.10 ÷ 0.15 g.**

Di contro, il controllo degli spostamenti viene effettuato amplificando gli spostamenti ottenuti di circa 4 volte, **cioè di fatto valutando gli spostamenti provocati da accelerazioni pari a circa 0.40 g.**

Per terremoti di forte intensità, gli spostamenti attesi vengono amplificati di un fattore pari a 9, quindi **valutando gli spostamenti provocati da accelerazioni fino a circa 0.90 g.**

Lo scenario precedente (DM 16 gennaio 1996)

Appare quindi evidente (per quanto implicito) che:

- in qualche misura, **il calcolo ha caratteristiche di non linearità**, in quanto non c'è proporzionalità diretta tra forze e spostamenti
- la Norma introduce **due livelli sismici diversi**, come il diverso calcolo degli spostamenti lascia intuire (terremoti di "media" intensità e terremoti di "forte" intensità)
- nonostante questo, **il livello dell'azione sismica** con il quale viene verificata la struttura non è diverso per terremoti di media o forte intensità

Qual'è la giustificazione per cui la struttura può essere verificata per forze orizzontali derivanti da un'accelerazione pari a circa 0.1g ma poi si valutano gli spostamenti come se la struttura fosse stata sottoposta ad accelerazioni molto maggiori (0.4g o 0.9g)?

Sviluppo delle Normative sismiche

Negli ultimi 40-50 anni si è osservato un notevole sviluppo nella disciplina dell'Ingegneria Sismica, principalmente a causa di:

- Installazione di una notevole rete di accelerografi (a scala mondiale)
- Migliorate potenzialità di calcolo
- Esecuzione di prove sperimentali, al laboratorio e al vero
- Migliorata conoscenza dei materiali e dei terreni
- Messa a punto ed utilizzo di tecniche di monitoraggio e prove sperimentali *in situ*
- Sviluppo di terremoti simulati per la messa a punto di modelli

Sviluppo delle Normative sismiche

Con lo sviluppo delle conoscenze dell'Ingegneria Sismica ci si è resi conto che il problema della progettazione anti-sismica è collegato all'energia e quindi che

affinché una struttura non pervenga al collasso durante l'evento sismico occorre che possa assorbire e dissipare l'energia trasmessa nel corso dell'eccitazione dinamica provocata dal sisma

e la moderna progettazione sismica mira quindi al controllo del bilancio energetico tra energia immessa ed energia assorbita o dissipata, seguendo tre possibili "strategie":

- Progettazione di strutture in grado di dissipare energia in campo post-elastico
- Isolamento sismico
- Utilizzo di dispositivi speciali per la dissipazione di energia

Sviluppo delle Normative sismiche

Nonostante l'evoluzione delle conoscenze, si assiste tuttavia ancora ad elevate perdite (anche in termini di vite umane) causate dai terremoti e questo a causa:

- della crescente urbanizzazione della città, con costruzione non controllata e/o illegale di nuovi edifici
- dell'enorme numero di edifici esistenti caratterizzati da strutture vecchie ed inadeguate
- del fatto che, comunque, ogni nuovo terremoto aggiunge un "tassello" al bagaglio di conoscenze acquisite e fornisce nuove "lezioni" ed indicazioni

In Italia, comunque, la normativa sismica è rimasta sostanzialmente inalterata per circa 30 anni (dall'entrata in vigore della L. 2 febbraio 1974, n. 64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche")

Terremoto del Molise - 31 ottobre 2002



Evoluzione delle normative: la storia recente...

- **20 marzo 2003: Emanazione dell'Ordinanza PCM 3274 (con periodo transitorio di 18 mesi)**
- **10 ottobre 2003: Emanazione dell'Ordinanza PCM 3316 (correzioni sul testo dell'OPCM 3274)**
- **5 novembre 2004: Prima proroga (Ord. PCM 3379) – 6 mesi**
- **3 maggio 2005: Seconda proroga (Ord. PCM 3431) – 3 mesi – aggiornamento dell'OPCM 3274**
- **1 agosto 2005: Terza proroga (Ord. PCM 3452) – 2 mesi**
- **23 settembre 2005: Pubblicazione del D.M. 14 settembre 2005 “Norme tecniche per le costruzioni” (NTC 2005) (G.U. del 23.09.2005 n. 222, s.o. n.159)**
- **20 ottobre 2005: Emanazione dell'ordinanza PCM 3467 del 13 settembre 2005 (proroga fino al 23 ottobre)**
- **14 febbraio 2006: Proroga del termine di entrata in vigore delle NTC 2005 al 31.12.2007**

Evoluzione delle normative: la storia recente...

- **gennaio 2008: Mancanza di ulteriori proroghe e assente pubblicazione delle Nuove norme tecniche. Entrata in vigore delle NTC 2005**
- **4 febbraio 2008: Pubblicazione del D.M. 14 gennaio 2008 “Nuove norme tecniche per le costruzioni” (NTC 2008) che sostituiscono le NTC 2005 (G.U. del 4.02.2008 n. 29, s.o. n.30)**
- **28 febbraio 2008: Proroga al 30 giugno 2009 dell’entrata in vigore delle NTC 2008**
- **25 febbraio 2009: Ulteriore proroga al 30 giugno 2010**
- **26 febbraio 2009: Pubblicazione della Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti “Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14.1.2008” (G.U. del 26.02.2009 n. 47, s.o. n. 27)**
- **23 giugno 2009: Conversione del D.L. Abruzzo 39/2009, dove si riporta al 30 giugno 2009 il termine del periodo transitorio e l’entrata in vigore delle NTC 2008**

Terremoto de L'Aquila – 6 aprile 2009



Dal DM 16/01/1996 alle NTC 2008.
Come cambia il modo di progettare in zona sismica

- **L'evoluzione normativa**
- **La risposta in campo post-elastico**
- **Performance Based Design**
- **Il controllo della duttilità**
- **Le novità nella normativa sismica nazionale**

Risposta in campo post-elastico

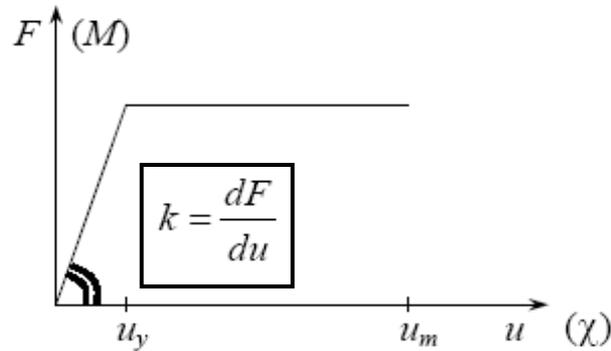
Dopo l'introduzione dello spettro di risposta elastico (Housner nel 1949), si notò che la massima accelerazione della struttura poteva essere da 2 a 6 volte maggiore dell'accelerazione del terreno. Ad esempio per $a_{g,max} = 0.17 \text{ g}$ si poteva arrivare ad un coefficiente sismico C compreso tra 0.35 e 1.00.

Le strutture dell'epoca erano comunque progettate per resistere ad accelerazioni intorno a 0.10 g, ed i terremoti non avevano provocato effetti sempre distruttivi.

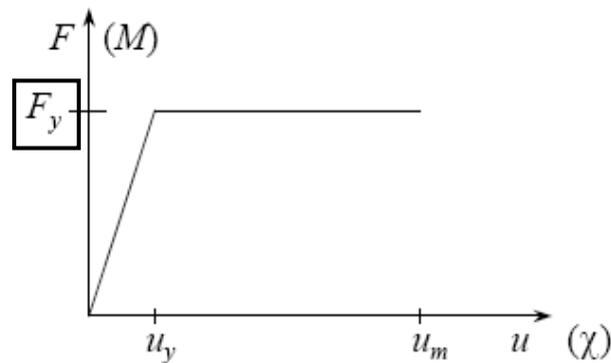
La differenza, non imputabile ai soli coefficienti di sicurezza, va ricercata **nella capacità della struttura di dissipare energia in campo post-elastico, grazie a fenomeni di tipo isteretico.**

Risposta in campo post-elastico

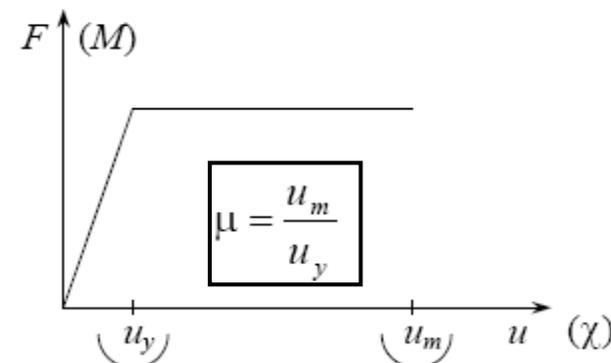
Introducendo la risposta di un sistema in campo elasto-plastico, i parametri in gioco divengono sostanzialmente 3:



Rigidezza: inclinazione del primo tratto del diagramma

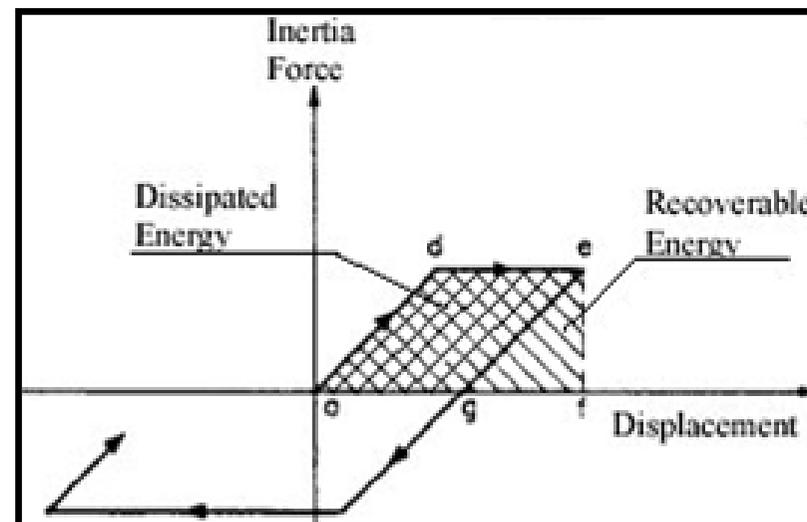
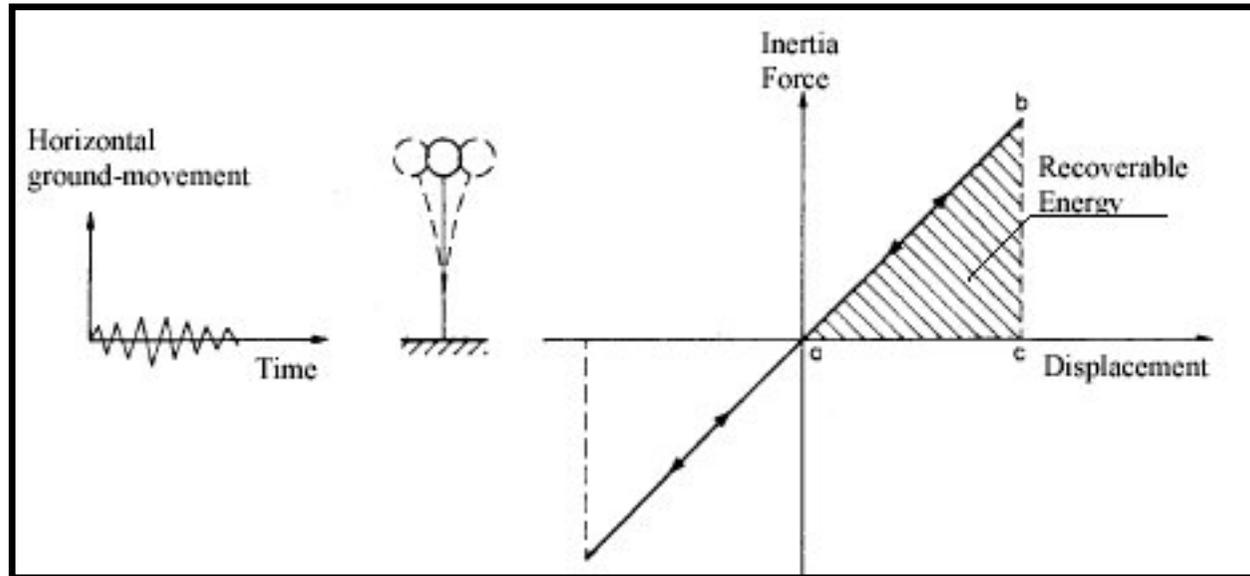


