



**Ordine degli Ingegneri della provincia di Mantova**

**Norme Tecniche per le costruzioni  
(D.M. 14/01/2008)**

Mantova, 09-05-2008

Dott. Ing. Antonio Sproccati

# D.M. 14-01-2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni

Le nuove **Norme Tecniche per le costruzioni** sono state pubblicate sul **Supplemento Ordinario della G.U. n. 29 del 4.02.2008** con l'approvazione del Decreto 14 gennaio 2008 del Ministero delle Infrastrutture.



IL MINISTRO DELLE INFRASTRUTTURE  
di concerto con  
IL MINISTRO DELL'INTERNO  
e con  
IL CAPO DEL DIPARTIMENTO DELLA PROTEZIONE CIVILE

omissis

DECRETA

Art. 1

E' approvato il testo aggiornato delle norme tecniche per le costruzioni, di cui alla legge 5 novembre 1971, n. 1086, alla legge 2 febbraio 1974, n. 64, al decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380, ed alla legge 27 luglio 2004, n. 186, di conversione del decreto-legge 28 maggio 2004, n. 136, allegato al presente decreto, ad eccezione delle tabelle 4.4.III e 4.4.IV e del Capitolo 11.7. Le presenti norme sostituiscono quelle approvate con il decreto ministeriale 14 settembre 2005.

Art. 2

Le norme tecniche di cui all'art. 1 entrano in vigore trenta giorni dopo la pubblicazione del presente decreto nella Gazzetta Ufficiale della Repubblica italiana.

Il presente decreto ed i relativi allegati sono pubblicati nella Gazzetta Ufficiale della Repubblica italiana.

IL MINISTRO

**Periodo  
transitorio  
sino al  
30-06-2009**

**Norme  
alternative  
utilizzabili nel  
periodo  
transitorio**

**Obbligo di  
utilizzo  
dall'entrata in  
vigore per  
edifici  
strategici  
e rilevanti**

**Commissione  
di  
monitoraggio**

**Decreto "milleproroghe" approvato il 20-02-2008**

"ART. 20 – (Regime transitorio per l'operatività della revisione delle norme tecniche per le costruzioni). – 1. Il termine di cui al comma 2-bis dell'articolo 5 del decreto-legge 28 maggio 2004, n. 136, convertito, con modificazioni, dalla legge 27 luglio 2004, n. 186 e successive modificazioni, già prorogato al 31 dicembre 2007 ai sensi dell'art. 3, comma 4-bis, del decreto-legge 28 dicembre 2006, n. 300, convertito, con modificazioni, dalla legge 26 febbraio 2007, n. 17, è differito al 30 giugno 2009.

2. A seguito dell'entrata in vigore della revisione generale delle Norme tecniche per le costruzioni approvate con decreto del Ministro delle infrastrutture e dei trasporti 14 settembre 2005, durante il periodo di cui all'articolo 5, comma 2-bis, del citato decreto legge n. 136 del 2004, come, da ultimo, modificato dal comma 1 del presente articolo, in alternativa all'applicazione della suddetta revisione generale è possibile l'applicazione del citato decreto del Ministro delle infrastrutture e dei trasporti 14 settembre 2005 oppure dei decreti del Ministro dei lavori pubblici 20 novembre 1987, 3 dicembre 1987, 11 marzo 1988, 4 maggio 1990, 9 gennaio 1996 e 16 gennaio 1996.

3. Per le costruzioni e le opere infrastrutturali iniziate, nonché per quelle per le quali le amministrazioni aggiudicatrici abbiano affidato lavori o avviato progetti definitivi o esecutivi prima dell'entrata in vigore della revisione generale delle Norme tecniche per le costruzioni approvate con decreto del Ministro delle infrastrutture e dei trasporti 14 settembre 2005, continua ad applicarsi la normativa tecnica utilizzata per la redazione dei progetti, fino all'ultimazione dei lavori e all'eventuale collaudo.

4. Con l'entrata in vigore della revisione generale di cui al comma 2, il differimento del termine di cui al comma 1 non opera per le verifiche tecniche e le nuove progettazioni degli interventi relativi agli edifici di interesse strategico e alle opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile, nonché relativi agli edifici ed alle opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un loro eventuale collasso, di cui al decreto del Capo del dipartimento della protezione civile 21 ottobre 2003, di attuazione dell'articolo 2, commi 2, 3 e 4, dell'ordinanza del Presidente del Consiglio dei ministri 20 marzo 2003, n. 3274, pubblicato nella *Gazzetta Ufficiale* n. 252 del 29 ottobre 2003.

5. Le verifiche tecniche di cui all'art. 2, comma 3 della citata ordinanza del Presidente del Consiglio dei ministri n. 3274 del 2003, ad esclusione degli edifici e delle opere progettate in base alle norme sismiche vigenti dal 1984, devono essere effettuate a cura dei rispettivi proprietari entro il 31 dicembre 2010, e riguardare in via prioritaria edifici e opere ubicate nelle zone sismiche 1 e 2.

6. Con apposito decreto del Ministro delle infrastrutture è istituita, fino al 30 giugno 2009, senza nuovi o maggiori oneri a carico della finanza pubblica, una commissione consultiva, con rappresentanti delle regioni e degli enti locali, nonché delle associazioni imprenditoriali e degli ordini professionali interessati, per il monitoraggio delle revisioni generali delle Norme tecniche di cui al comma 2, anche al fine degli adeguamenti normativi che si rendano necessari, previa intesa con la Conferenza unificata di cui all'articolo 8 del decreto legislativo 28 agosto 1997, n. 281, e successive modificazioni, alla scadenza del periodo transitorio indicato al comma 1.

7. La partecipazione alla commissione di cui al comma 6 non dà luogo alla corresponsione di compensi, emolumenti, indennità, o rimborsi spese."

Sono pendenti i ricorsi dell'Austria e del C.N. dei Geologi

- **Le Norme Tecniche per le Costruzioni raccolgono in un unico testo le norme prima distribuite in diversi decreti Ministeriali**

## Premessa

Le presenti Norme tecniche per le costruzioni sono emesse ai sensi delle leggi 05.11.1971, n. 1086, e 02.02.1974, n. 64, così come riunite nel Testo Unico per l'Edilizia di cui al D.P.R. 06.06.2001, n. 380, e dell'art. 5 del decreto legge 28.05.2004, n. 136, convertito in legge, con modificazioni, dall'art. 1 della legge 27.07.2004, n. 186 e ss. mm. ii.. Esse raccolgono in un unico organico testo le norme prima distribuite in diversi decreti ministeriali.

- **Nelle intenzioni la norma dovrebbe avere un carattere prestazionale**

## 1 OGGETTO

Le presenti Norme tecniche per le costruzioni definiscono i principi per il progetto, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni, nei riguardi delle prestazioni loro richieste in termini di requisiti essenziali di resistenza meccanica e stabilità, anche in caso di incendio, e di durabilità.

Esse forniscono quindi i criteri generali di sicurezza, precisano le azioni che devono essere utilizzate nel progetto, definiscono le caratteristiche dei materiali e dei prodotti e, più in generale, trattano gli aspetti attinenti alla sicurezza strutturale delle opere.

Circa le indicazioni applicative per l'ottenimento delle prescritte prestazioni, per quanto non espressamente specificato nel presente documento, ci si può riferire a normative di comprovata validità e ad altri documenti tecnici elencati nel Cap. 12. In particolare quelle fornite dagli Eurocodici con le relative Appendici Nazionali costituiscono indicazioni di comprovata validità e forniscono il sistematico supporto applicativo delle presenti norme.

- **In effetti, specie nei capitoli di carattere generale, sono spesso trattati gli aspetti di carattere prestazionale**
- **Inevitabilmente sono contenute anche molte regole applicative**

# D.M. 14-01-2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni

PREMESSA	
1 OGGETTO	Principi fondamentali Stati Limite Valutazione della sicurezza Vita Nominale – Classi d'uso – Periodo di riferimento Azioni sulle costruzioni Azioni nelle verifiche agli St. Limite Verifiche alle Tensioni Ammissibili
2 SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE	
3 AZIONI SULLE COSTRUZIONI	Azione sismica Vento Neve Temperatura Az. Eccezionali
4 COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI	Costruzioni in calcestruzzo in acciaio miste acciaio-calcestruzzo in legno in muratura in altri materiali
5 PONTI	
6 PROGETTAZIONE GEOTECNICA	Disposizioni generali Articolazione del progetto Stabilità dei pendii naturali Opere di fondazione Opere di sostegno Tiranti di ancoraggio Opere in mat. Sciolti e fronti di scavo Miglioramento e rinforzo dei terreni Consolidamento geotecnico di op. esistenti Discariche e depositi di inerti Fattibilità di opere su grandi aree
7 PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE	
8 COSTRUZIONI ESISTENTI	
9 COLLAUDO STATICO	
10 REDAZIONE DEI PROGETTI ESECUTIVI E DELLE RELAZIONI DI CALCOLO	
11 MATERIALI E PRODOTTI PER USO STRUTTURALE	
12 RIFERIMENTI TECNICI	

ALLEGATO A: PERICOLOSITA' SISMICA

ALLEGATO B: TABELLE DEI PARAMETRI CHE DEFINISCONO L'AZIONE SISMICA

# D.M. 14-01-2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni

## Cap. 2 – Sicurezza e prestazioni attese

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

In particolare, secondo quanto stabilito nei capitoli specifici, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)*: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- *sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)*: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- *robustezza nei confronti di azioni eccezionali*: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescenti quali incendio, esplosioni, urti.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce collasso.

Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.

Per le opere esistenti è possibile fare riferimento a livelli di sicurezza diversi da quelli delle nuove opere ed è anche possibile considerare solo gli stati limite ultimi. Maggiori dettagli sono dati al Cap. 8.

### 0) Vita Nominale

### L'approccio alla sicurezza è di tipo probabilistico:

**Devono essere identificati i fenomeni (gli stati limite) e le situazioni al di là delle quali la struttura non soddisfa più le prestazioni per le quali è stata progettata; inoltre va stimata la gravità dei rischi legati al raggiungimento degli stati limite**

### 1) Identificazione degli Stati Limite

**Vanno individuati i criteri di accettabilità, cioè deve essere definita una modalità di misura della sicurezza affinché la probabilità di verificarsi degli stati limite sia abbastanza piccolo da essere accettata.**

### 2) Criteri di misura della sicurezza

# Cap. 2.4 - Vita nominale, Classe d'Uso, Periodo di riferimento

## 0) Vita Nominale

### Vita Nominale

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I e deve essere precisata nei documenti di progetto.

Tabella 2.4.I – Vita nominale  $V_N$  per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva <sup>1</sup>	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

**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.

### Classe d' Uso

(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  $C_U$ :

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (2.4.1)$$

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II.

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

Se  $V_R \leq 35$  anni si pone comunque  $V_R = 35$  anni.

### Periodo di Riferimento

(per l'azione sismica)

Novità !!!