Resistenza: valore della soglia di plasticizzazione



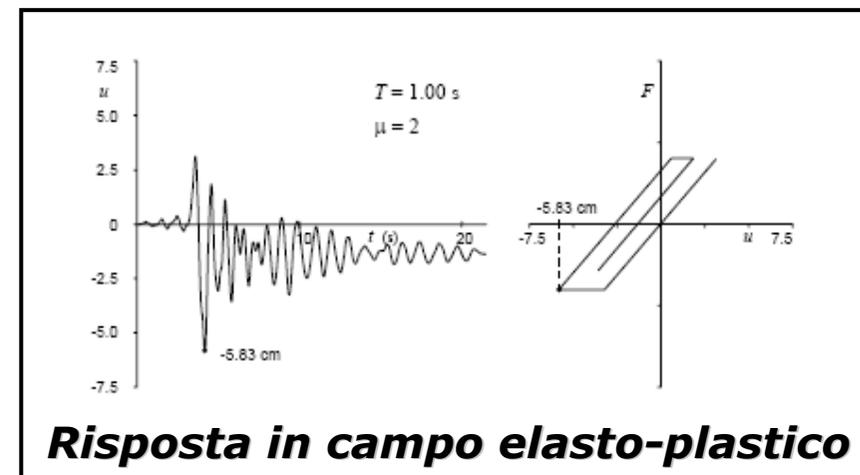
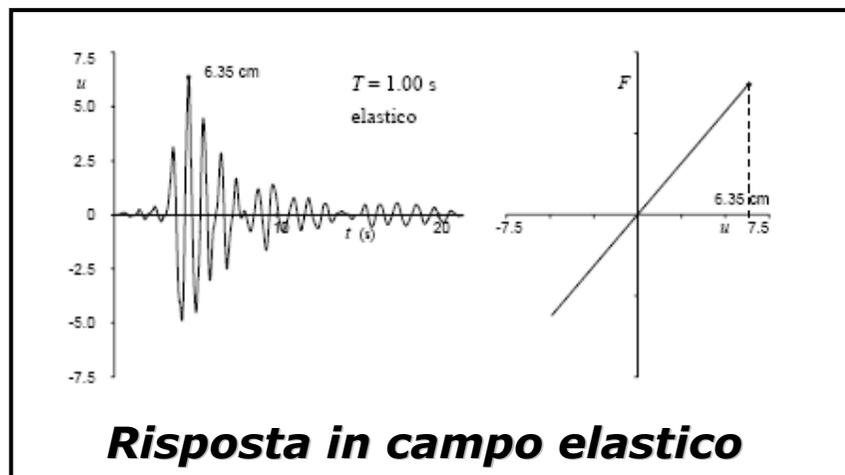
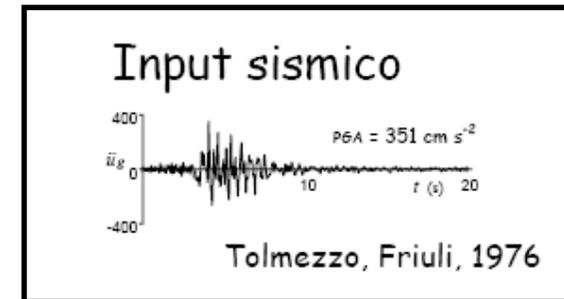
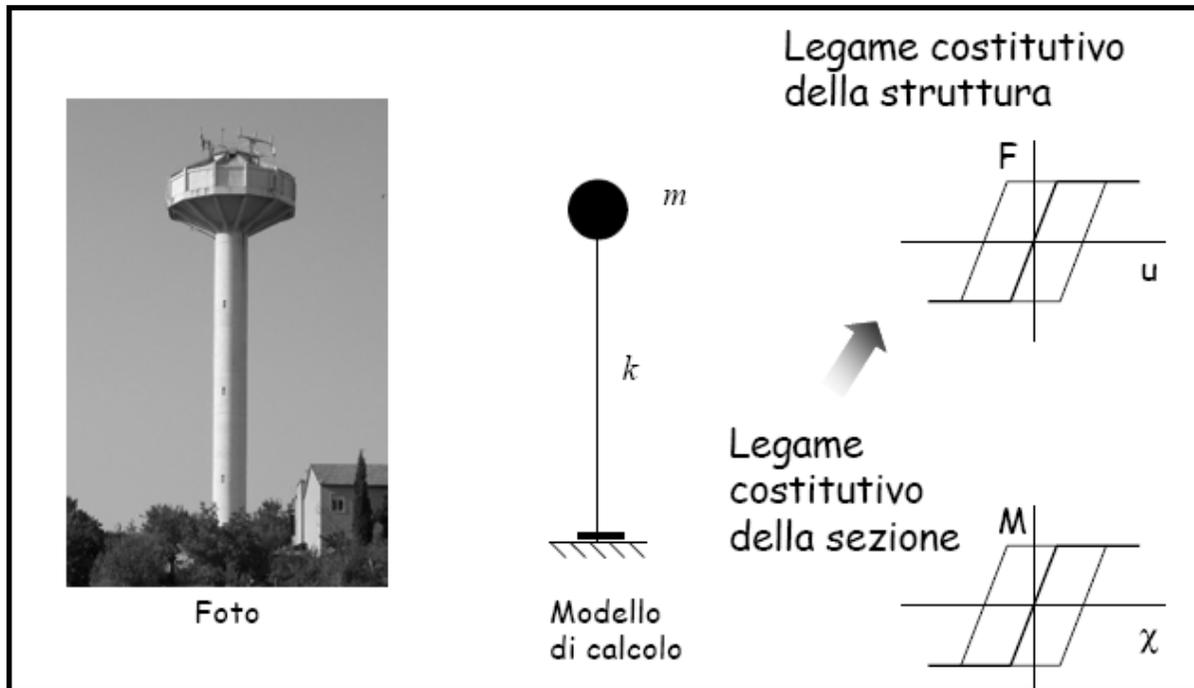
Duttilità: capacità di deformarsi plasticamente

Risposta in campo post-elastico

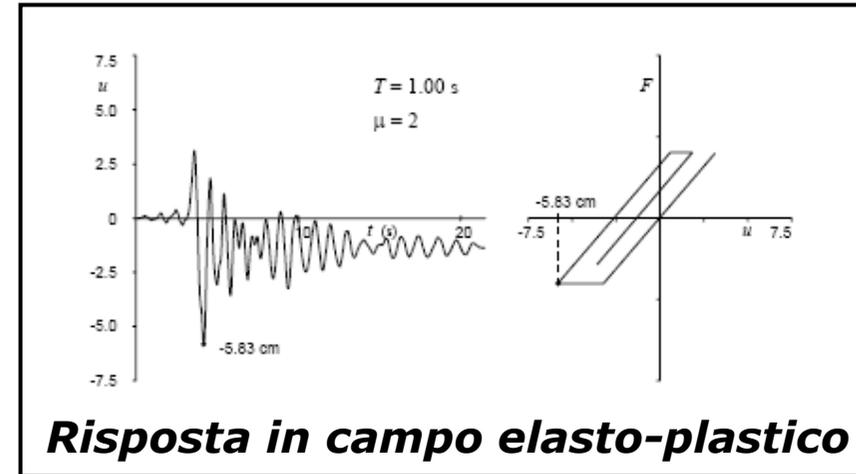
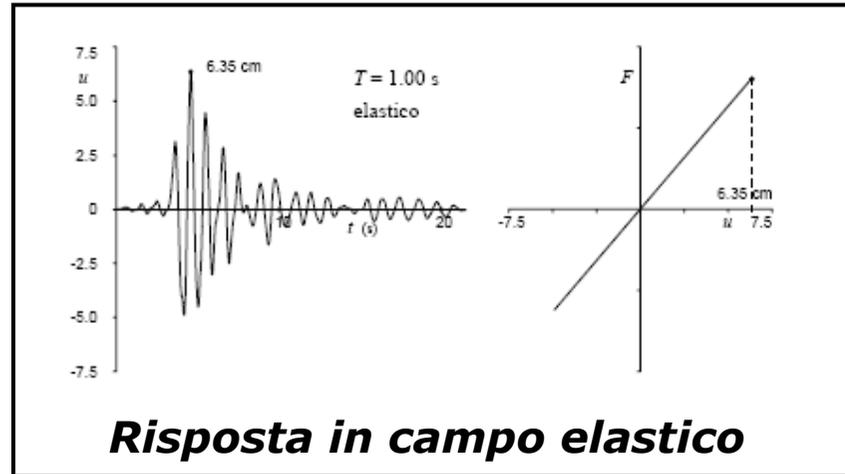


Un carico ciclico in un oscillatore non lineare produce **ISTERESI**, ossia un meccanismo capace di dissipare energia

Risposta in campo post-elastico



Risposta in campo post-elastico



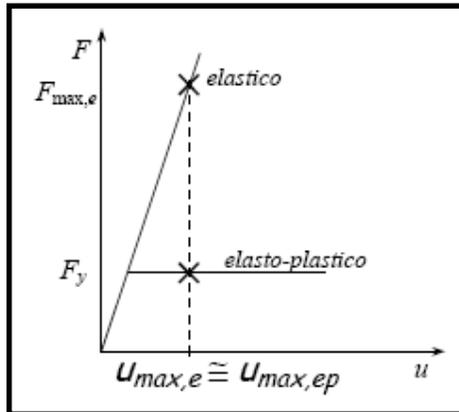
I risultati delle analisi numeriche mostrano:

- *valori degli spostamenti massimi sotto sisma praticamente coincidenti*
- *valore della forza massima assorbita dai due sistemi notevolmente diversa, tanto più bassa quanto maggiore è l'escursione in campo plastico e la duttilità disponibile*

La forza di progetto $[F_d]$ per i due sistemi può essere ricavata dividendo la forza necessaria per rimanere in campo elastico $[F_e]$ per un **fattore di struttura** $[q]$, pari a $q=1$ per sistemi che rimangono in campo elastico e pari a $q \approx \mu$ per sistemi che rispondono in campo elasto-plastico

Risposta in campo post-elastico

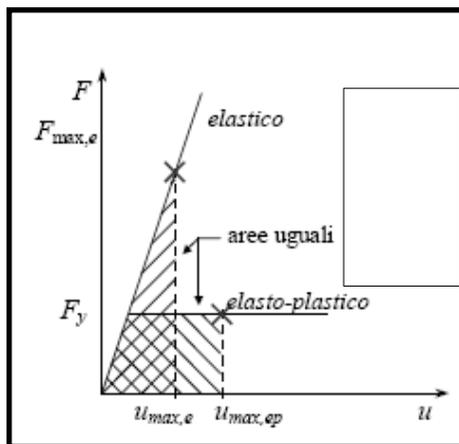
In realtà:



Per strutture con periodi medio-alti, il **fattore di struttura** q coincide con la duttilità μ (adottando il criterio di uguale spostamento):

$$\frac{F_{\max,e}}{F_y} = \frac{u_{\max}}{u_y} = \mu$$

Per strutture con periodi bassi, il **fattore di struttura** q si ricava più correttamente dall'uguaglianza dell'energia (area sottesa dalle due curve):



$$E_e = \frac{1}{2} \cdot F_{\max,e} \cdot u_{\max,e} = \frac{1}{2} \cdot F_{\max,e} \cdot \frac{F_{\max,e}}{k} = \frac{1}{2} \cdot \frac{(F_{\max,e})^2}{k}$$

$$E_{ep} = \frac{1}{2} \cdot F_y \cdot u_y + F_y \cdot (u_m - u_y) = \frac{1}{2} \cdot F_y \cdot u_y + F_y \cdot u_y \cdot (\mu - 1) =$$

$$= \frac{1}{2} \cdot F_y \cdot u_y \cdot (2\mu - 1) = \frac{1}{2} \cdot \frac{(F_y)^2}{k} \cdot (2\mu - 1)$$

$$E_e = E_{ep} \Rightarrow F_{\max,e} = F_y \cdot \sqrt{2\mu - 1}$$

Risposta in campo post-elastico

Risposta a carichi dinamici (sismici)

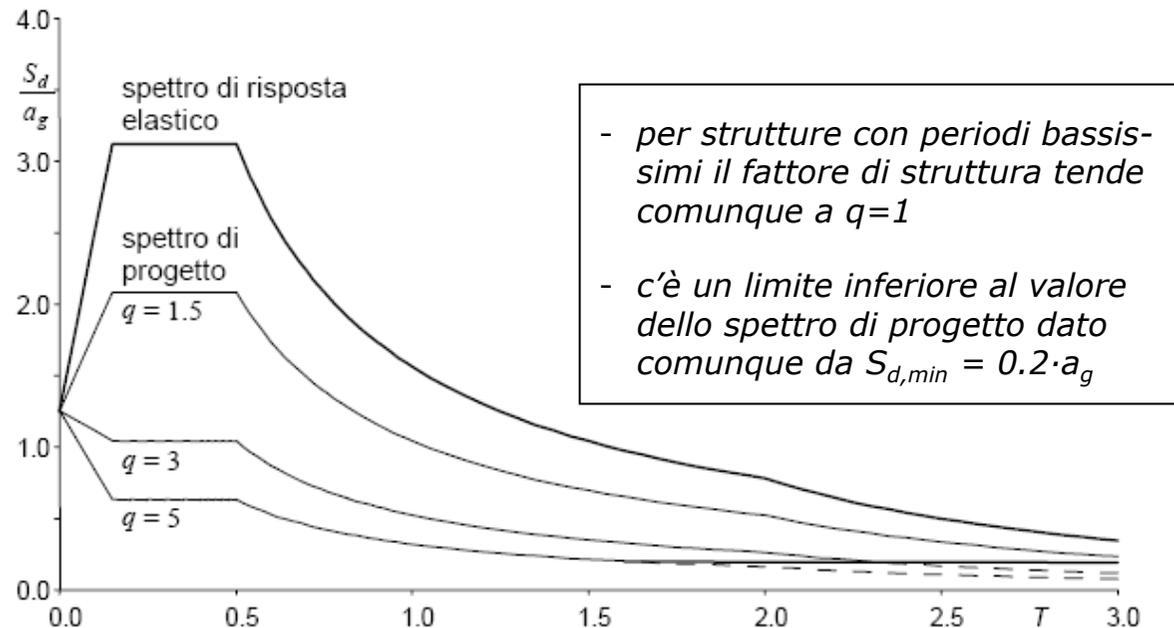
- rigidezza → risposta "elastica"
- duttilità → deformazioni plastiche

Una struttura può quindi essere progettata per:

- Resistere alle azioni orizzontali per mezzo della sola rigidezza, rimanendo in campo elastico (tutta l'energia immessa durante l'evento sismico viene trasformata in energia elastica):
necessità di resistere ad azioni di elevata intensità.
- Resistere alle azioni dinamiche dissipando energia, quindi consentendo grandi spostamenti in fase plastica (dissipando una certa quantità di energia per isteresi, quindi secondo la propria duttilità):
azioni equivalenti di minore intensità.

Risposta in campo post-elastico

Quindi si definisce uno **spettro di risposta di progetto** [S_d] che si ottiene a partire dallo **spettro di risposta elastico** [S_e] dividendo le ordinate per il fattore di struttura q :



Osservazione: le forze di progetto sono state ottenute riducendo le forze elastiche attraverso il fattore di struttura q ; i valori degli spostamenti effettivi sotto sisma si ottengono dai valori ottenuti dall'applicazione delle forze di progetto moltiplicandoli per q

Richiesta strutturale

Ad una struttura si può quindi chiedere:

- per terremoti di bassa-media intensità: di rispondere in maniera elastica, facendo in modo che il livello delle forze derivanti dall'azione sismica si conservi al di sotto della sua resistenza
- per terremoti di forte intensità: di rispondere in campo non più elastico, valutando l'effettiva duttilità disponibile e riducendo la forza che deriverebbe da uno spettro elastico di una quantità legata alla duttilità (il fattore di struttura)

Questo risponde alla domanda precedente: implicitamente il DM 96 introduce un certo “fattore di struttura”, per cui a parità di forza massima agente nella struttura la risposta per terremoti di forte intensità è caratterizzata da valori di spostamento estremamente più alti di quelli che deriverebbero dall'analisi sotto le forze di progetto.