## Cap. 2 – Identificazione degli Stati Limite – Stati limite Ultimi

**EQU** : Perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte considerata come corpo rigido (non entrano in gioco i valori di resistenza dei materiali)

**STR** : Rottura per superamento della capacità portante di elementi strutturali: lo stato limite è governato dalla resistenza dei materiali costituenti l'elemento strutturale

**GEO** : Rottura o eccessiva deformazione del terreno: risultano determinanti nella valutazione di questo SL le caratteristiche di resistenza del terreno

**UPL** : Perdita di equilibrio della struttura o del terreno dovuto a sollevamento causato dalla pressione idrostatica

**HYD** : Sollevamento di origine idraulica, erosione interna del suolo dovuta ad elevati gradienti idraulici

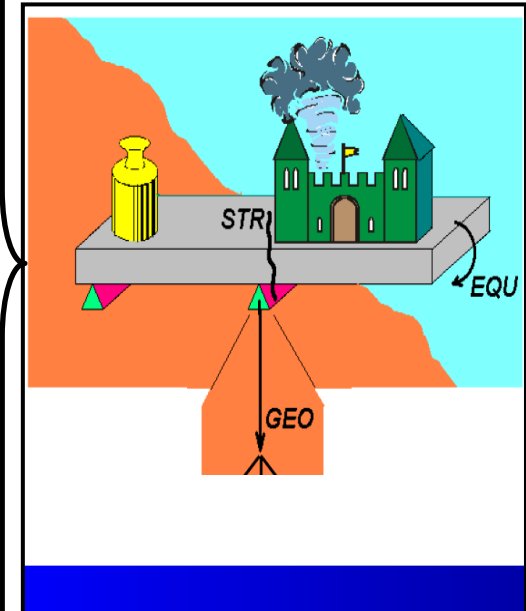
**FAT** : Rottura per fatica della struttura o di un elemento strutturale.



Trattati nel Cap. 6 – Progettazione Geotecnica



### 1) Identificazione degli Stati Limite





# Cap. 2 – Identificazione degli Stati Limite – Stati limite di Esercizio

## 1) Identificazione degli Stati Limite

### DEFORMAZIONE

Prestazioni nello Stato Limite di Esercizio	Stati limite di esercizio - Spostamenti verticali		
	Effetti irreversibili delle azioni	Effetti reversibili delle azioni	
	Combinazione Caratteristica $W_{tot} - W_{max}$	Combinazione Frequente $W_{max}$	Combinazione Quasi Permanente $W_{max}$
Funzionalità e riduzione del danno degli elementi non strutturali (es. pareti divisorie, pavimenti)			
<b>Elementi Fragili</b>	<b>L/500 sino a L/360</b>		
<b>Elementi non Fragili</b>	<b>L/300 sino a L/200</b>		
Funzionalità e riduzione del danno degli elementi strutturali	<b>L/300 sino a L/200</b>		
Per evitare il ristagno dell'acqua sulle coperture di tetti impermeabilizzati con membrane		<b>≤ L/250</b> (limite appropriato per pendenze dell'ordine del 2,5%)	
Comfort degli utenti o funzionamento di macchinari		<b>≤ L/300</b>	
Inflessione verticale delle vie di corsa di gru a ponte per carichi statici		<b>≤ L/600</b>	
<b>Aspetto</b>			<b>≤ L/250</b>

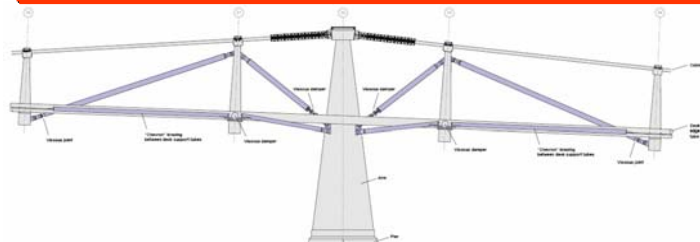
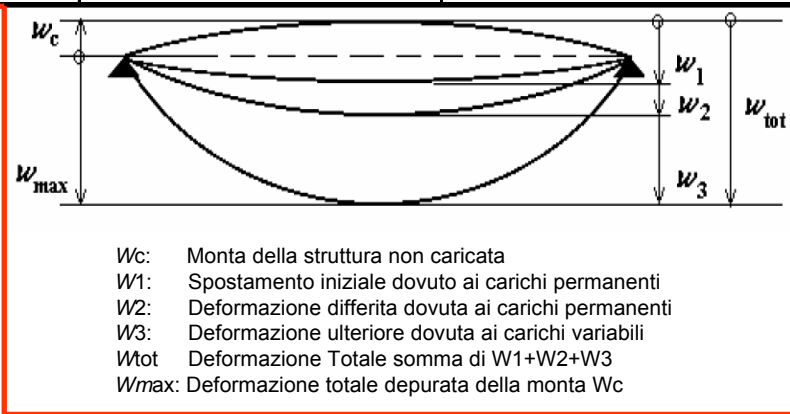
### DANNEGGIAMENTO LOCALE FESSURAZIONE



### DEGRADO / DURABILITA'

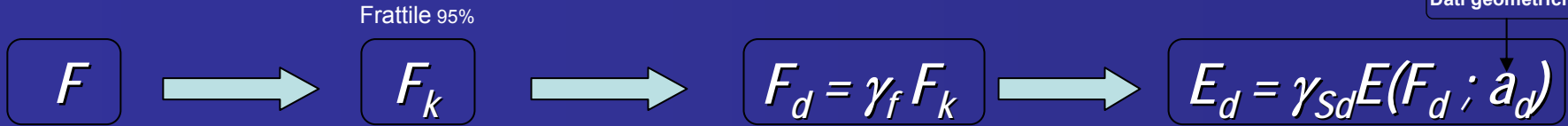


### VIBRAZIONI



# Cap. 2 – Modalità di verifica della sicurezza: metodo semiprobabilistico agli Stati Limite (metodo dei coefficienti parziali)

## Valori di calcolo delle Azioni



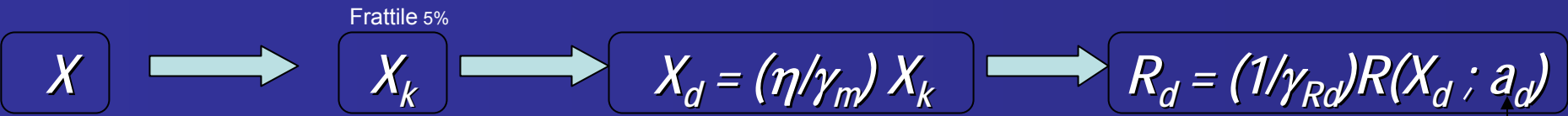
**2) Criteri di misura della sicurezza**



**STR  
GEO**  
 $E_d \leq R_d$

**EQU**  
 $E_{d,inst} \leq E_{d,stab}$

**SLE**  
 $E_d \leq C_d$



## Valori di calcolo delle Resistenze

Dati geometrici

# Classificazione delle azioni

## Classificazione in base al modo di esplicarsi

- Dirette
- Indirette
- Degrado

## Classificazione in base alla risposta strutturale

- Statiche
- Pseudo statiche
- Dinamiche

## Classificazione in base alla variazione di intensità nel tempo

- Permanenti
  - piccola variazione di intensità nel tempo (pressoché costanti)
  - NOVITA'** (G1) peso proprio degli elementi strutturali, peso proprio del terreno forze indotte dal terreno e dall'acqua (se costanti)
  - (G2) pesi propri degli elementi non strutturali (sovracc. permanenti)
  - (P) precompressione  
spostamenti impressi previsti in progetto  
ritiro e viscosità  
spostamenti differenziali
- Variabili (Q)
- Eccezionali (A) incendi, urti, esplosioni
- Sismiche (E)

# Combinazione delle azioni

## Fondamentale

$$\underbrace{\gamma_{G1} \cdot G1}_{\text{Permanenti strutturali}} + \underbrace{\gamma_{G2} \cdot G2}_{\text{Permanenti non strutturali}} + \underbrace{\gamma_P \cdot P}_{\text{Precompressione}} + \underbrace{\gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}}_{\text{Azione variabile principale}} + \underbrace{\gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots}_{\text{Azioni variabili di accompagnamento}}$$

**SLU**

Coefficiente di combinazione  $\psi_0$

## Caratteristica (rara – SLE irreversibili)

$$G1 + G2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

**SLE**

## Frequente (SLE reversibili)

$$G1 + G2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

**SLE**

## Quasi permanente (SLE effetti di lungo termine)

$$G1 + G2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

**SLE**

## Sismica (SLU e SLE sismici)

**SLU-SLE**

$$E + G1 + G2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2}$$

## Eccezionale (SLU con azioni eccezionali)

**SLU**

$$Ad + G1 + G2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2}$$

# Combinazione delle azioni

## Fondamentale

$$\underbrace{\gamma_{G1} \cdot G1}_{\text{Permanenti strutturali}} + \underbrace{\gamma_{G2} \cdot G2}_{\text{Permanenti non strutturali}} + \underbrace{\gamma_P \cdot P}_{\text{Precompressione}} + \underbrace{\gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}}_{\text{Azione variabile principale}} + \underbrace{\gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots}_{\text{Azioni variabili di accompagnamento}}$$

**SLU**

## Caratteristica (rara - **SLE** irreversibili)

$$G1 + G2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

**SLE**

## Frequente (**SLE** reversibili)

$$G1 + G2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

**SLE**

## Quasi permanente (**SLE** effetti di lungo termine)

$$G1 + G2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

**SLE**

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup>Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

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

## Effetto della distinzione tra permanenti strutturali e permanenti non strutturali

### 3.1.3 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Sono considerati carichi permanenti non strutturali i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione, quali quelli relativi a tamponature esterne, divisori interni, massetti, isolamenti, pavimenti e rivestimenti del piano di calpestio, intonaci, controsoffitti, impianti ed altro, ancorché in qualche caso sia necessario considerare situazioni transitorie in cui essi non siano presenti.

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup>Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

- 1) Cosa significa “carichi permanenti non strutturali compiutamente definiti” ?
- 2) Una volta che si è deciso di distinguere i  $g_2$  dai  $g_1$ , è necessario considerare i  $g_2$  variabili per campata ?

**La risposta alla seconda domanda può avere conseguenze importanti nelle verifiche EQU o UPL, oltre che nelle verifiche STR**

# Effetto della distinzione tra permanenti strutturali e permanenti non strutturali

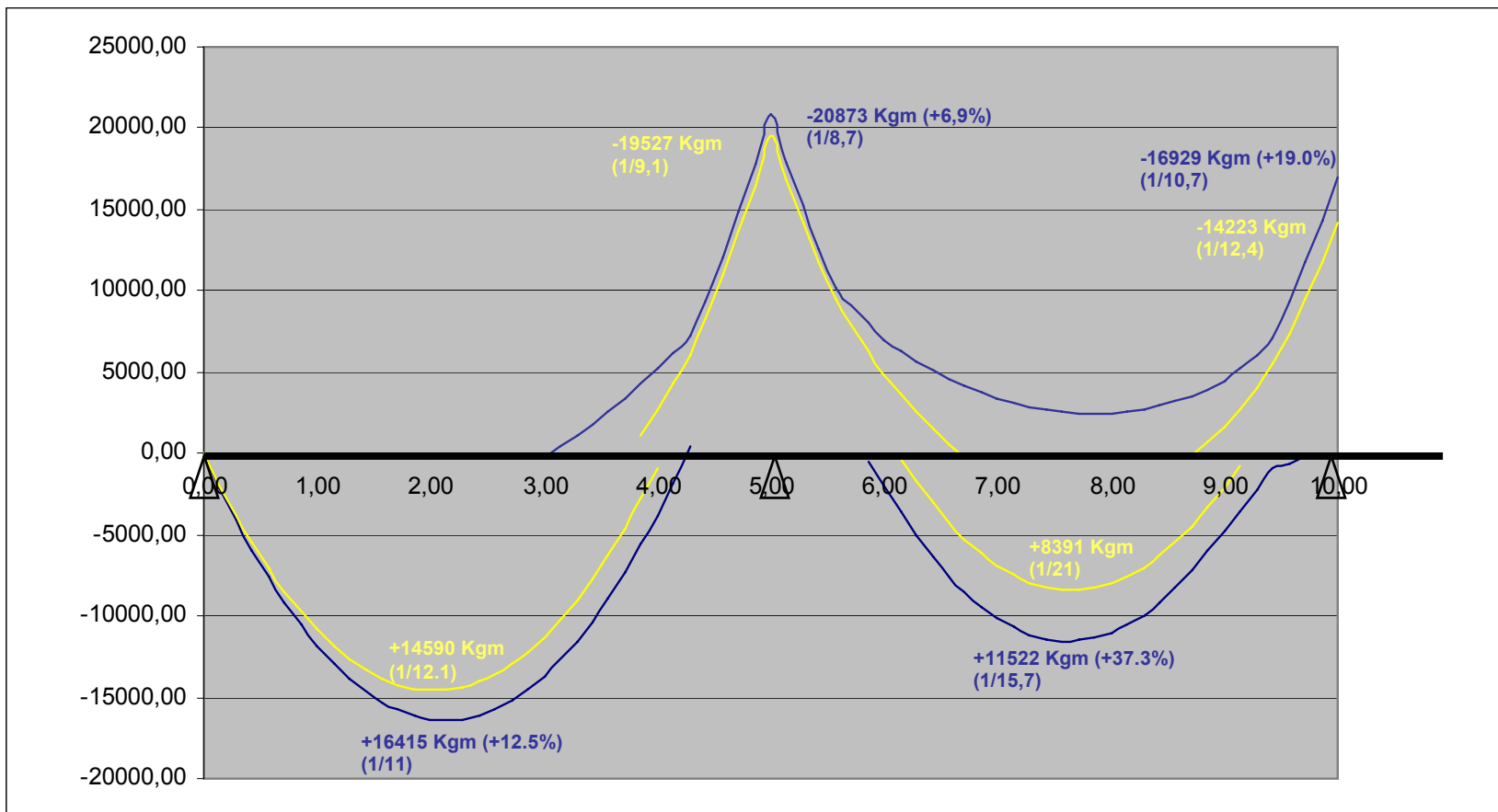
## Es.: Verifica STR di una trave continua a 4 campate

$$p_d = 7065 \text{ Kg/m}$$

$$1,5 q = 1,5 \times 6 \times 200 = 1800 \text{ Kg/m}$$

$$1,5 q = 1,5 \times 6 \times 200 = 1800 \text{ Kg/m}$$

$$1,35(g_1 + g_2) = 1,35 \times 6 \times (350 + 300) = 5265 \text{ Kg/m}$$



$$p_d = 7230 \text{ Kg/m}$$

+2,3%

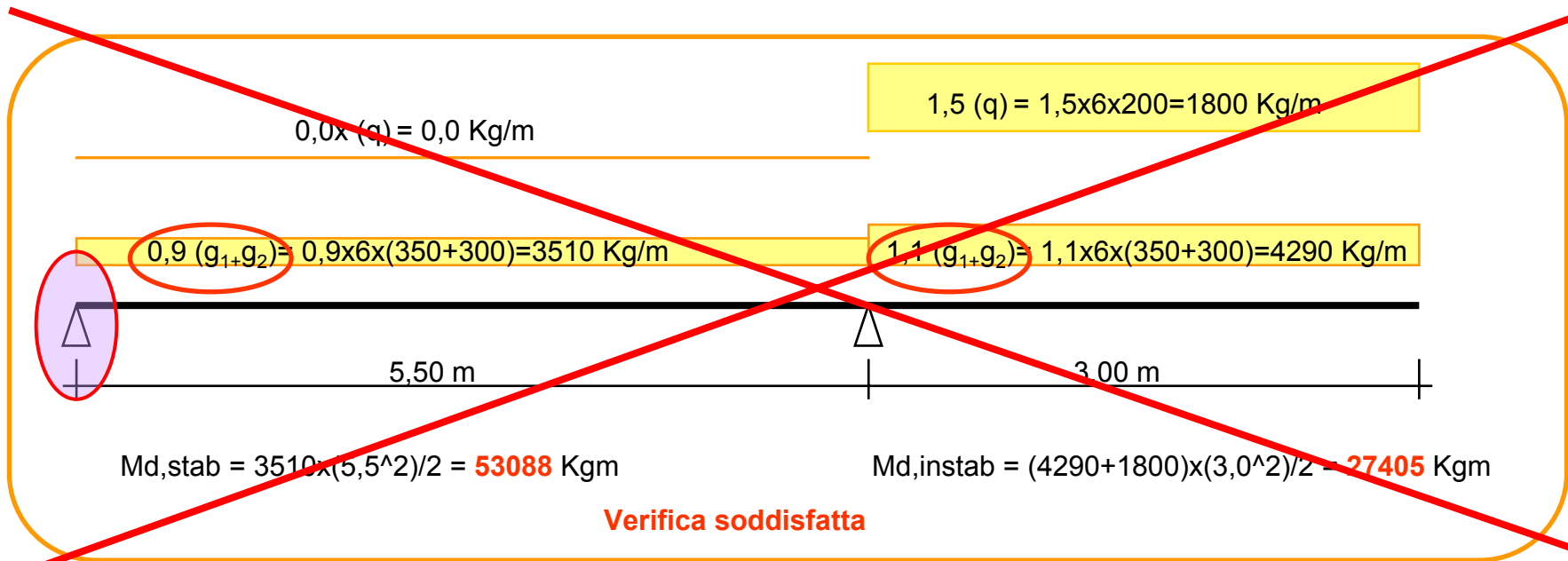
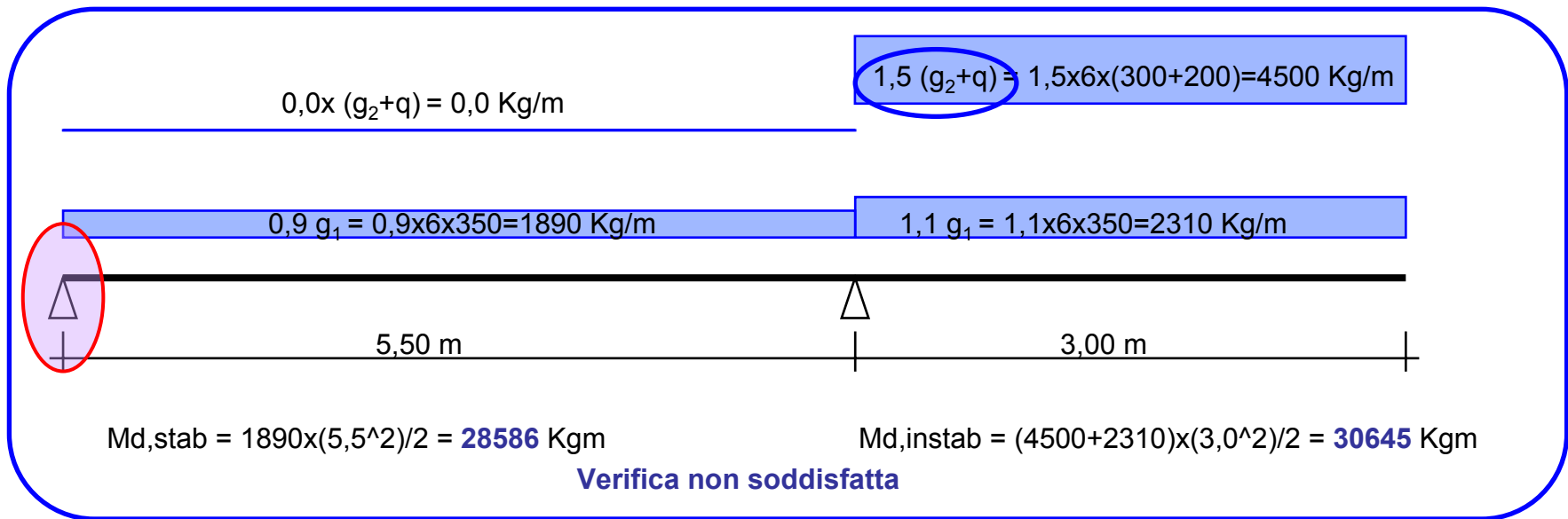
$$1,5 (g_2 + q) = 1,5 \times 6 \times (300 + 200) = 4500 \text{ Kg/m}$$

$$1,5 (g_2 + q) = 1,5 \times 6 \times (300 + 200) = 4500 \text{ Kg/m}$$

$$1,3 g_1 = 1,3 \times 6 \times 350 = 2730 \text{ Kg/m}$$



**Effetto della distinzione tra permanenti strutturali e permanenti non strutturali**  
**Es.: Verifica EQU sollevamento di un appoggio**



# D.M. 14-01-2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni

## 2.7 VERIFICHE ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

Relativamente ai metodi di calcolo, è d'obbligo il Metodo agli stati limite di cui al § 2.6.

Per le costruzioni di tipo 1 e 2 e Classe d'uso I e II, limitatamente a siti ricadenti in Zona 4, è ammesso il Metodo di verifica alle tensioni ammissibili. Per tali verifiche si deve fare riferimento alle norme tecniche di cui al D.M. LL. PP. 14.02.92, per le strutture in calcestruzzo e in acciaio, al D.M. LL. PP. 20.11.87, per le strutture in muratura e al D.M. LL. PP. 11.03.88 per le opere e i sistemi geotecnici.

Le norme dette si debbono in tal caso applicare integralmente, salvo per i materiali e i prodotti, le azioni e il collaudo statico, per i quali valgono le prescrizioni riportate nelle presenti norme tecniche.

Le azioni sismiche debbono essere valutate assumendo pari a 5 il grado di sismicità  $S$ , quale definito al § B. 4 del D.M. LL. PP. 16.01.1996, ed assumendo le modalità costruttive e di calcolo di cui al D.M. LL. PP. citato, nonché alla Circ. LL. PP. 10.04.97, n. 65/AA.GG. e relativi allegati.