*Ma qual'è il fattore di struttura introdotto?
Come viene controllata la duttilità del sistema?*

Richiesta strutturale

Nelle normative di “nuova” generazione si esplicita il passaggio precedente, introducendo di fatto due nuovi concetti:

- il concetto di progettazione nell’ottica del **PBD [Performance Based Design]**, ossia del conseguimento di specifici obiettivi prestazionali, diversi per diverse azioni sismiche
- la necessità di un **controllo “esplicito” della duttilità disponibile**, controllando l’effettivo comportamento strutturale e definendo correttamente il fattore di struttura q

Dal DM 16/01/1996 alle NTC 2008.
Come cambia il modo di progettare in zona sismica

- **L'evoluzione normativa**
- **La risposta in campo post-elastico**
- **Performance Based Design**
- **Il controllo della duttilità**
- **Le novità nella normativa sismica nazionale**

Criteri generali di progettazione

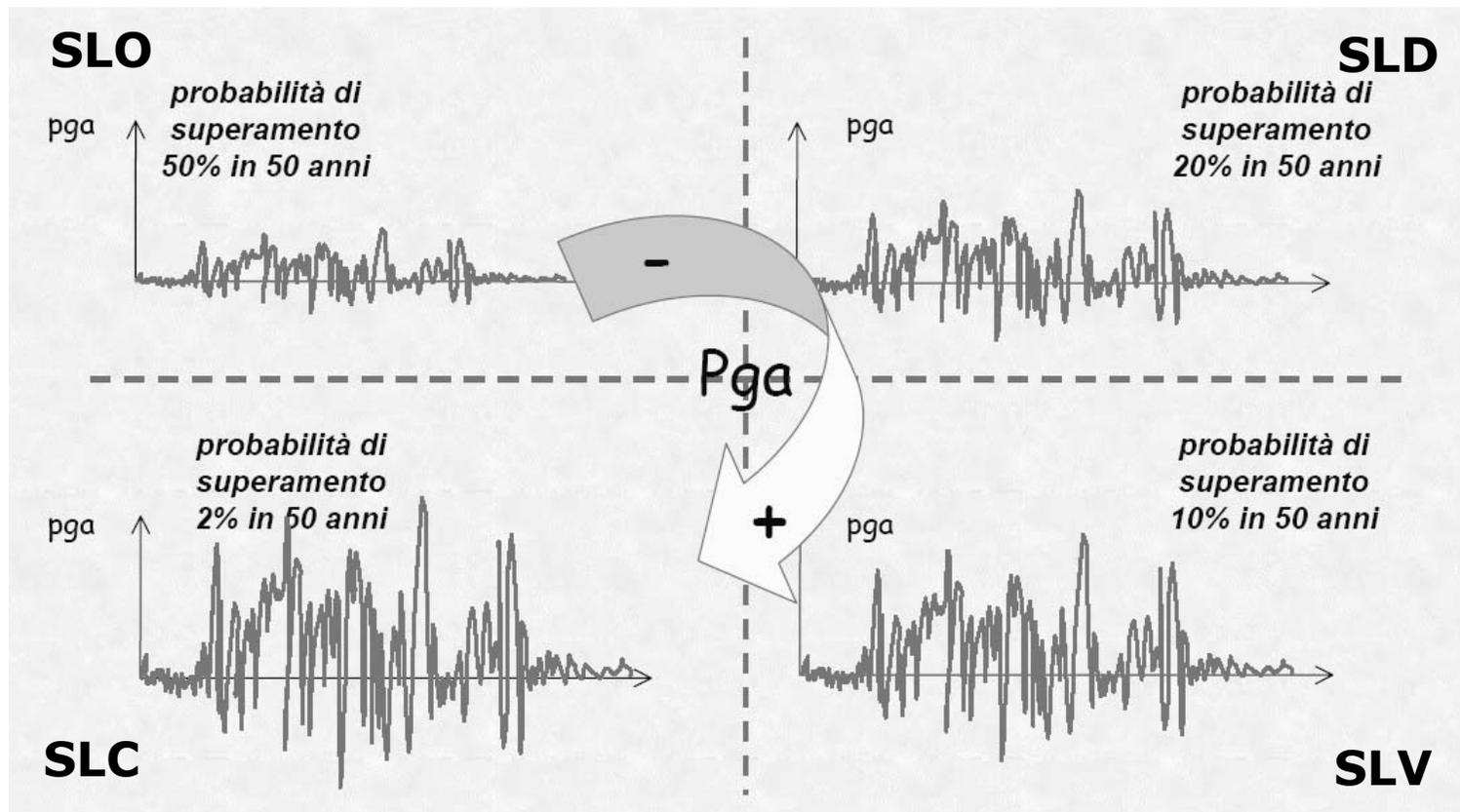
Dal momento che la progettazione degli edifici in zona sismica deve garantire il raggiungimento di livelli di prestazione diversi (*Earthquake Performace Levels*) in occorrenza di eventi sismici con intensità diversa (*Earthquake Design Levels*), si parla di

PERFORMANCE BASED DESIGN
(conseguimento di specifici **OBIETTIVI PRESTAZIONALI**)



Criteri generali di progettazione

PERFORMANCE BASED DESIGN (conseguimento di specifici **OBIETTIVI PRESTAZIONALI**)



Si introducono più livelli di azione sismica, caratterizzati da un'accelerazione massima al suolo (**PGA, Peak Ground Acceleration**) diversa, legata a diverse probabilità di superamento nell'arco dello stesso periodo di tempo

Criteri generali di progettazione

[3.2.1] Stati limite e relative probabilità di superamento

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

*- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;*

*- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.*

...

Criteri generali di progettazione

[3.2.1] Stati limite e relative probabilità di superamento

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Criteri generali di progettazione

[3.2.1] Stati limite e relative probabilità di superamento

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella Tab. 3.2.I.

Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} al variare dello stato limite considerato

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

[7.1] Requisiti nei confronti degli stati limite

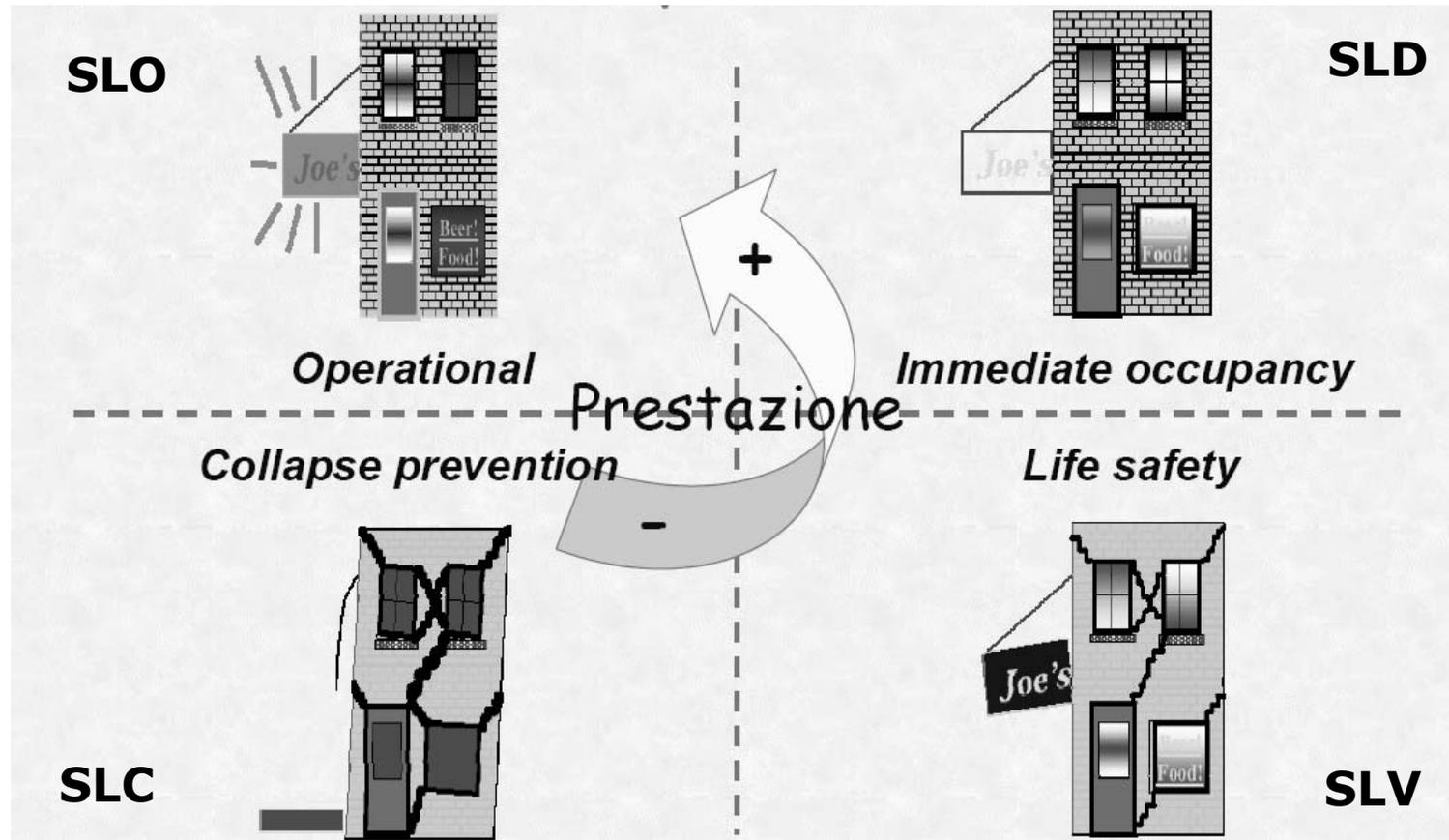
... In mancanza di espresse indicazioni in merito, il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito:

- 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**.

Criteri generali di progettazione

PERFORMANCE BASED DESIGN

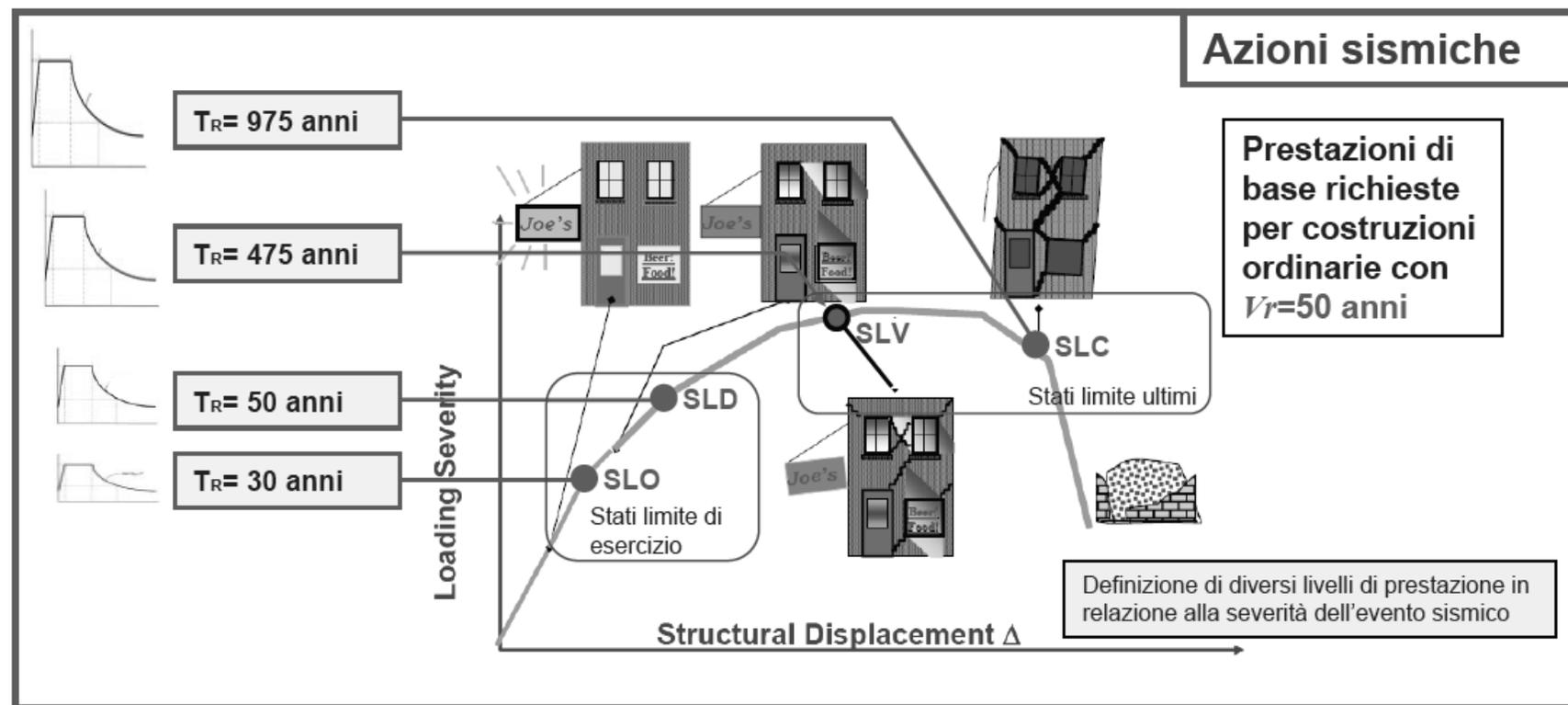
(conseguimento di specifici **OBIETTIVI PRESTAZIONALI**)



La prestazione richiesta è diversificata in funzione della severità dell'azione sismica

Criteri generali di progettazione

PERFORMANCE BASED DESIGN (conseguimento di specifici **OBIETTIVI PRESTAZIONALI**)



La prestazione richiesta è diversificata in funzione della severità dell'azione sismica

Criteri generali di progettazione

Dalla Circolare:

"La progettazione nei confronti delle azioni sismiche ammette, generalmente, un danneggiamento esteso ma controllato delle costruzioni per i livelli di azione relativi agli SLV ed SLC ed un possibile danneggiamento, di entità comunque limitata, per lo SLD.