# D.M. 14-01-2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni

## Cap. 3 – Azioni sulle costruzioni

### Sovraccarichi per gli edifici

#### 3.1.3.1 Elementi divisori interni

Per gli orizzontamenti degli edifici per abitazioni e uffici, il peso proprio di **elementi divisori interni** potrà essere ragguagliato ad un carico permanente portato uniformemente distribuito  $g_{2k}$ , purché vengano adottate le misure costruttive atte ad assicurare una adeguata ripartizione del carico. Il carico uniformemente distribuito  $g_{2k}$  ora definito dipende dal peso proprio per unità di lunghezza  $G_{2k}$  delle partizioni nel modo seguente:

- per elementi divisori con  $G_2 \leq 1,00 \text{ kN/m}$ :  $g_2 = 0,40 \text{ kN/m}^2$ ;
- per elementi divisori con  $1,00 < G_2 \leq 2,00 \text{ kN/m}$ :  $g_2 = 0,80 \text{ kN/m}^2$ ;
- per elementi divisori con  $2,00 < G_2 \leq 3,00 \text{ kN/m}$ :  $g_2 = 1,20 \text{ kN/m}^2$ ;
- per elementi divisori con  $3,00 < G_2 \leq 4,00 \text{ kN/m}$ :  $g_2 = 1,60 \text{ kN/m}^2$ ;
- per elementi divisori con  $4,00 < G_2 \leq 5,00 \text{ kN/m}$ :  $g_2 = 2,00 \text{ kN/m}^2$ .

Elementi divisori interni con peso proprio maggiore devono essere considerati in fase di progettazione, tenendo conto del loro effettivo posizionamento sul solaio.

Non è riportata alcuna istruzione relativa alla possibilità di riduzione dei sovraccarichi che interessano più piani o grandi superfici

A tale proposito si può consultare EN1991-1-1 al punto 6.3.1.2

$$\alpha_n = \frac{2 + (n-2)\psi_0}{n}$$

$$\alpha_A = \frac{5}{7}\psi_0 + \frac{A_0}{A} \leq 1,0$$

$$A_0 = 10\text{m}^2$$

Tabella 3.1.II – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
A	<b>Ambienti ad uso residenziale.</b> Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	<b>Uffici.</b> Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	<b>Ambienti suscettibili di affollamento</b>			
	Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole	3,00	2,00	1,00
	Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	5,00	5,00	3,00
D	<b>Ambienti ad uso commerciale.</b>			
	Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	<b>Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale.</b>			
	Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	$\geq 6,00$ —	6,00 —	1,00* —
F-G	<b>Rimesse e parcheggi.</b>			
	Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	2,50 —	2 x 10,00 —	1,00** —
H	<b>Coperture e sottotetti</b>			
	Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0,50	1,20	1,00
	Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	— —	— —	— —

\* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati

\*\* per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso

## Azioni climatiche

**Vento, Neve, Temperatura**

**Sono azioni variabili nel tempo.**

**Il loro valore caratteristico è fornito in relazione ad un Tempo di Ritorno di 50 anni che corrisponde alla Vita Nominale di una costruzione ordinaria**

**Le istruzioni (e gli Eurocodici) forniscono anche le espressioni per il calcolo dei valori caratteristici delle azioni per un  $T_r$  diverso.**

Dal momento che la Vita Nominale della costruzione deve essere dichiarata negli elaborati di progetto e, di conseguenza dovrebbe rappresenta una grandezza rilevante (non solo per il progetto della durabilità o della progettazione sismica), è necessario utilizzare i valori delle azioni adeguati al  $T_r$  corrispondente alla Vita Nominale ?????

# D.M. 14-01-2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni

## Cap. 3 – Azioni sulle costruzioni

### Vento

=1  
Quasi sempre

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$$

=1

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

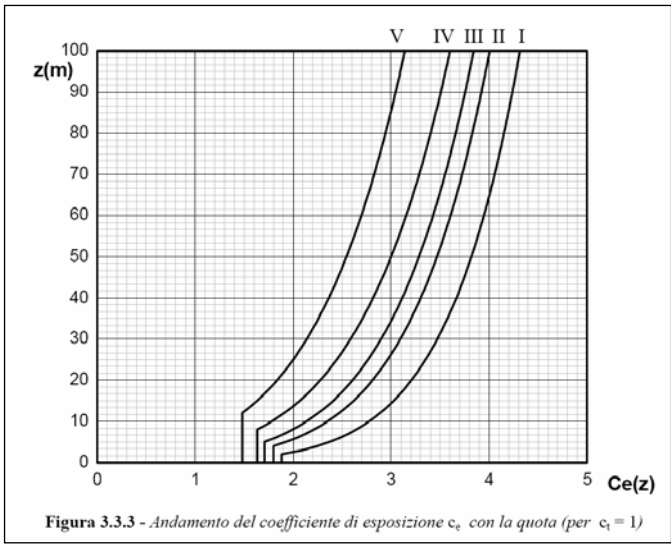


Figura 3.3.3 - Andamento del coefficiente di esposizione  $c_e$  con la quota (per  $c_t = 1$ )

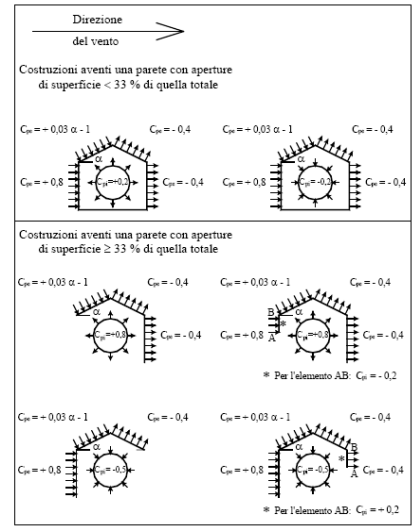
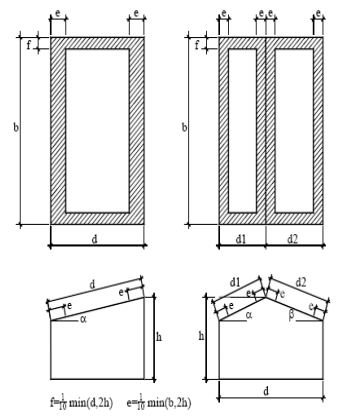
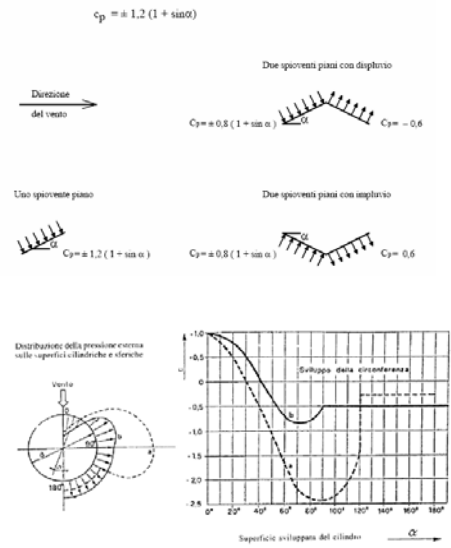


Figura C3.3.3 Coefficienti di forma per gli edifici.



a) Copertura a una falda b) Copertura a due falde  
Figura C3.3.5 - Zone di massime pressioni locali sulle coperture



Vedere  
Circolare  
Istruzioni

# D.M. 14-01-2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni

## Cap. 3 – Azioni sulle costruzioni

### Neve

#### Zona II

Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona:

$$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m} \quad (3.3.10)$$

$$q_{sk} = 0,85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

$$0,8 \times 100 \times 1 \times 1 = 80 \text{ Kg/mq}$$

**Mantova**

dove:

$q_s$  è il carico neve sulla copertura;

$\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura, fornito al successivo § 3.4.5;

$q_{sk}$  è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [ $\text{kN/m}^2$ ], fornito al successivo § 3.4.2 per un periodo di ritorno di 50 anni;

$C_E$  è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.3;

$C_t$  è il coefficiente termico di cui al § 3.4.4.

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Tabella 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_i$	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

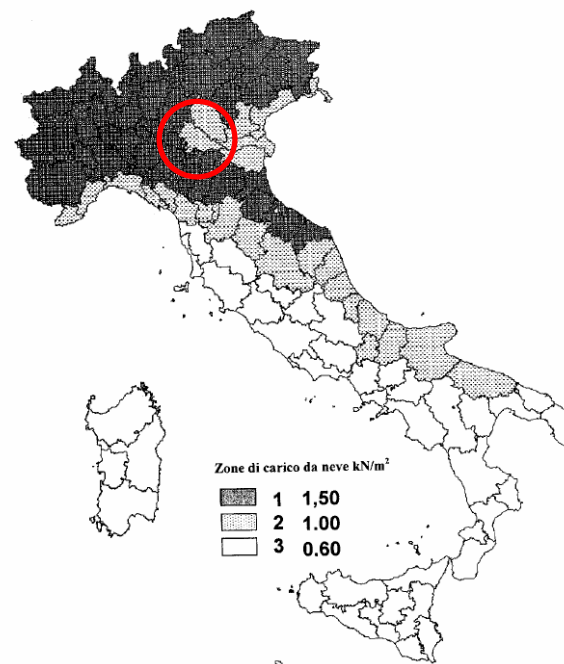


Figura 3.4.1 – Zone di carico da neve

# D.M. 14-01-2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni

## Cap. 3 – Azioni sulle costruzioni

### Azioni termiche

$$T_{est} = T + \Delta T_{irraggiamento}$$

$T_{max}$        $T_{min}$   
 ↙          ↘

$$T = (T_{sup,est} + T_{sup,int}) / 2$$

$$\Delta T_u = T - T_0$$

$T_0$   
 ↙  
**15°C**

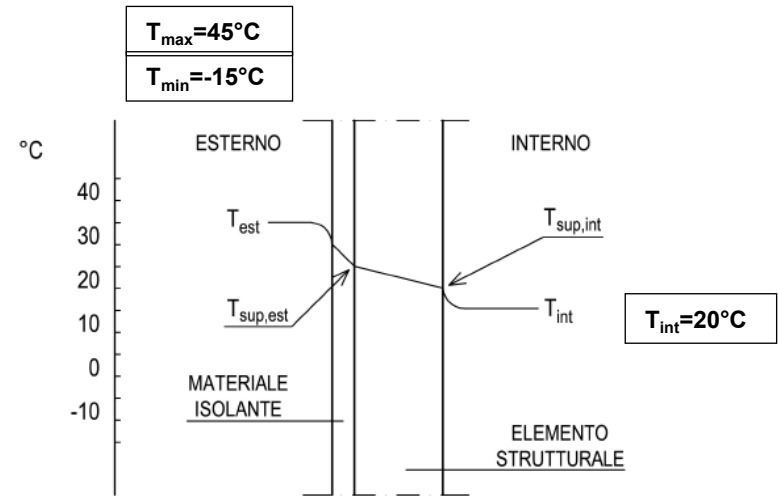


Figura 3.5.1 – Andamento della temperatura all'interno di un elemento strutturale.

Tabella 3.5.I – Contributo dell'irraggiamento solare

Stagione	Natura della superficie	Incremento di Temperatura	
		superfici esposte a Nord-Est	superfici esposte a Sud-Ovest od orizzontali
Estate	Superficie riflettente	0°C	18°C
	Superficie chiara	2°C	30°C
	Superficie scura	4°C	42°C
Inverno		0°C	0°C

Tabella 3.5.II – Valori di  $\Delta T_u$  per gli edifici

Tipo di struttura	$\Delta T_u$
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	± 15 °C
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	± 10 °C
Strutture in acciaio esposte	± 25 °C
Strutture in acciaio protette	± 15 °C



# D.M. 14-01-2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni

## Cap. 3 – Azioni sulle costruzioni

### Azioni eccezionali

Quando non si effettuano verifiche specifiche nei confronti delle azioni eccezionali, quali esplosioni, urti, ecc., la concezione strutturale, i dettagli costruttivi ed i materiali usati dovranno essere tali da evitare che la struttura possa essere danneggiata in misura sproporzionata rispetto alla causa.

#### Incendio

I livelli di prestazione comportano classi di resistenza al fuoco, stabilite per i diversi tipi di costruzioni. In particolare, per le costruzioni nelle quali si svolgono attività soggette al controllo del Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco, ovvero disciplinate da specifiche regole tecniche di prevenzione incendi, i livelli di prestazione e le connesse classi di resistenza al fuoco sono stabiliti dalle disposizioni emanate dal Ministero dell'Interno ai sensi del decreto del Presidente della Repubblica del 29 luglio 1982, n. 577 e successive modificazioni e integrazioni.

#### Esplosioni

Gli effetti delle esplosioni possono essere tenuti in conto nella progettazione di quelle costruzioni in cui sono presenti miscele esplosive di polveri o gas in aria o sono contenuti materiali esplosivi.

#### Urti

Tabella 3.6.II – *Categorie di azione*

Traffico veicolare

Traffico ferroviario

Imbarcazioni

Categoria di azione	Possibili effetti
1	Effetti trascurabili sulle strutture
2	Effetti localizzati su parte delle strutture
3	Effetti generalizzati sulle strutture

Le azioni dovute agli urti devono essere applicate a quegli elementi strutturali, o ai loro sistemi di protezione, per i quali le relative conseguenze appartengono alle categorie 2 e 3.

Elicotteri

Se in progetto è previsto il possibile atterraggio di elicotteri sulla copertura della costruzione, si deve considerare una azione eccezionale per gli atterraggi di emergenza.

## Azioni sismiche

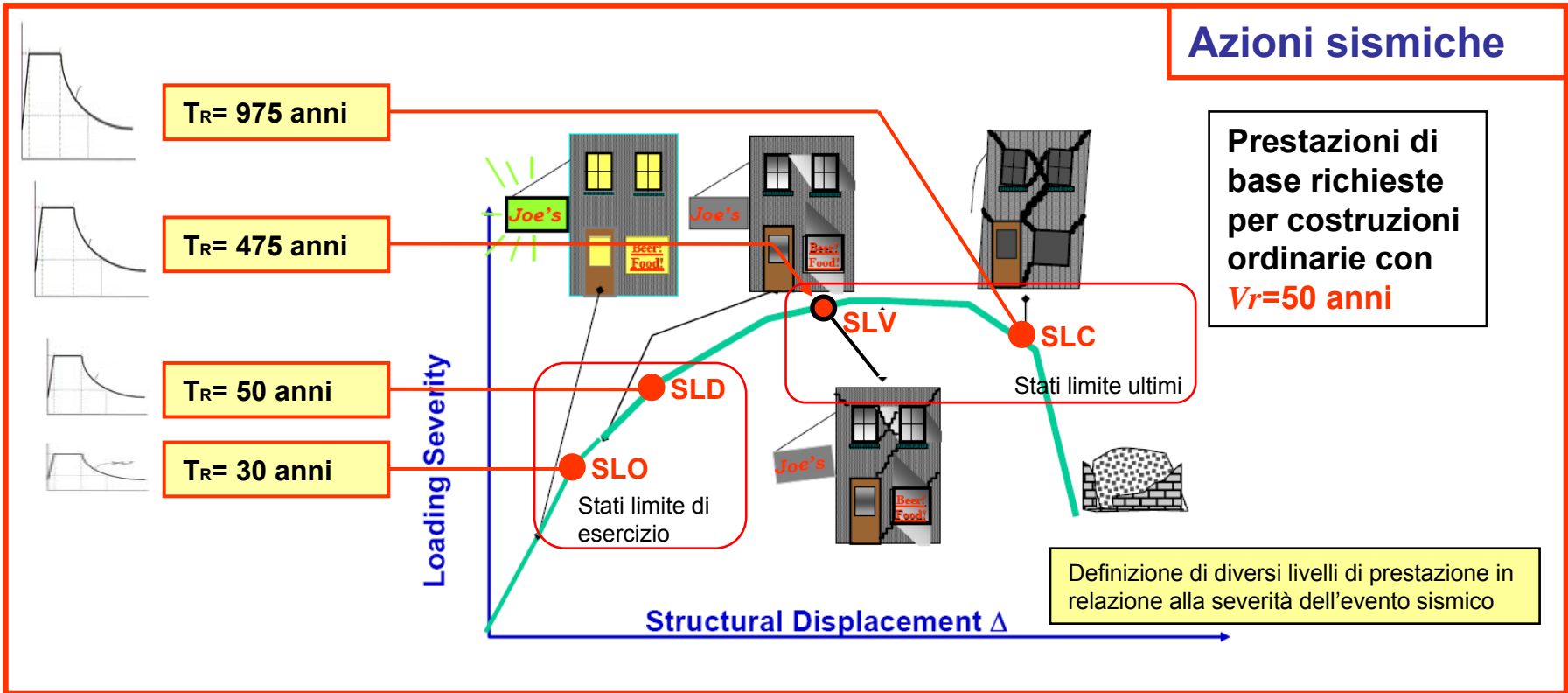
- 1) I parametri che definiscono le azioni di progetto non sono più legati alla zonazione sismica, ma sono definiti puntualmente
- 2) Non esiste più il coefficiente di importanza  $I$ : la diversificazione dell'azione (e quindi della sicurezza) si ottiene aumentando il periodo di riferimento (cioè la finestra temporale di osservazione) con il coefficiente d'uso  $C_u$  attraverso la relazione  $V_r = V_n \cdot C_u$
- 3) Per la Provincia di **Mantova** i nuovi parametri di riferimento per la definizione dell'azione sismica comportano valori di accelerazione  $a_g$  tali da rendere obbligatoria la progettazione sismica anche per edifici ordinari

Novità !!!