Mentre nei primi due casi la risposta sismica della struttura è affidata, oltre che alle sue caratteristiche in termini di resistenza, alla sua capacità di sviluppare deformazioni cicliche in campo plastico, in quest'ultimo caso (SLD), essa è affidata essenzialmente alle sue caratteristiche di rigidezza e resistenza.

*In ragione di ciò, **le strutture si considerano avere comportamento dissipativo nei riguardi degli stati limite ultimi e sostanzialmente non dissipativo nei riguardi degli stati limite di esercizio.**"*

Dal DM 16/01/1996 alle NTC 2008.
Come cambia il modo di progettare in zona sismica

- **L'evoluzione normativa**
- **La risposta in campo post-elastico**
- **Performance Based Design**
- **Il controllo della duttilità**
- **Le novità nella normativa sismica nazionale**

Filosofia progettuale

STATI LIMITE ULTIMI (SLC e SLV)

per terremoti con periodo di ritorno elevato ($T_R = 475$ anni o più) il comportamento della struttura è inelastico e quindi le verifiche vanno condotte con riferimento agli **Stati Limite Ultimi** (per flessione, pressoflessione o taglio) degli elementi

occorre sviluppare metodi che consentano di tenere in conto la dissipazione di energia in campo plastico, adottando un opportuno "**fattore di struttura**" che, riducendo i valori dello spettro elastico, definisce lo "spettro di progetto"

è necessario definire una serie di prescrizioni (sui materiali, sulla geometria delle sezioni, sui particolari costruttivi), differenziate in CD "A" e CD "B", che consentano di ottenere la **duttilità** richiesta nel rispetto della **gerarchia delle resistenze**

STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLD e SLO)

occorre prevedere verifiche, di solito in termini deformativi, che garantiscano alla struttura di resistere al terremoto senza danneggiamenti particolari

Analisi del comportamento sismico

Il progettista può quindi operare, per terremoti con periodo di ritorno elevato, puntando più sulla resistenza o sulla duttilità

CLASSE DI DUTTILITÀ BASSA (CD "B")

il progetto è maggiormente spinto verso la resistenza (il fattore di struttura, e quindi la duttilità disponibile, è ridotto di circa $1/3$: di conseguenza le forze che conducono alla prima plasticizzazione sono aumentate di circa il 50%); l'edificio necessita di minore capacità di dissipazione plastica

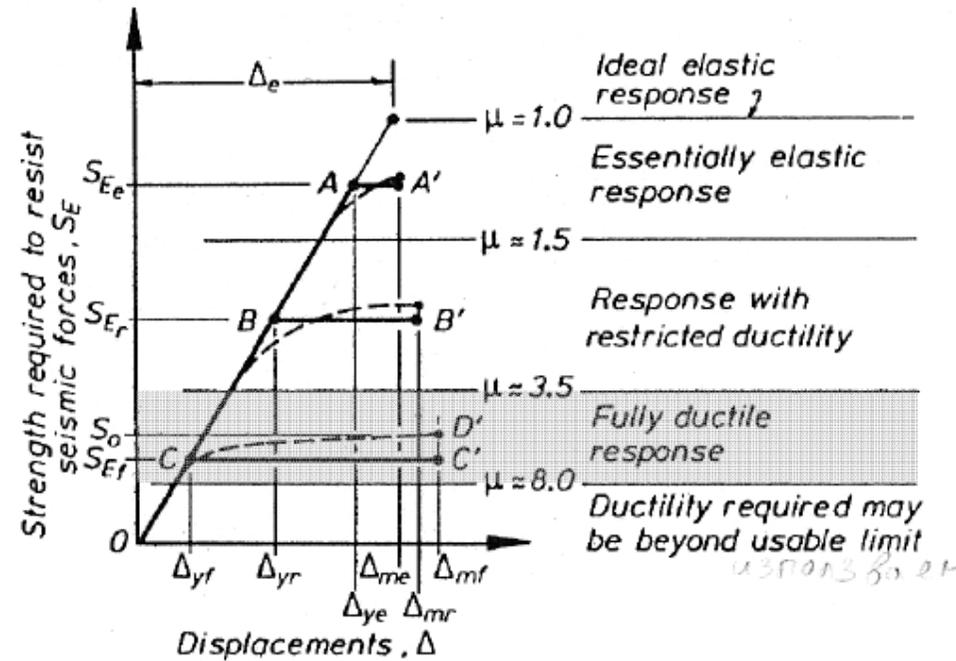
CLASSE DI DUTTILITÀ ALTA (CD "A")

il progetto privilegia la duttilità complessiva ma si richiedono prescrizioni più severe per garantire il raggiungimento della duttilità richiesta, aumentando il livello di protezione nel rispetto della gerarchia delle resistenze



In ogni caso la progettazione è basata sulla **capacità di deformazione** (e quindi di dissipazione di energia) in campo plastico: nelle norme non viene richiesto al progettista di calcolare direttamente la capacità di dissipazione, ma di seguire una serie di prescrizioni e regole che garantiscono il raggiungimento della duttilità richiesta

Analisi del comportamento sismico



progettazione a diversi livelli di duttilità

La gerarchia delle resistenze

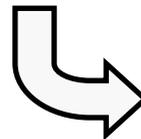
L'idea di base è che qualunque rottura diversa da una rottura di tipo "duttile" debba sempre avvenire in una fase successiva.

se l'elemento più "debole" è un elemento duttile
la struttura ha un comportamento duttile

(l'elemento duttile governa il valore della forza assorbita dal sistema, e quindi l'elemento fragile rimane sempre al di sotto della sua soglia di resistenza, assunta maggiore di quella dell'elemento duttile)

Il criterio fondamentale in una progettazione antisismica basata sulla duttilità è quindi quello di:

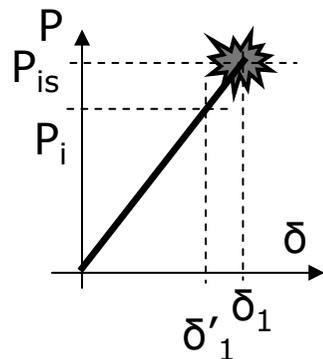
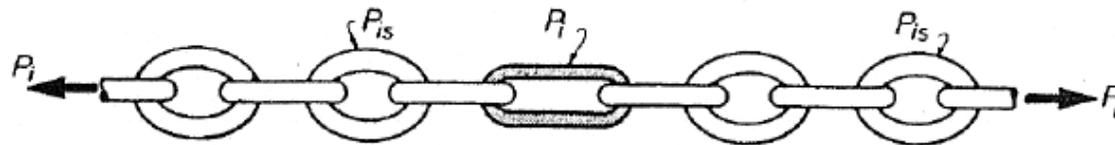
- individuare tutti i possibili meccanismi di rottura
- metterli in una "gerarchia" di duttilità
- assegnare resistenze in misura inversamente proporzionale alla duttilità disponibile (maggiore resistenza negli elementi meno duttili)



GERARCHIA DELLE RESISTENZE

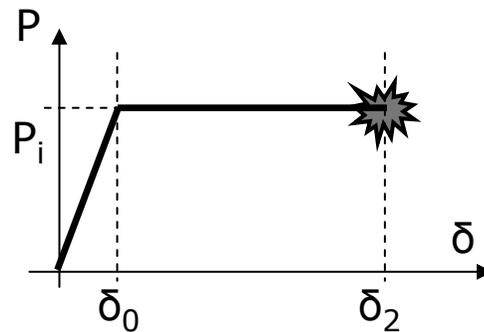
La gerarchia delle resistenze: la catena con un anello duttile

catena con n anelli "fragili" (elastici) e un anello duttile:
 caso con $P_{is} > P_i$



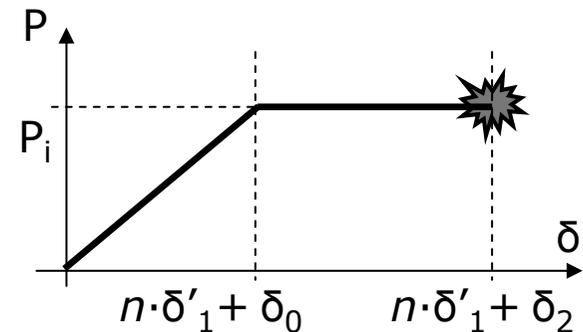
n anelli "fragili"

+



1 anello duttile

=

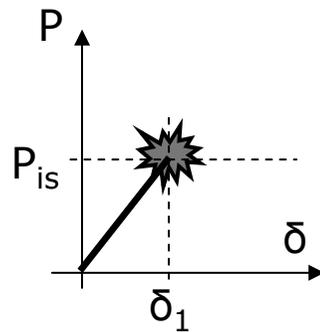
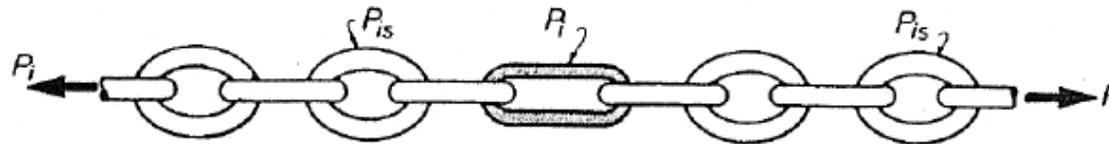


n anelli "fragili" + 1 anello duttile

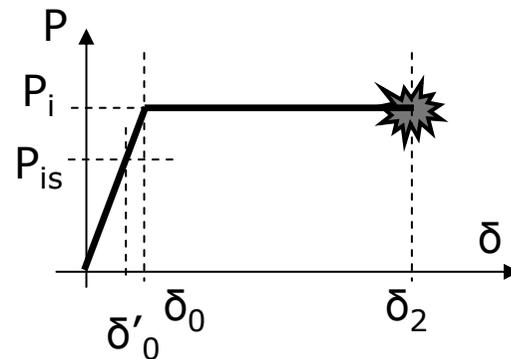
se gli elementi duttili hanno resistenza inferiore agli elementi fragili,
 la catena ha complessivamente un comportamento duttile

La gerarchia delle resistenze: la catena con un anello duttile

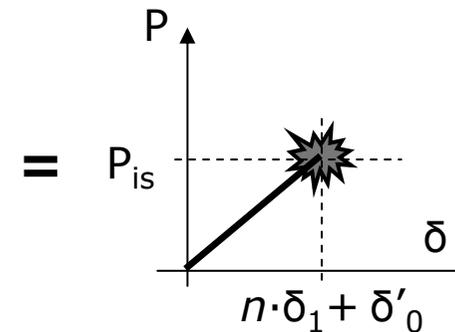
catena con n anelli "fragili" (elastici) e un anello duttile:
 caso con $P_{is} < P_i$



n anelli "fragili"



1 anello duttile



n anelli "fragili" + 1 anello duttile

se **anche solo un elemento** "fragile" ha resistenza inferiore all'elemento duttile,
 la catena ha complessivamente un comportamento fragile

La gerarchia delle resistenze: capacity design

Dall'esempio precedente si nota quindi che con meccanismi fragili e duttili in serie, ogni elemento fragile deve possedere resistenza maggiore o uguale dell'elemento duttile al quale è collegato.

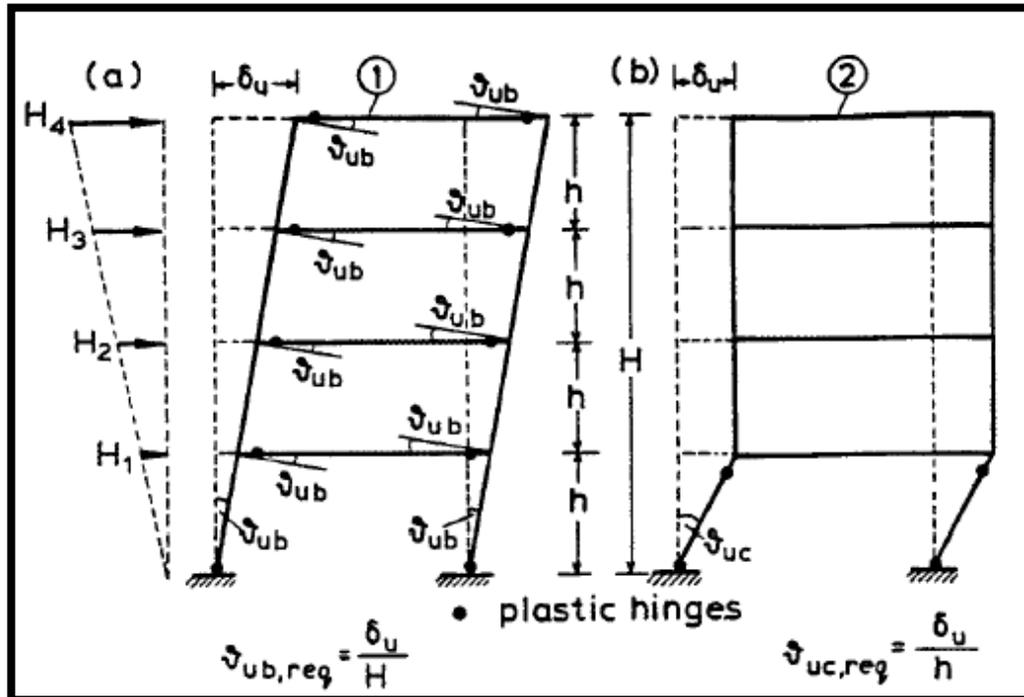
Basta che anche uno solo dei meccanismi fragili si attivi prima di quello duttile per far divenire fragile l'intero comportamento del sistema

Di conseguenza, adottare una gerarchia delle resistenze significa affidare a tutti gli elementi e meccanismi fragili una resistenza non inferiore agli elementi duttili ai quali sono collegati.

Quindi gli elementi fragili non vengono più progettati in funzione delle sollecitazioni di calcolo, ma per i valori corrispondenti alla resistenza dei meccanismi duttili ai quali sono collegati (ossia della loro "capacità").

Il progetto nel rispetto della **gerarchia delle resistenze** diviene quindi un progetto per capacità e non per resistenza; da questo deriva il termine "**capacity design**" utilizzato dalla letteratura anglosassone per definire la gerarchia delle resistenze.