# D.M. 14-01-2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni

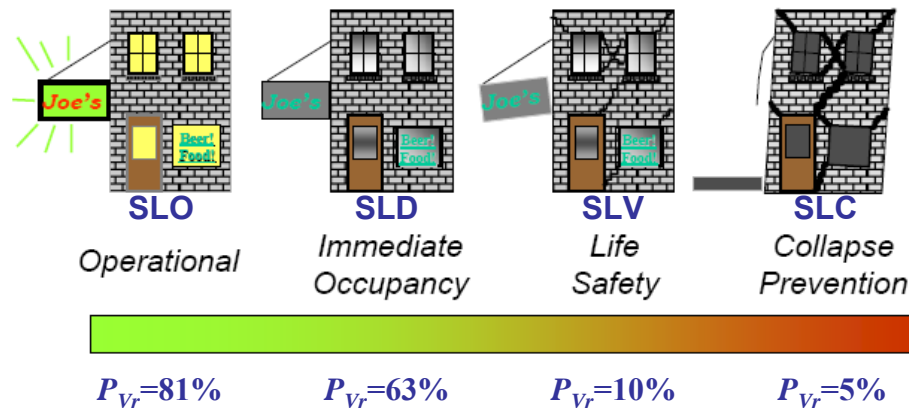
## Cap. 3 – Azioni sulle costruzioni

### Azioni sismiche



$$V_r = V_n \cdot C_u$$

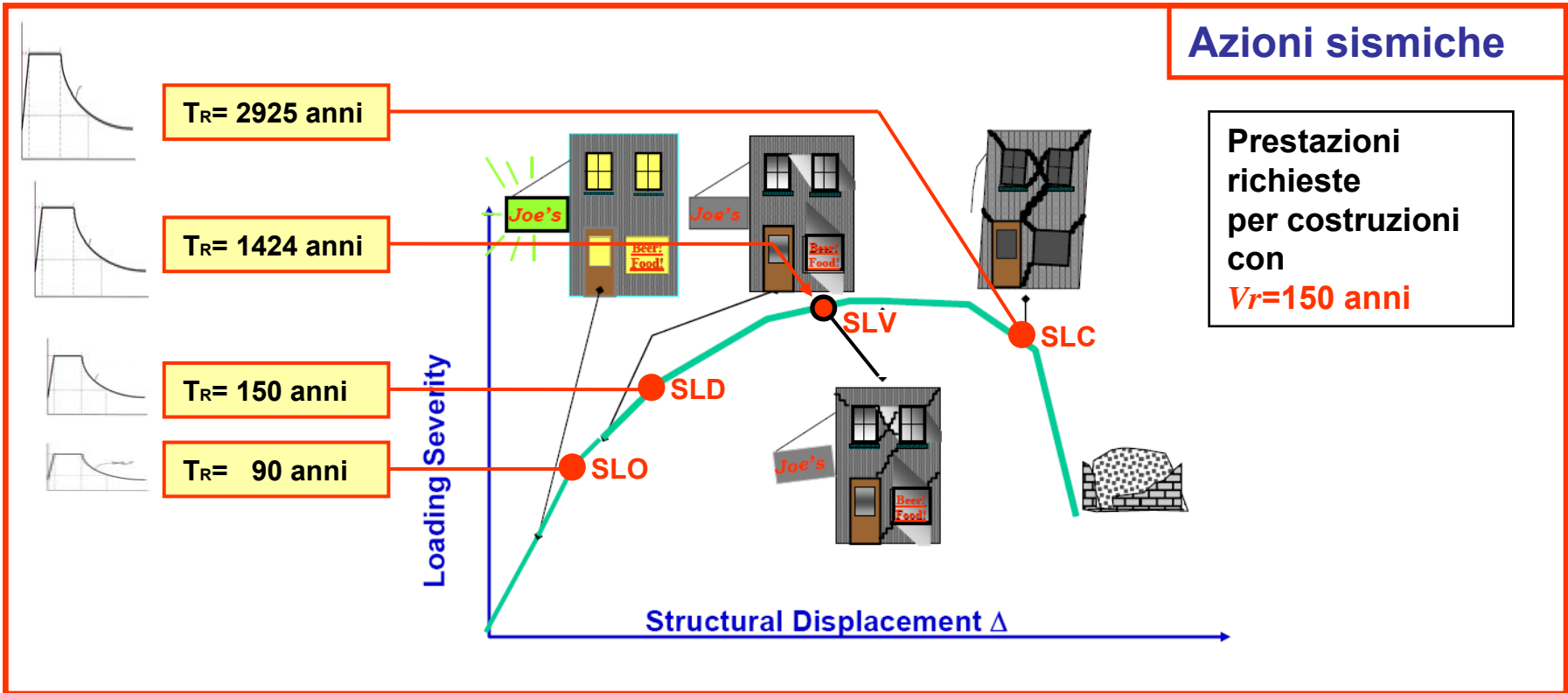
$$T_r = \frac{-V_r}{\ln(1 - P_{V_r})}$$



# D.M. 14-01-2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni

## Cap. 3 – Azioni sulle costruzioni

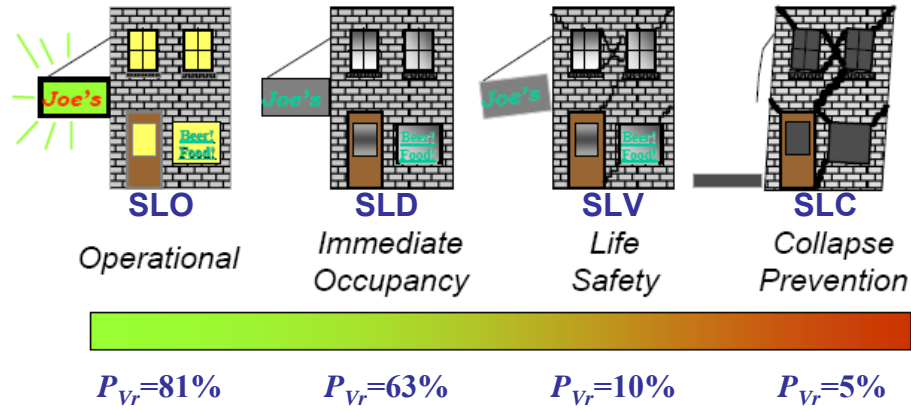
### Azioni sismiche



Prestazioni richieste per costruzioni con  $V_r=150$  anni

$$V_r = V_n \cdot C_u$$

$$T_r = \frac{-V_r}{\ln(1 - P_{V_r})}$$



In sostanza la differenziazione della sicurezza per le costruzioni non ordinarie viene ottenuta eseguendo le verifiche per i diversi SL con azioni più elevate ricavate estendendo la finestra temporale ( $V_r$ ) di osservazione (e di conseguenza  $T_r$ )

**Il parametro base per la determinazione dell'azione sismica è lo Spettro di risposta elastico di Pseudoaccelerazione**

**Il valore  $a_g$  di ancoraggio dello spettro di risposta non dipende più dalla zonazione sismica**

# Spettro elastico secondo NTC 2008

## Spettri di risposta elastici – componente ORIZZONTALE

**NTC2008**

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$S = S_S \cdot S_T$$

Amplificazione dovuta alle caratteristiche geotecniche e topografiche del sito

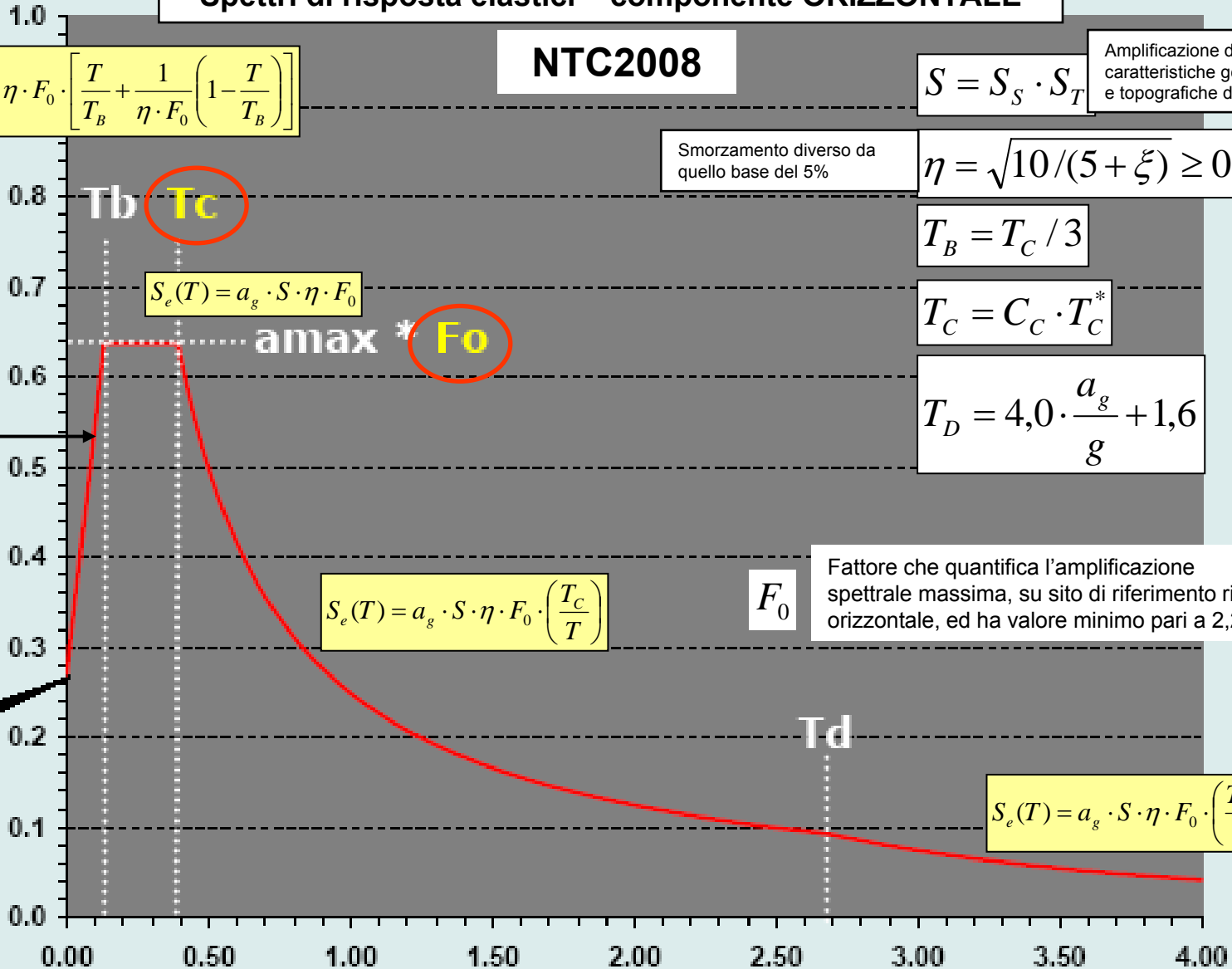
Smorzamento diverso da quello base del 5%

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55$$

$$T_B = T_C / 3$$

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

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$



$a_{max} \cdot F_0$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$F_0$

Fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

$$a_g \cdot S \cdot \eta$$

Periodo  $T$  (sec)

# Spettri di risposta elastici NTC2008

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

NTC2008

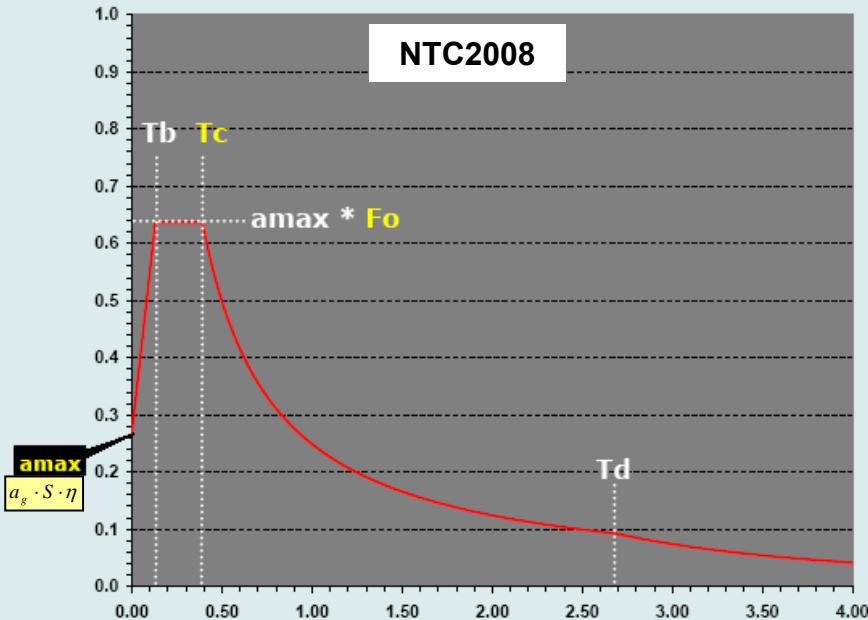


Tabella 3.2.V – Espressioni di  $S_s$  e di  $C_c$

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

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

$$S = S_S \cdot S_T$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55$$

$$T_B = T_C / 3$$

$$T_C = C_c \cdot T_C^*$$

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$



# Spettro di risposta elastico NTC2008

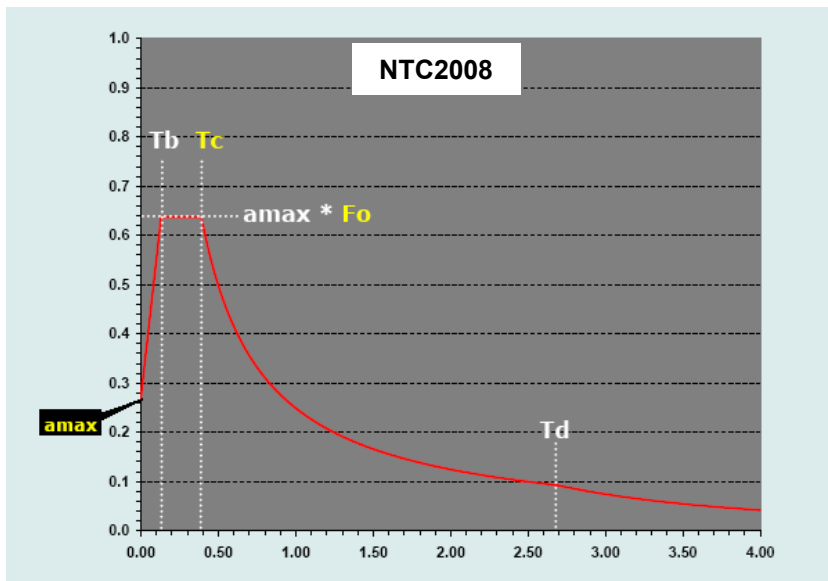
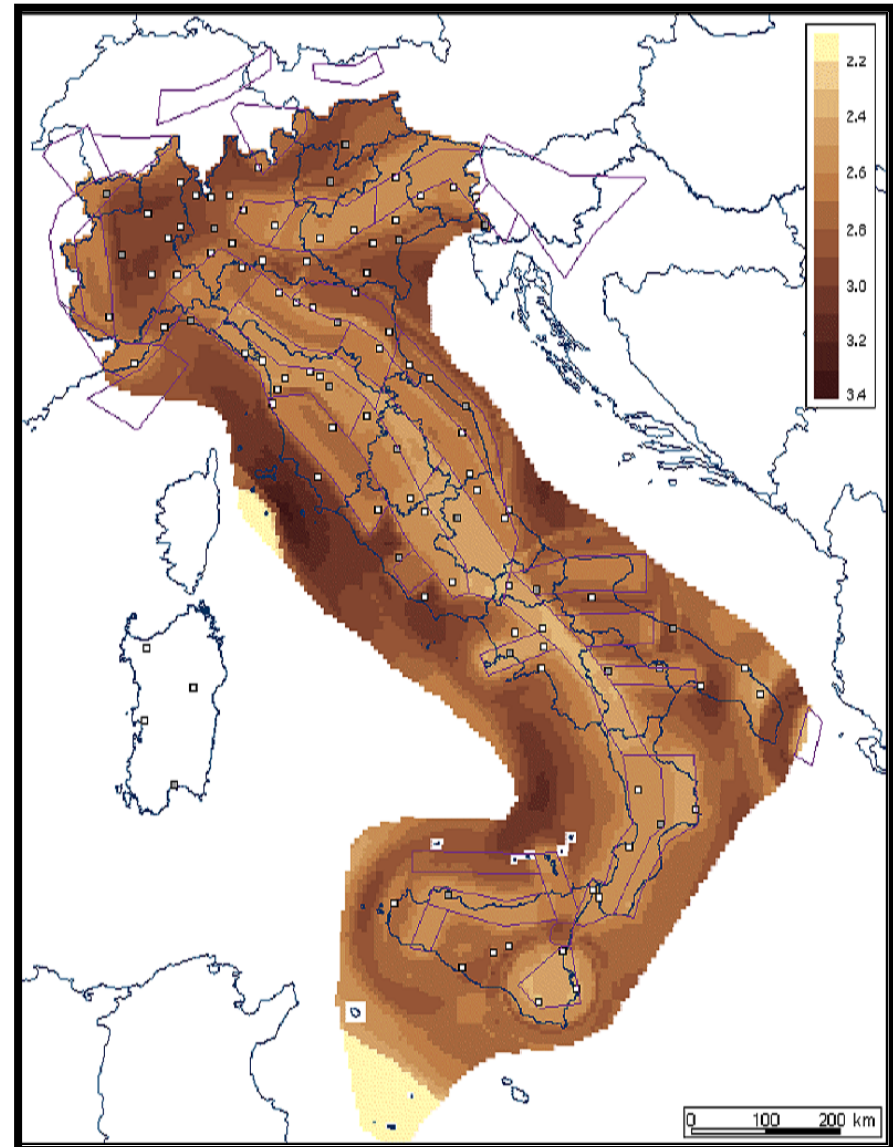
## Distribuzione di $F_0$

La norma prevede che  $F_0$  non possa essere minore di 2.2. Questo in realtà avviene eventualmente solo in aree lontane dalle zone sorgente.

$F_0$  è il rapporto tra il valore massimo dello spettro e  $a_{max}$ .

Maggiore è  $F_0$  e più ripida è la parte ascendente dello spettro (circa tra 0 e 0.3 sec).

Questo parametro sembra essere funzione dell'inverso di  $a_{max}$ .



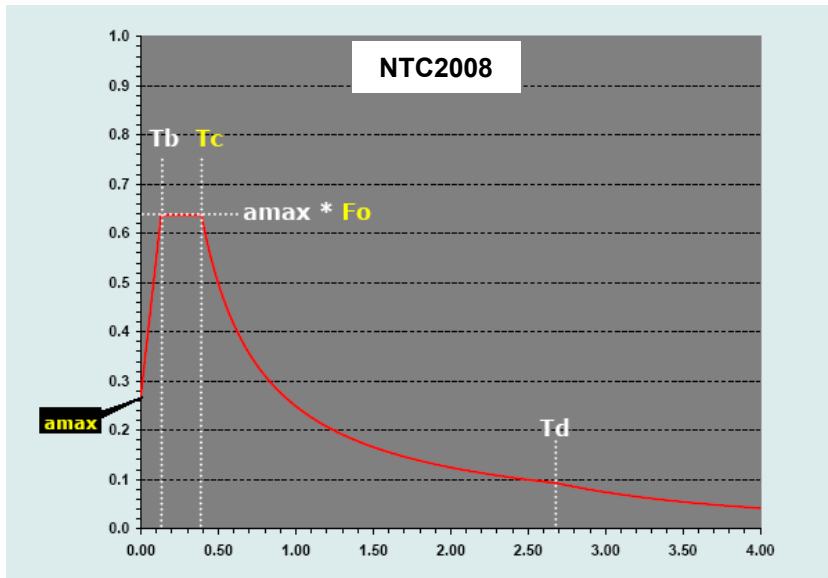
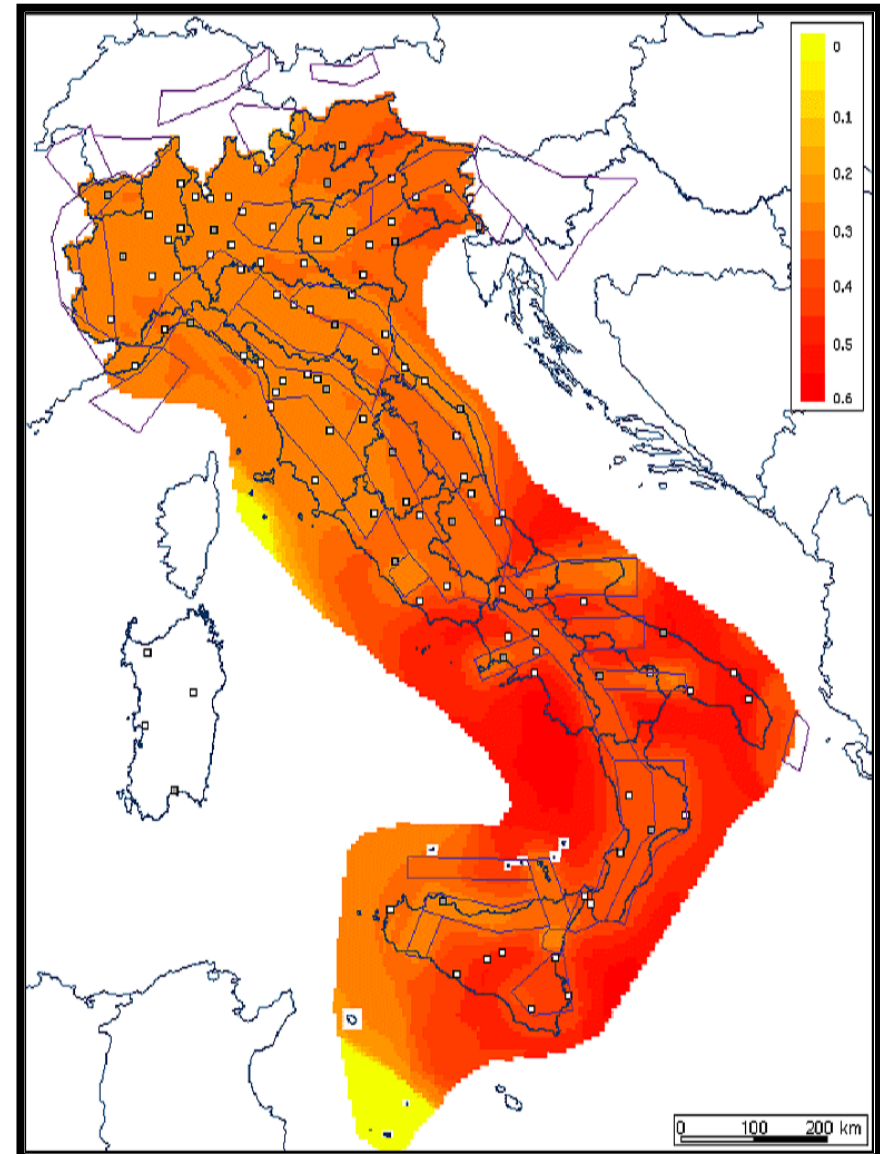
# Spettro di risposta elastico NTC2008

## Distribuzione di $T_c$

$T_c$  è il rapporto tra il valore massimo dello spettro in velocità e il valore massimo dello spettro in accelerazione.

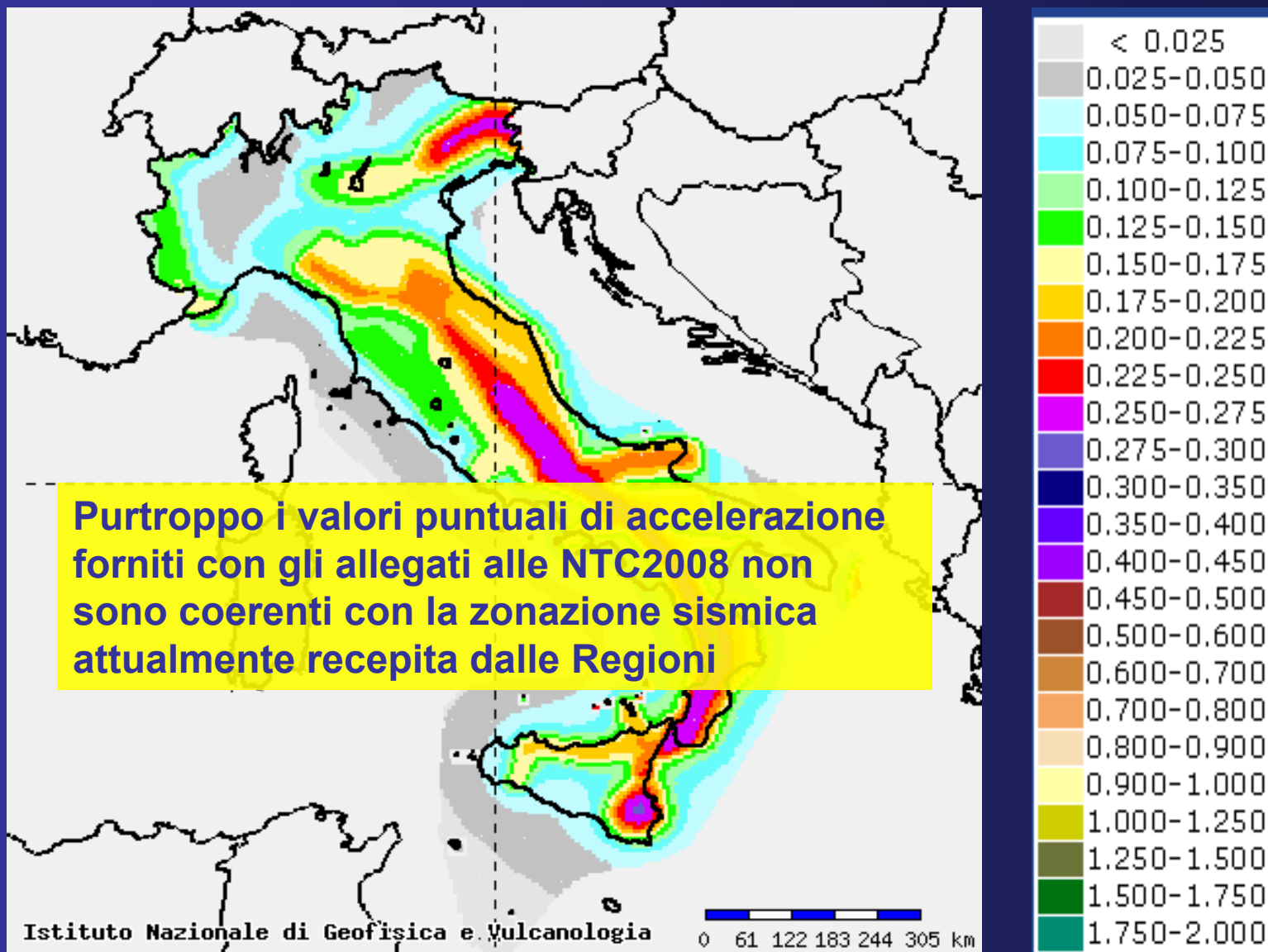
Valori più grandi di  $T_c$  significano che lo spettro in accelerazione ha un plateau più esteso.