La gerarchia delle resistenze: capacity design



- (1) Meccanismo ad alta duttilità
 (2) Meccanismo a bassa duttilità

Le cerniere si devono formare sulle travi e non sui pilastri o nei nodi



I pilastri e i nodi devono avere una resistenza maggiore della capacità resistente delle travi



Si devono poter formare le cerniere plastiche nelle travi

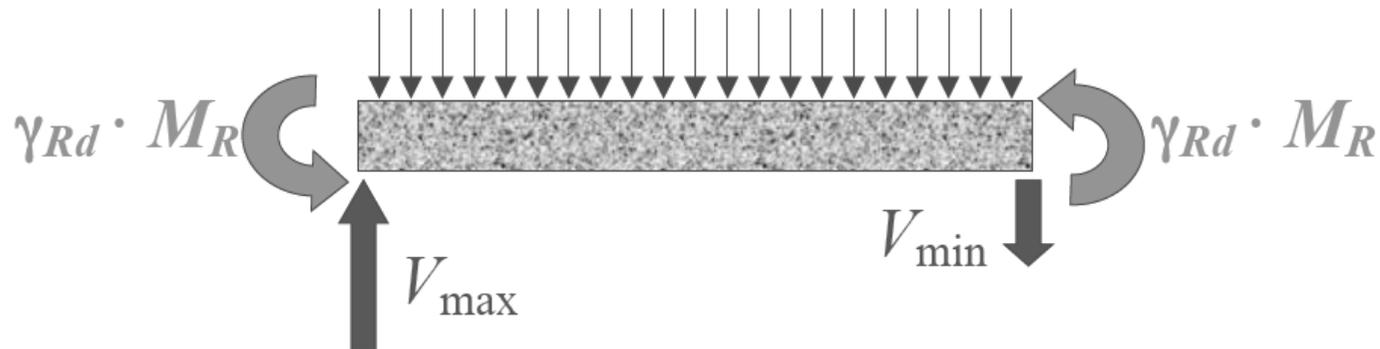


La verifica a taglio delle travi va effettuata in funzione della capacità resistente flessionale della trave (per evitare la formazione del meccanismo fragile di rottura per taglio)

La gerarchia delle resistenze: capacity design

GERARCHIA DELLE RESISTENZE NELLE TRAVI

Per evitare rotture fragili (per taglio) i tagli di calcolo V_{\max} e V_{\min} sono ottenuti dall'equilibrio con il carico agente e con i momenti resistenti di estremità (amplificati del fattore di sovraresistenza γ_{Rd} , pari a 1.20 per CD "A" e 1.00 per CD "B")

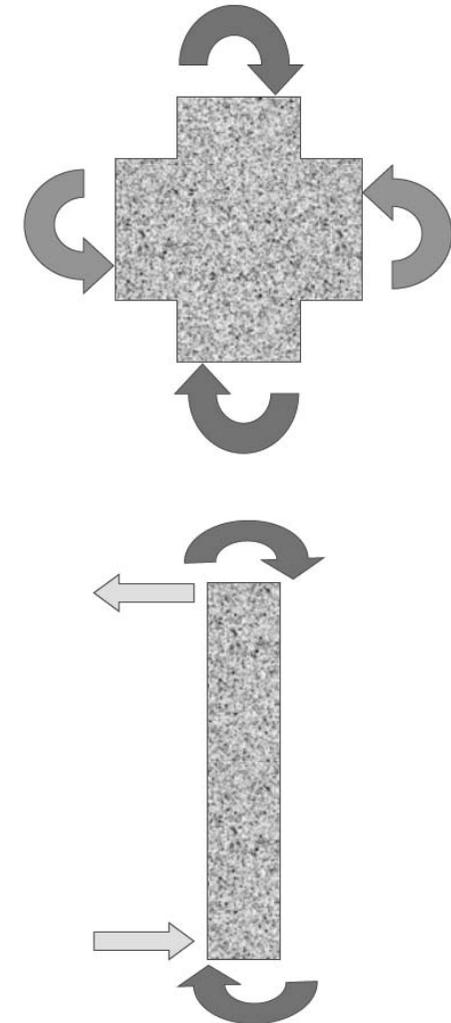


La gerarchia delle resistenze: capacity design

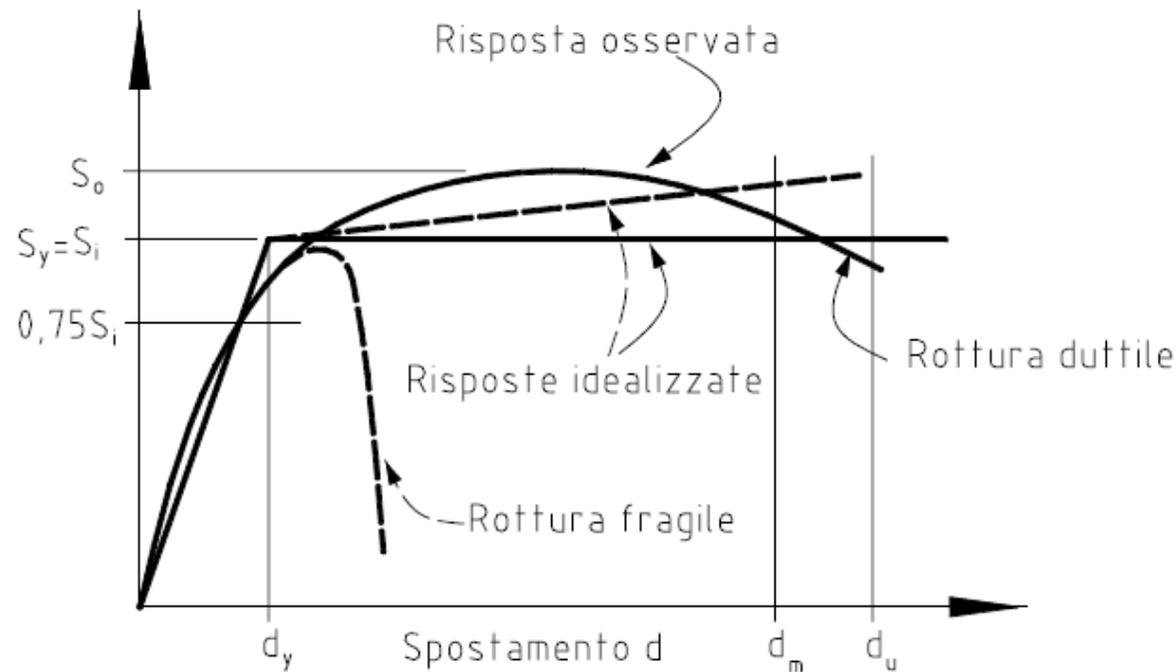
GERARCHIA DELLE RESISTENZE NEI PILASTRI

Per proteggere i pilastri dalla plasticizzazione, la resistenza a flessione dei pilastri deve essere maggiore di quella delle travi, amplificata del fattore di sovraresistenza γ_{Rd} , pari a 1.30 per CD "A" e 1.10 per CD "B".

Per evitare rotture fragili (per taglio) i tagli di calcolo sono ottenuti dall'equilibrio con i momenti resistenti di estremità (amplificati del fattore di sovraresistenza γ_{Rd}).



Richiesta in termini di duttilità



$$\mu = \frac{d_u}{d_y}$$

La duttilità richiesta è quella riferita al comportamento di insieme della struttura, che si può quindi definire come **DUTTILITÀ GLOBALE DELLA STRUTTURA**.

La duttilità globale può essere valutata soltanto conoscendo il comportamento sotto sisma dell'intera struttura.

Richiesta in termini di duttilità

In generale, nelle normative non viene richiesto il calcolo della duttilità globale, perché questo implicherebbe il ricorso ad analisi non lineari del comportamento dell'intera struttura sotto sisma.

Il controllo della duttilità globale è quindi effettuato in maniera indiretta:

[7.1] (...) 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.

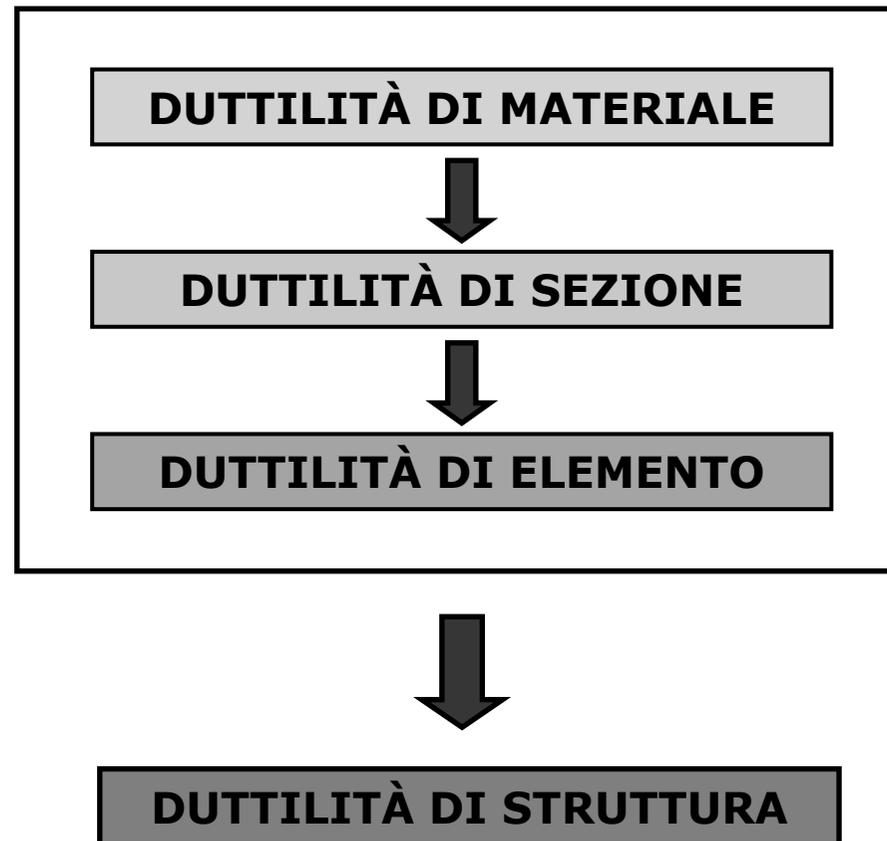
[7.2.1] (...) Si localizzano dunque le dissipazioni di energia per isteresi in zone a tal fine individuate e progettate, dette "dissipative" o "critiche", effettuando il dimensionamento degli elementi non dissipativi nel rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze; l'individuazione delle zone dissipative deve essere congruente con lo schema strutturale adottato.

Poiché il comportamento sismico della struttura è largamente dipendente dal comportamento delle sue zone critiche, esse debbono formarsi ove previsto e mantenere, in presenza di azioni cicliche, la capacità di trasmettere le necessarie sollecitazioni e di dissipare energia.

(...) I dettagli 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.

Richiesta in termini di duttilità

Il controllo indiretto della duttilità globale passa quindi dal controllo di tre diversi livelli di **duttilità "locali"**:



Richiesta in termini di duttilità

DUTTILITÀ DI MATERIALE

controlli maggiormente accurati sui materiali, non solo in termini di resistenze minime (specialmente per l'acciaio)

DUTTILITÀ DI SEZIONE

prescrizioni di dettaglio:

- quantitativi minimi e massimi di armatura;
- quantitativi minimi di staffatura;
- limitazioni geometriche.

DUTTILITÀ DI ELEMENTO

prescrizioni di dettaglio nelle zone critiche:

- quantitativi minimi di armatura compressa;
- quantitativi minimi di staffatura;
- indicazioni sull'ancoraggio delle armature.

DUTTILITÀ DI STRUTTURA

applicazione della gerarchia delle resistenze

Dal DM 16/01/1996 alle NTC 2008.
Come cambia il modo di progettare in zona sismica

- **L'evoluzione normativa**
- **La risposta in campo post-elastico**
- **Performance Based Design**
- **Il controllo della duttilità**
- **Le novità nella normativa sismica nazionale**

Da:

$$F_{h,tot} = [C \cdot R(T) \cdot I] \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot W$$

a:

?

1) Nuova zonazione sismica nazionale a livello territoriale

I parametri sismici di ingresso non sono più definiti per "zone" ma puntualmente:

[3.2.] Azione sismica

...

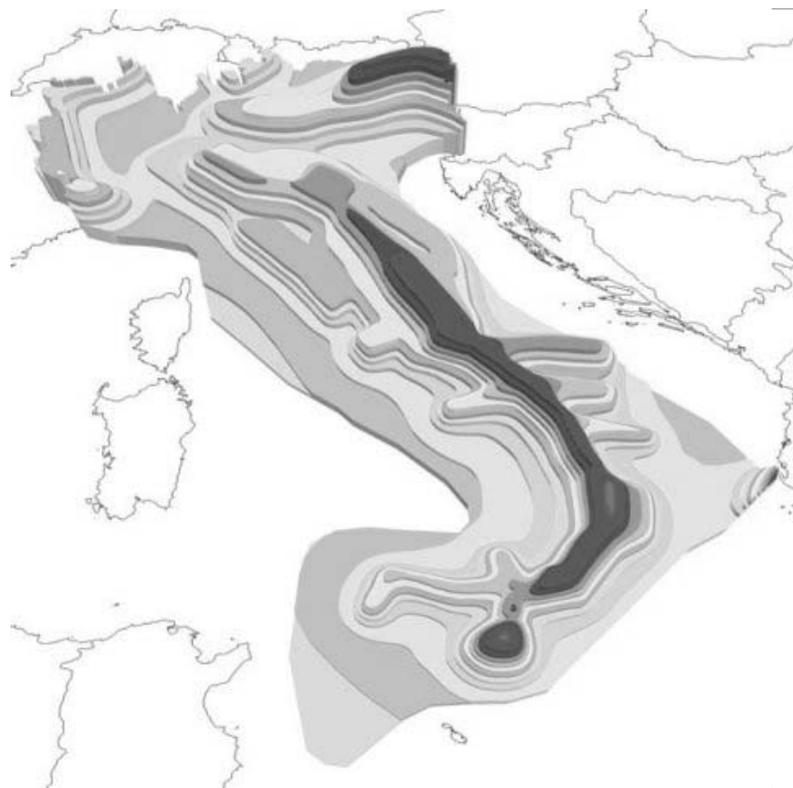
Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_c periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

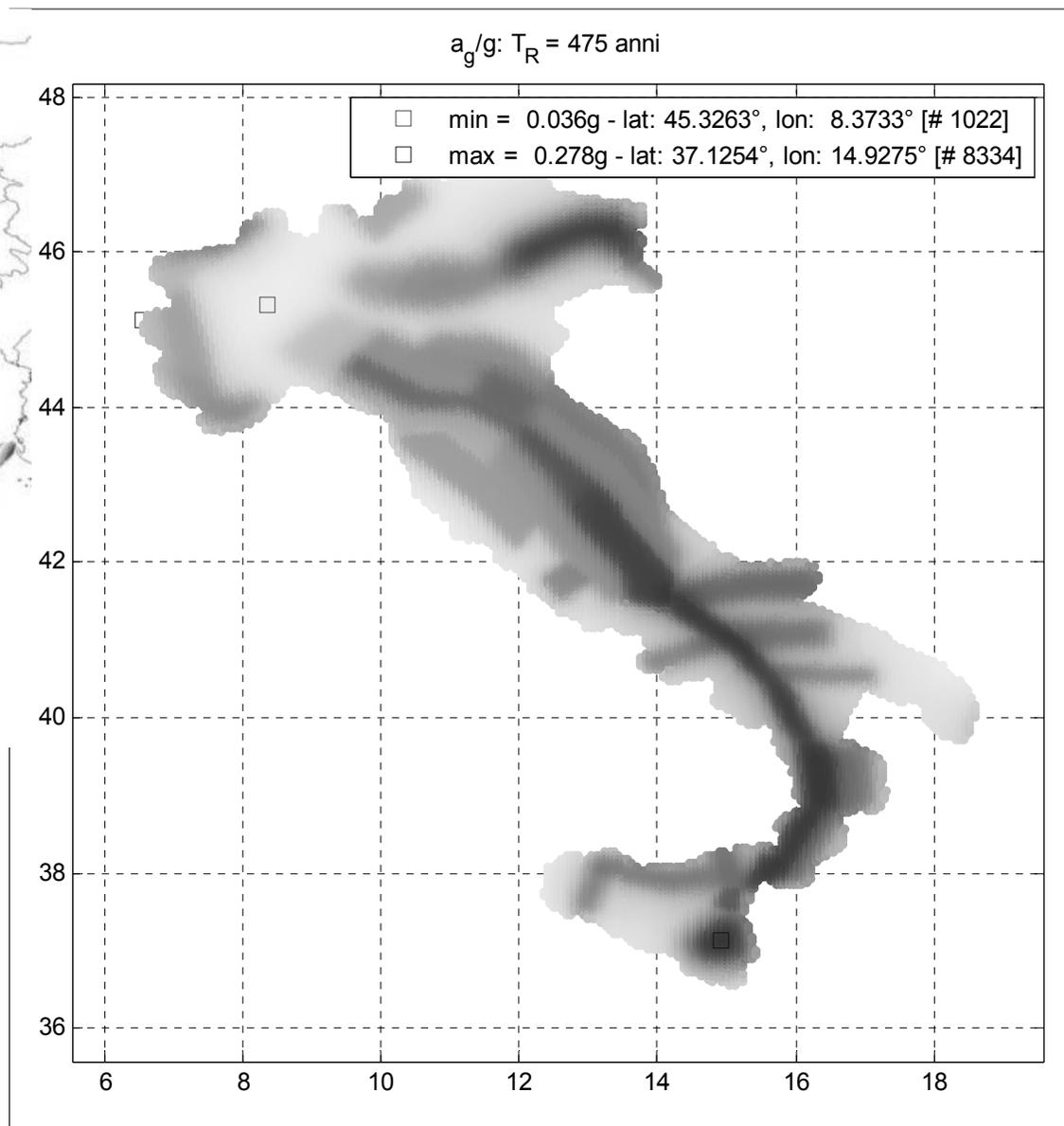
*In allegato alla norma, per tutti i siti considerati, sono forniti i valori di a_g , F_o e T^*_c necessari per la determinazione delle azioni sismiche per 9 diversi periodi di ritorno (T_R variabile da 30 a 2475 anni).*

I valori dei parametri sono definiti su 10751 vertici di un reticolo in cui la maglia tipica è grosso modo quadrata con lato di 5,5Km circa.

1) Nuova zonazione sismica nazionale a livello territoriale



a_g/g per $T_R = 475$ anni



1) Nuova zonazione sismica nazionale a livello territoriale



Regione Toscana
 DIREZIONE GENERALE POLITICHE TERRITORIALI ED AMBIENTALI
 SETTORE SERVIZIO SISMICO REGIONALE
<http://www.rete.toscana.it/sett/pta/sismica>

Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14 Gennaio 2008) All. B - Distribuzione dei punti della griglia per la provincia di Firenze

Nota:

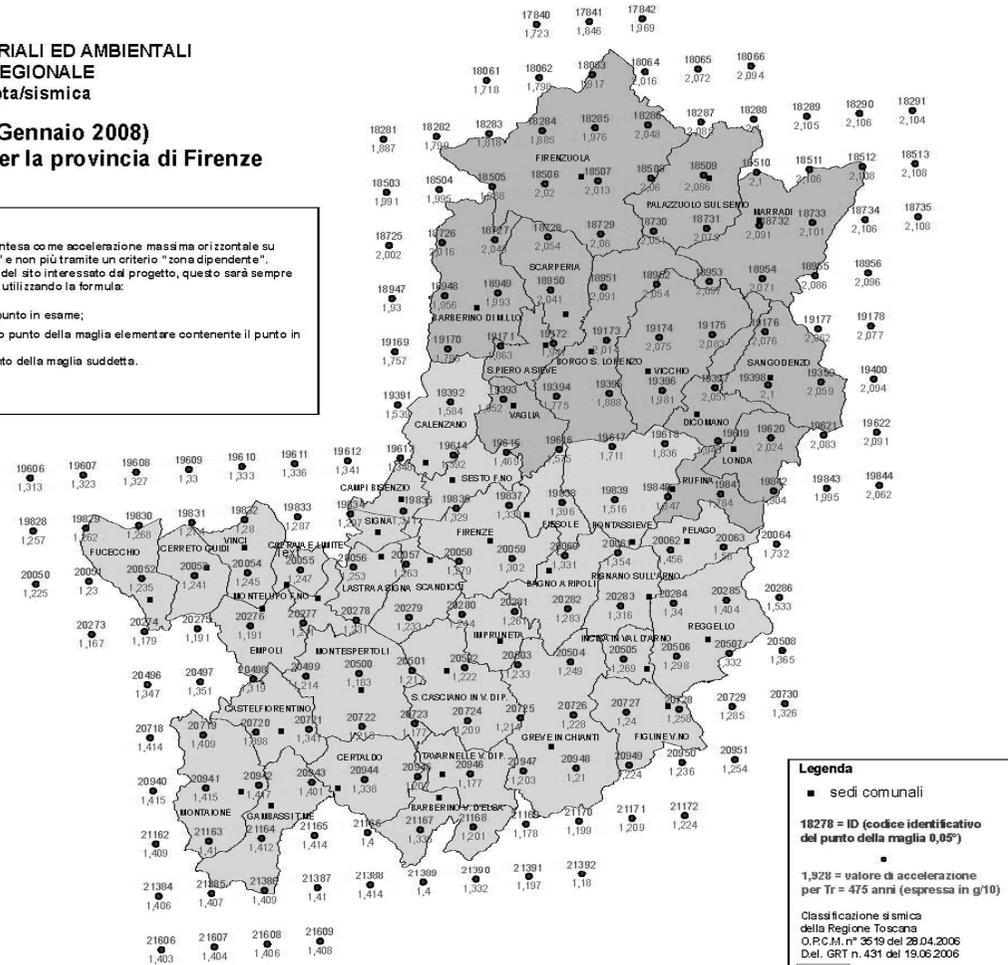
Con l'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008 la stima della pericolosità sismica, intesa come accelerazione massima orizzontale su suolo rigido ($V_s 30 < 800$ m/s), viene definita mediante un approccio "sito dipendente" e non più tramite un criterio "zona dipendente". Infatti, secondo quanto riportato nell'allegato A del D.M. 2008, definite le coordinate del sito interessato dal progetto, questo sarà sempre compreso tra 4 punti della griglia di accelerazioni (Allegato B), tramite media pesata utilizzando la formula:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{A_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

in cui: p = valore del parametro di interesse nel punto in esame;
 pi = valore del parametro di interesse nell'esimo punto della maglia elementare contenente il punto in esame;
 di = distanza del punto in esame dall'i-esimo punto della maglia suddetta.

Si otterranno così i Parametri Spettrali $P(ag, F_0, T_c)$.

COMUNE	ag (Tr=475 anni) del capoluogo (in g/10)	ZONA SISMICA (OPCM 35190/8 - Del GRT 43/08)
Firenzuola	1,590	2
Palazzuolo sul Senio	2,090	2
Marradi	2,090	2
Barberino di Mugello	1,920	2
Scarperia	2,020	2
Borgo San Lorenzo	1,940	2
Vicchio	1,990	2
Dicomano	1,990	2
San Godenzo	2,090	2
San Piero a Sieve	1,890	2
Vaglia	1,640	2
Londa	1,690	2
Rufina	1,710	2
Calenzano	1,350	3S
Pontassieve	1,490	3S
Sesto Fiorentino	1,350	3S
Fiesole	1,340	3S
Campi Bisenzio	1,320	3S
FIRENZE	1,310	3S
Pelago	1,560	3S
Signa	1,290	3S
Bagno a Ripoli	1,300	3S
Scandicci	1,290	3S
Reggello	1,340	3S
Impuneta	1,240	3S
San Casciano in Val di Pesa	1,210	3S
Greve in Chianti	1,210	3S
Figline Valdarno	1,250	3S
Toscanello Val di Pesa	1,190	3S
Barberino Val d'Elsa	1,230	3S
Vinci	1,200	3S
Fucecchio	1,210	3S
Capraia e Limite	1,230	3S
Lasta a Signa	1,270	3S
Montelupo Fiorentino	1,230	3S
Empoli	1,220	3S
Montespertoli	1,190	3S
Castelfiorentino	1,380	3S
Montaione	1,310	3S
Certaldo	1,380	3S
Gambassi Terme	1,410	3S
Cerreto Guidi	1,250	3S
Rignano sull'Arno	1,390	3S
Incisa in Val d'Arno	1,260	3S



Legenda

- sedi comunali
- 18278 = ID (codice identificativo del punto della maglia 0,05')
- 1,928 = valore di accelerazione per Tr = 475 anni (espressa in g/10)

Classificazione sismica della Regione Toscana
 O.P.C.M. n° 3519 del 28.04.2008
 Del. GRT n. 431 del 19.06.2008

- zona 2
- zona 3S

Si precisa che i dati rappresentati in tale elaborato sono da intendersi soltanto come strumento di indirizzo per la consultazione delle tabelle riportate in Allegato B del D.M. 14/01/2008. L'utilizzo di tali dati rientra nella piena responsabilità degli utenti. Pertanto, il Servizio Sismico Regionale si riterrà non responsabile dall'uso improprio o incorretto dei suddetti dati.

1) Nuova zonazione sismica nazionale a livello territoriale

$$F_{h,tot} = [\mathbf{C} \cdot R(T) \cdot I] \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot W$$

Il coefficiente C è sostituito da

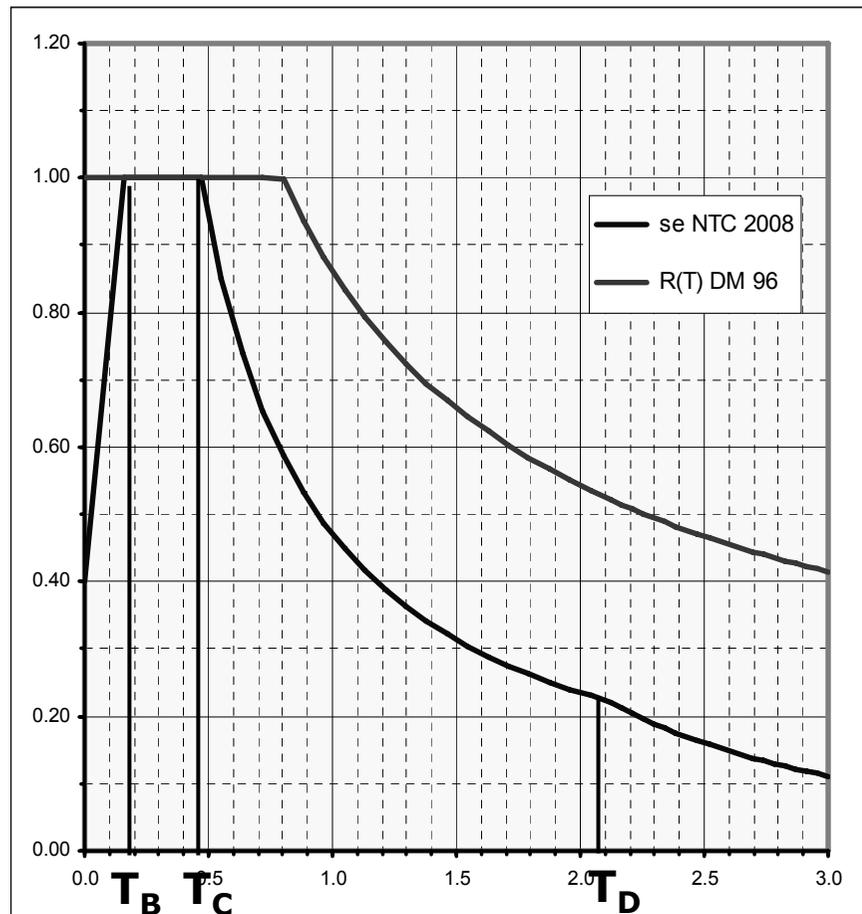
$$C = \frac{S-2}{100} \Rightarrow \frac{a_g}{g} \cdot F_0$$

entrambi i parametri a_g/g e F_0 dipendono (nel sito prescelto) dal periodo di ritorno per la definizione dell'azione sismica

2) Nuova rappresentazione dello spettro di risposta

La "forma" dello spettro di risposta è cambiata:

$$F_{h,tot} = [C \cdot \mathbf{R}(T) \cdot I] \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot W$$



In forma normalizzata (ossia ponendo il valore massimo dell'ordinata spettrale pari a 1) si ha:

$$0 \leq T < T_B \quad s_e(T) = \frac{T}{T_B} + \frac{1}{F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right)$$

$$T_B \leq T < T_C \quad s_e(T) = 1$$

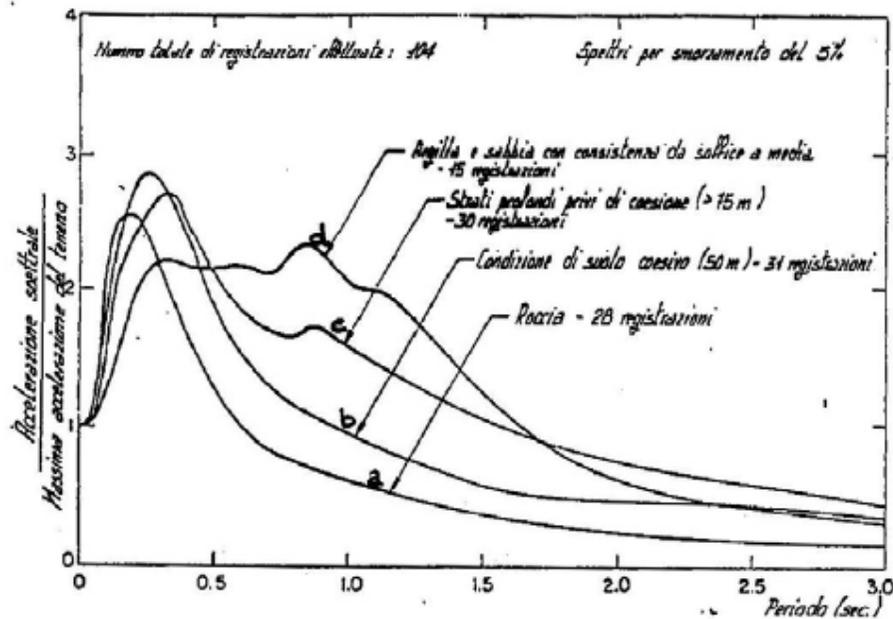
$$T_C \leq T < T_D \quad s_e(T) = \frac{T_C}{T}$$

$$T_D \leq T \quad s_e(T) = \frac{T_C \cdot T_D}{T^2}$$

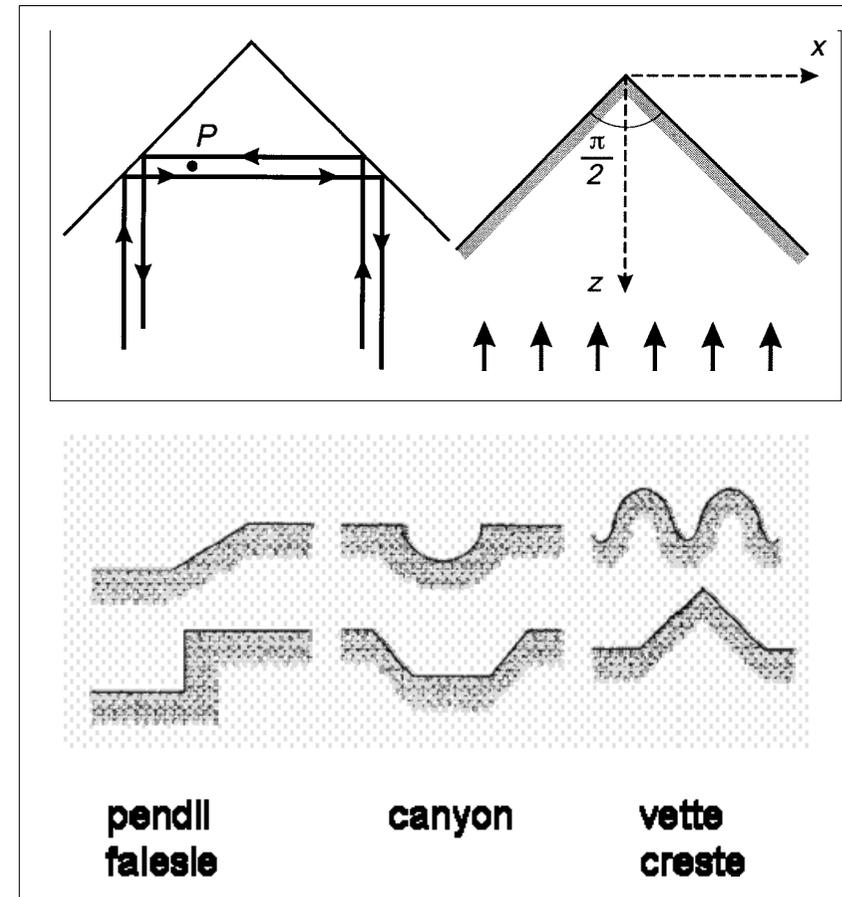
il parametro F_0 dipende (nel sito prescelto) dal periodo di ritorno per la definizione dell'azione sismica: nel grafico si è riportato $F_0 = 2.5$

3) Nuova definizione della risposta sismica locale

La caratterizzazione locale dell'azione sismica avviene introducendo la categoria di sottosuolo e la condizione topografica



Amplificazione litostratigrafica



Amplificazione topografica

3) Nuova definizione della risposta sismica locale

La caratterizzazione locale dell'azione sismica avviene introducendo la categoria di sottosuolo e la condizione topografica

[3.2.2] Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche

Categorie di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel § 7.11.3. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II e 3.2.III).

3) Nuova definizione della risposta sismica locale

Tabella 3.2.II – *Categorie di sottosuolo*

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento</i> (con $V_s > 800$ m/s).

più categorie S1 e S2 (indagini specifiche)

3) Nuova definizione della risposta sismica locale

$$F_{h,tot} = [C \cdot R(T) \cdot I] \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot W$$

La categoria di sottosuolo interviene modificando la forma dello spettro (attraverso la modifica di T_C e T_B) e l'intensità dell'azione di progetto

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_s e di C_c

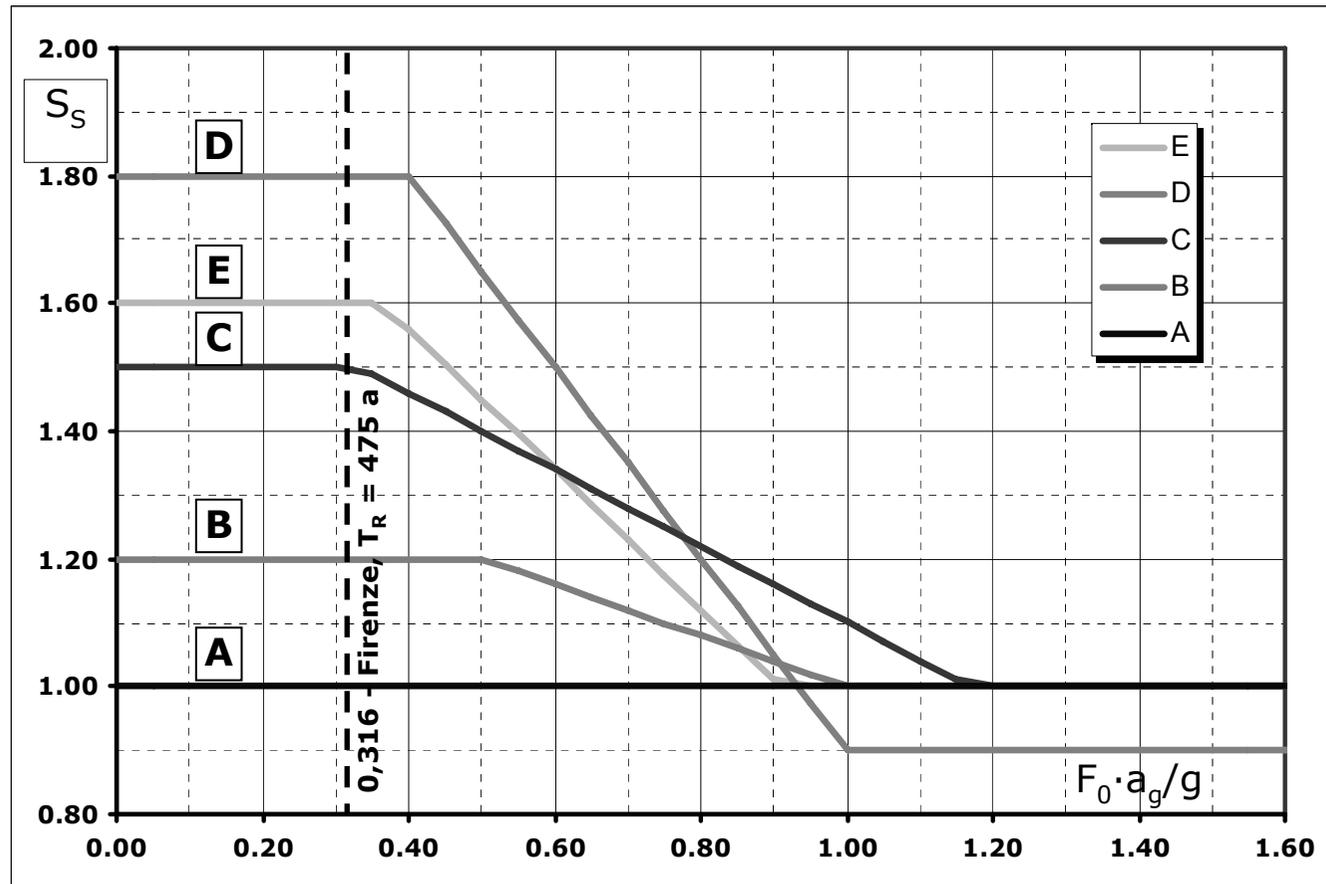
Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_{ng}}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_{ng}}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_{ng}}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_{ng}}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

S_s modifica le ordinate dello spettro di risposta

C_c modifica la forma dello spettro di risposta

3) Nuova definizione della risposta sismica locale

$$F_{h,tot} = [C \cdot R(T) \cdot I] \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot W$$



S_s in funzione della categoria di sottosuolo

3) Nuova definizione della risposta sismica locale

Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.IV):

Tabella 3.2.IV – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

3) Nuova definizione della risposta sismica locale

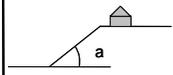
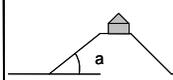
$$F_{h,tot} = [C \cdot R(T) \cdot I] \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot W$$

La condizione topografica interviene modificando l'intensità dell'azione di progetto

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

S_T in funzione della condizione topografica

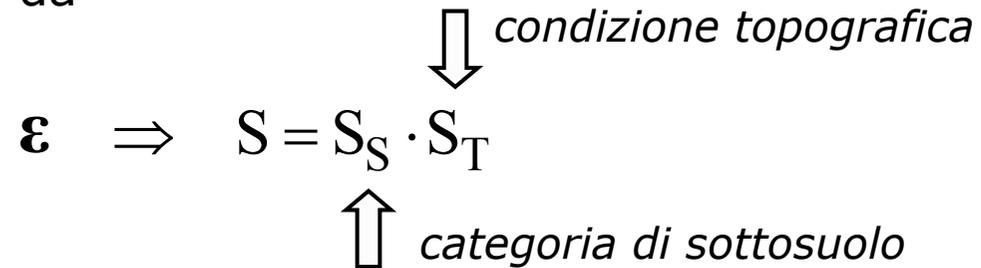
Fattore di amplificazione topografica (S_T)			
Morfologia		Pendenza media	S_T
Pendii scoscesi isolati		> 15°	<1.2
Larghezza in cresta molto inferiore alla larghezza alla base		15° - 30°	<1.2
		> 30°	<1.4

3) Nuova definizione della risposta sismica locale

$$F_{h,tot} = [C \cdot R(T) \cdot I] \cdot \boldsymbol{\varepsilon} \cdot \beta \cdot W$$

Il coefficiente $\boldsymbol{\varepsilon}$ è sostituito da

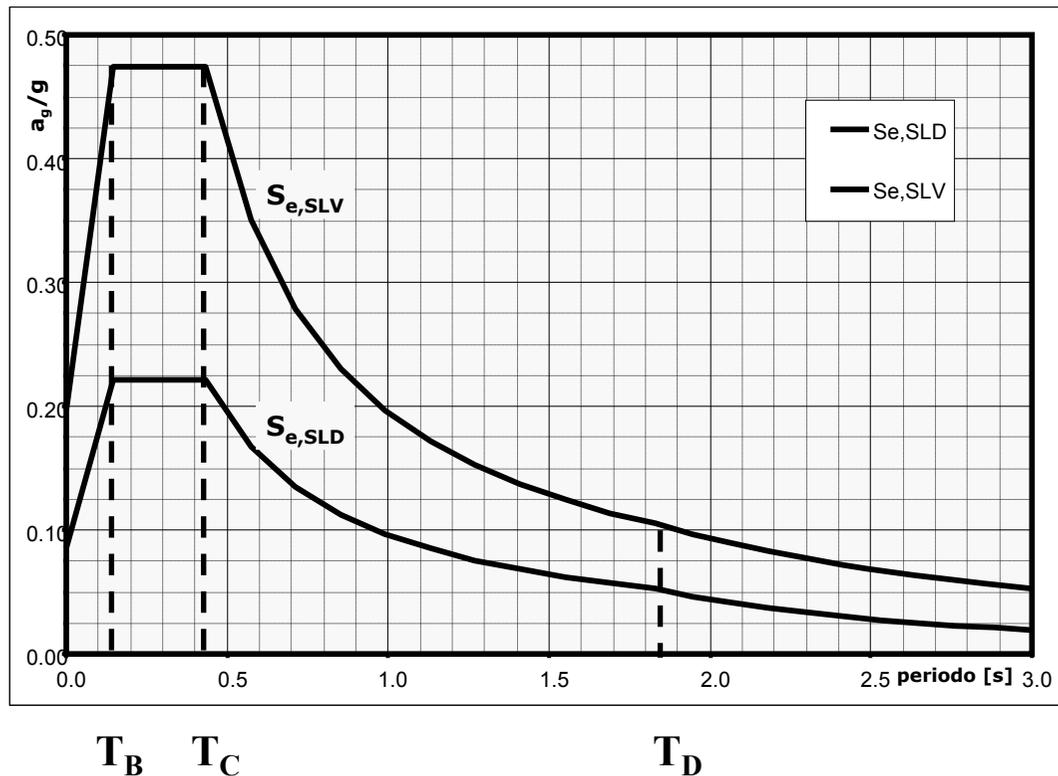
$$\boldsymbol{\varepsilon} \Rightarrow S = S_S \cdot S_T$$



S_S dipende dalla categoria di sottosuolo e dal prodotto $a_g/g \cdot F_0$ il quale a sua volta dipende (nel sito prescelto) dal periodo di ritorno per la definizione dell'azione sismica

3) Nuova definizione della risposta sismica locale

$$F_{h,tot} = [C \cdot R(T) \cdot I] \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot W$$



La categoria di sottosuolo interviene modificando la forma dello spettro (spostando T_C e T_B):

$$T_C = T_C^* \cdot C_C$$

$$T_B = \frac{T_C}{3}$$

$$T_D = 4,00 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,60$$

entrambi i parametri a_g/g e T_C^* dipendono (nel sito prescelto) dal periodo di ritorno per la definizione dell'azione sismica

4) Diversificazione dell'azione (e della sicurezza) attraverso l'incremento del periodo di ritorno

Il concetto di "coefficiente di protezione sismica" lascia lo spazio al nuovo concetto di "periodo di riferimento per l'azione sismica"

[2.4] Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento

[2.4.3] Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \times C_U$$

[2.4.1] Vita nominale della struttura (V_N)

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

4) Diversificazione dell'azione (e della sicurezza) attraverso l'incremento del periodo di ritorno

[2.4.2] Classe d'uso

Classe I: Costruzioni con **presenza solo occasionale di persone**, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda **normali affollamenti**, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda **affollamenti significativi**. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con **funzioni pubbliche o strategiche importanti**, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

4) Diversificazione dell'azione (e della sicurezza) attraverso l'incremento del periodo di ritorno

$$F_{h,tot} = [C \cdot R(T) \cdot I] \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot W$$

Il coefficiente I è sostituito da un diverso periodo di ritorno T_R dell'azione sismica in funzione dell'importanza dell'opera.

A partire dalla vita nominale della costruzione V_N il periodo di riferimento V_R diviene:

Opere di importanza primaria	$I=1.4$	\Rightarrow	$V_R = V_N \cdot 2.0$
Opere di particolare rischio	$I=1.2$	\Rightarrow	$V_R = V_N \cdot 1.5$
Opere di importanza ordinaria	$I=1.0$	\Rightarrow	$V_R = V_N \cdot 1.0$

4) Diversificazione dell'azione (e della sicurezza) attraverso l'incremento del periodo di ritorno

$$F_{h,tot} = [C \cdot R(T) \cdot I] \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot W$$

Al variare di V_R cambia il periodo di ritorno dell'azione sismica (T_R), che cresce al crescere di V_R in funzione della P_{V_R} , probabilità di superamento in V_R)

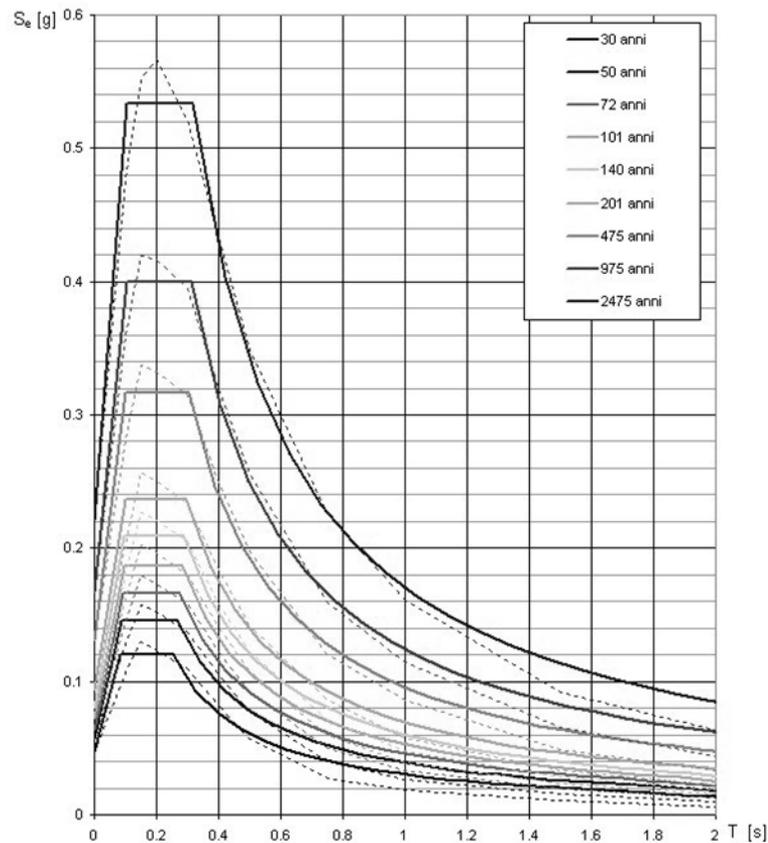
$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

Ad esempio, considerando V_N pari a 100 anni, allo SLV (caratterizzato da un probabilità P_{V_R} pari al 10%), si avrebbe (valori in anni):

Opere di importanza primaria	I=1.4	\Rightarrow	$V_R = 200$	\Rightarrow	$T_R = 1898$
Opere di particolare rischio	I=1.2	\Rightarrow	$V_R = 150$	\Rightarrow	$T_R = 1424$
Opere di importanza ordinaria	I=1.0	\Rightarrow	$V_R = 100$	\Rightarrow	$T_R = 949$

4) Diversificazione dell'azione (e della sicurezza) attraverso l'incremento del periodo di ritorno

$$F_{h,tot} = [C \cdot R(T) \cdot I] \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot W$$



NOTA:
Con linea continua si rappresentano gli spettri di Normativa, con linea tratteggiata gli spettri del progetto S1-INGV da cui sono derivati.

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
30	0.047	2.551	0.253
50	0.056	2.586	0.268
72	0.064	2.594	0.276
101	0.072	2.591	0.282
140	0.080	2.601	0.287
201	0.094	2.524	0.294
475	0.131	2.413	0.302
975	0.167	2.388	0.311
2475	0.221	2.414	0.319

Parametri sismici (zona Firenze)

5) Definizione della risposta in termini di duttilità

Nel caso di strutture in cemento armato:

- *Introduzione di due modalità di progettazione: in classe di duttilità alta (CD "A") e bassa (CD "B")*
- *Introduzione del fattore di struttura q*

Nel caso di strutture in acciaio:

- *Differenziazione tra strutture a comportamento strutturale dissipativo e non dissipativo*
- *Introduzione del fattore di struttura q*

5) Definizione della risposta in termini di duttilità

[7.4.3.2] Fattori di struttura

Il fattore di struttura da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica orizzontale è calcolato come riportato nel § 7.3.1.

Dal § 7.3.1.:

Il valore del fattore di struttura q da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale. Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$\mathbf{q} = \mathbf{q}_0 \times \mathbf{K}_R$$

dove:

- *\mathbf{q}_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto a_u/a_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;*
- *\mathbf{K}_R è un fattore riduttivo 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.***

5) Definizione della risposta in termini di duttilità

$$q = q_0 \times K_R$$

Nel caso di strutture in cemento armato:

[7.4.3.2] Fattori di struttura

I massimi valori di q_0 relativi alle diverse tipologie ed alle due classi di duttilità considerate (CD "A" e CD "B") sono contenuti nella tabella seguente.

Tabella 7.4.I – Valori di q_0

TIPOLOGIA	q_0	
	CD "B"	CD "A"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	3,0 α_u/α_1	4,5 α_u/α_1
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	4,0 α_u/α_1
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

5) Definizione della risposta in termini di duttilità

$$F_{h,tot} = [C \cdot R(T) \cdot I] \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot W$$

Il termine β è ora espresso esplicitamente in funzione del fattore di struttura q :

$$\beta \Rightarrow \frac{1}{q}$$

Il fattore di struttura a sua volta è direttamente collegato a:

- duttilità strutturale
- regolarità strutturale

6) Diversa definizione delle masse sismiche e della combinazione di verifica

[3.2.4] Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni

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 con le altre azioni (...):

$$\mathbf{G}_1 + \mathbf{G}_2 + \mathbf{P} + \mathbf{E} + \psi_{21} \times \mathbf{Q}_{k1} + \psi_{22} \times \mathbf{Q}_{k2} + \dots$$

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

$$\mathbf{G}_1 + \mathbf{G}_2 + \psi_{21} \times \mathbf{Q}_{k1} + \psi_{22} \times \mathbf{Q}_{k2} + \dots$$

I valori dei coefficienti ψ_{2j} sono riportati nella Tabella 2.5.I

Ad esempio:

categoria A – ambienti ad uso residenziale

$$\psi_{2j} = 0,3$$

categoria C – ambienti suscettibili di affollamento (scale, balconi)

$$\psi_{2j} = 0,6$$

copertura (accidentali o neve a quota sotto i 1000 m s.l.m.)

$$\psi_{2j} = 0,0$$

6) Diversa definizione delle masse sismiche e della combinazione di verifica

$$F_{h,tot} = [C \cdot R(T) \cdot I] \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot W$$

Quindi:

- il “peso” sismico dell’edificio è definito con coefficienti un po’ diversi
- pur operando nell’ottica degli stati limite ultimi, l’azione ottenuta non viene ulteriormente amplificata attraverso il coefficiente γ_E
- l’azione orizzontale non viene sommata a “tutte le altre azioni esterne, senza alcuna riduzione dei sovraccarichi”, ma viene sommata all’effetto gravitazionale delle sole masse che contribuiscono a definire il “peso” sismico dell’edificio

Nuova definizione dell'azione sismica

La “trasformazione” della formula è ora completa:

$$F_{h,tot} = \boxed{C} \cdot \boxed{R(T)} \cdot \underline{I} \cdot \boxed{\varepsilon} \cdot \boxed{\beta} \cdot \boxed{W}$$

$$F_{h,tot} = \boxed{\frac{a_g}{g} \cdot F_0} \cdot \boxed{s_a(T, T_A, T_B, T_C)} \cdot \boxed{S} \cdot \boxed{\frac{1}{q}} \cdot \boxed{W_{NTC}}$$

i parametri a_g/g , F_0 , T_B , T_C e T_D dipendono (nel sito prescelto):

- dal periodo di ritorno per la definizione dell'azione sismica e quindi dalla protezione che si vuole ottenere nell'edificio in esame
- *dalla categoria del sottosuolo*

E inoltre...

Introduzione definitiva delle verifiche con il metodo degli Stati Limite

È possibile ricorrere ancora al metodo delle Tensioni Ammissibili soltanto in alcuni (pochi) casi.

*La vita nominale della struttura e la classe d'uso intervengono nella definizione delle situazioni nelle quali è possibile fare ricorso al metodo delle Tensioni Ammissibili: infatti per le costruzioni di tipo 1 e 2 e Classe d'uso I e II, limitatamente a siti ricadenti in **Zona sismica 4**, è ammesso il metodo di verifica alle tensioni ammissibili.*

OSSERVAZIONE: *in più parti delle NTC 2008 e della relativa Circolare si fa riferimento alle "zone" sismiche, che tuttavia non sembrano definite in nessuna delle parti dei documenti citati; sarà necessaria quindi una successiva interpretazione delle prescrizioni.*

Le zone sismiche, come da OPCM 3274 e segg., erano delimitate da:

$$\text{zona 1: } a_g = 0,35 \cdot g$$

$$\text{zona 2: } a_g = 0,25 \cdot g$$

$$\text{zona 3: } a_g = 0,15 \cdot g$$

$$\text{zona 4: } a_g = 0,05 \cdot g$$

Introduzione definitiva delle verifiche con il metodo degli Stati Limite

L'unica osservazione in proposito si trova (per ora) in un documento del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (allegato al voto n. 36 del 27.07.2007):

CRITERI GENERALI DI CLASSIFICAZIONE

Per trattare i problemi tecnico-amministrativo tipici della gestione del territorio, ogni regione può definire l'appartenenza di ciascun comune o porzione di esso ad una delle quattro zone sismiche definite più avanti, sulla base del valore massimo di un parametro di *pericolosità sismica* opportunamente valutato all'interno dell'area considerata.

In particolare, il parametro di pericolosità utilizzato è l'accelerazione orizzontale massima al suolo $a_{g,475}$, ossia quella relativa al 50simo percentile, ad una vita di riferimento di 50 anni e ad una probabilità di superamento del 10%, utilizzata nel modo seguente:

1. Zona 1; ricadono in questa zona i comuni o porzioni di essi per i quali $a_{g,475} \geq 0,25g$.
2. Zona 2; ricadono in questa zona i comuni o porzioni di essi per i quali $0,25g > a_{g,475} \geq 0,15g$.
3. Zona 3; ricadono in questa zona i comuni o porzioni di essi per i quali $0,15g > a_{g,475} \geq 0,05g$.
4. Zona 4; ricadono in questa zona i comuni o porzioni di essi per i quali $a_{g,475} < 0,05g$.

Introduzione di più livelli di azione sismica (nell'ottica del Performance Based Design)

Controllo del raggiungimento di una effettiva duttilità

Nel caso di strutture in cemento armato:

- *Ricerca della “Gerarchia delle Resistenze”, con la definizione di livelli di protezione adeguata nei confronti dei meccanismi di tipo “fragile” (approccio secondo il Capacity Design, progetto per capacità)*
- *Introduzione di tutta una serie di prescrizioni di dettaglio che favoriscono l'effettiva duttilità strutturale*

Possibilità di effettuare analisi non lineari (in campo statico [pushover], e dinamico [risposta ad accelerogrammi simulati])

Nuove strategie di protezione sismica (ad es. isolamento sismico alla base, inserimento di elementi dissipativi)

Definizione più appropriata delle verifiche per edifici esistenti (in funzione dei livelli di conoscenza)



**FEDERAZIONE REGIONALE DEGLI ORDINI DEGLI
INGEGNERI DELLA TOSCANA**

**CONVEGNO REGIONALE: “Costruire in zona simica.
Tra norme tecniche nazionali e legislazione regionale”**

Gianni Bartoli

**DICeA - Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale
Università degli Studi di Firenze**

e-mail: gbaroli@dicea.unifi.it – <http://www.dicea.unifi.it/gianni.bartoli>