Si notano valori più grandi a Sud lontano dalle zone sorgente, a Nord è più uniforme.



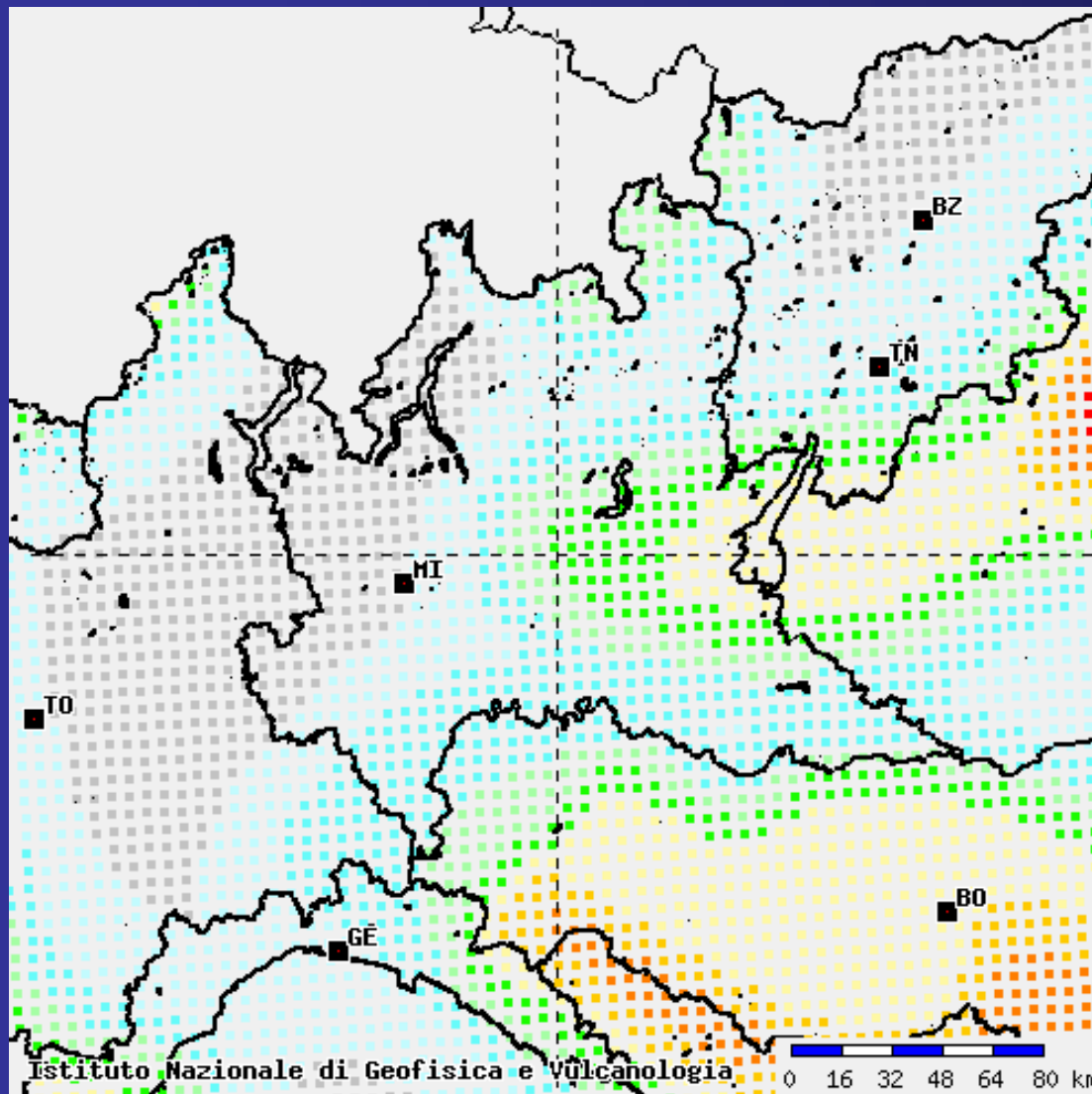
# D.M. 14-01-2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni

## Valori di $A_g$ per $T_r=475$ anni



# D.M. 14-01-2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni

## Valori di $A_g$ per $T_r=475$ anni – Lombardia



# D.M. 14-01-2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni

## Valori di $A_g$ per $T_r=475$ anni – Provincia di MN

Castiglione  
 $A_g = 0,150$  g  
 $F_o = 2,455$

Cavriana  
 $A_g = 0,144$  g  
 $F_o = 2,436$

Monzambano  
 $A_g = 0,153$  g  
 $F_o = 2,424$

Goito  
 $A_g = 0,119$  g  
 $F_o = 2,481$

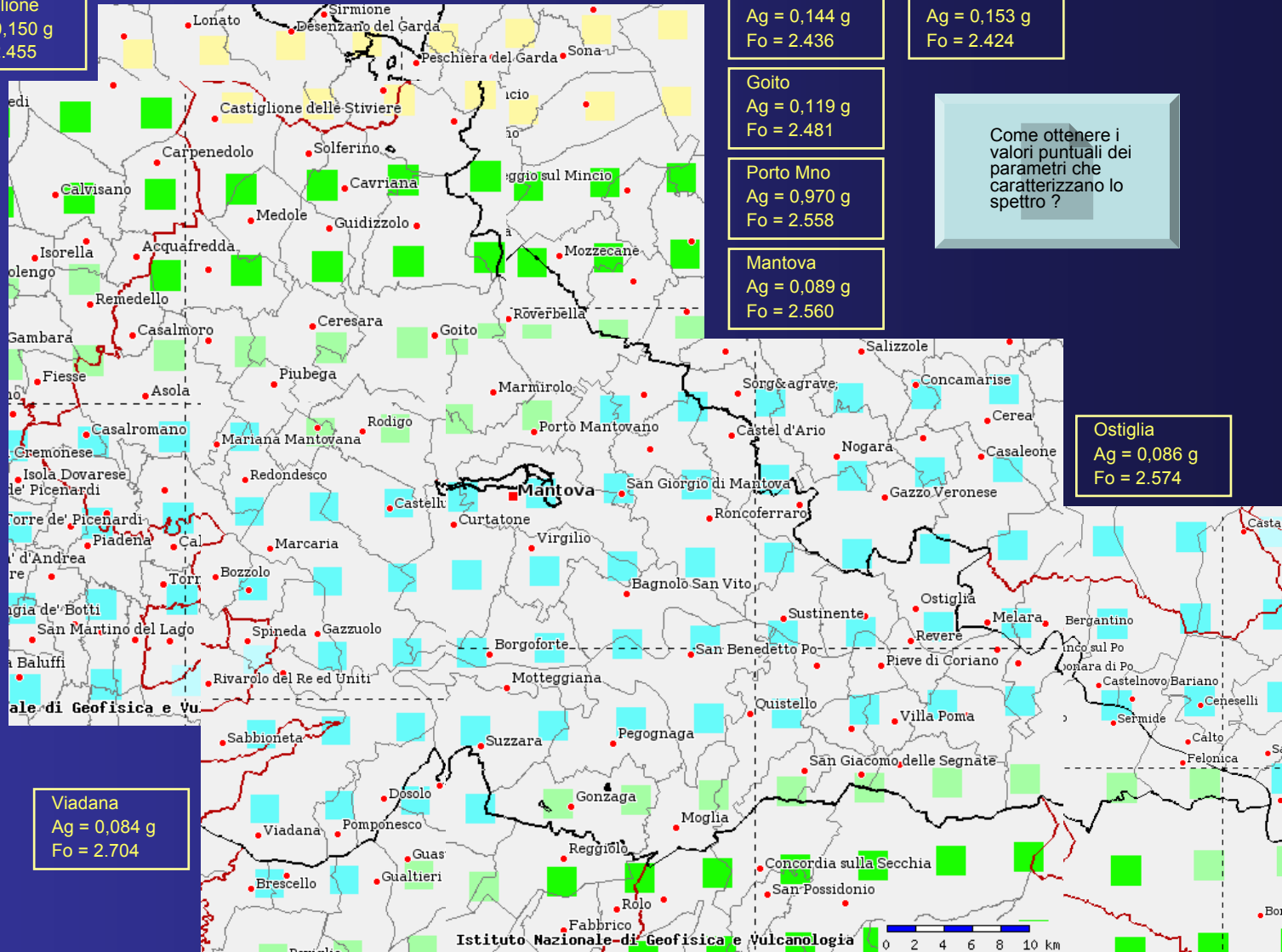
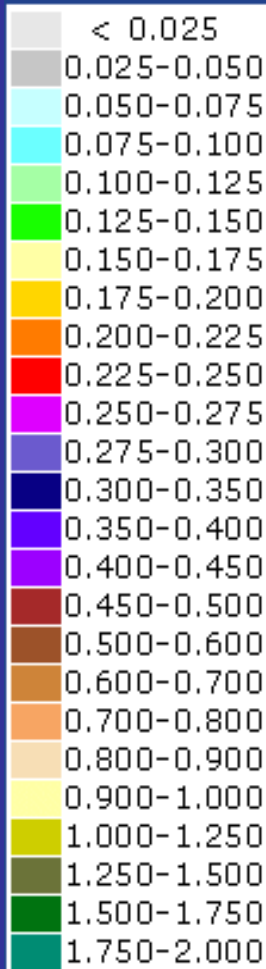
Porto Mno  
 $A_g = 0,970$  g  
 $F_o = 2,558$

Mantova  
 $A_g = 0,089$  g  
 $F_o = 2,560$

Come ottenere i  
 valori puntuali dei  
 parametri che  
 caratterizzano lo  
 spettro ?

Ostiglia  
 $A_g = 0,086$  g  
 $F_o = 2,574$

Viadana  
 $A_g = 0,084$  g  
 $F_o = 2,704$



$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$$

0.85 (NAD)      0.83Rck      1.5

### 4.1.2.1.1 Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo

Per il calcestruzzo la resistenza di calcolo a compressione,  $f_{cd}$ , è:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c \quad (4.1.4)$$

dove:

$\alpha_{cc}$  è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;

$\gamma_c$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;

$f_{ck}$  è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

Il coefficiente  $\gamma_c$  è pari ad 1,5.

Il coefficiente  $\alpha_{cc}$  è pari a 0,85.



# D.M. 14-01-2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni

## Cap 4.1 – Strutture in Calcestruzzo

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

450 MPa

1.15

### 4.1.2.1.1.3 Resistenza di calcolo dell'acciaio

La resistenza di calcolo dell'acciaio  $f_{yd}$  è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \quad (4.1.6)$$

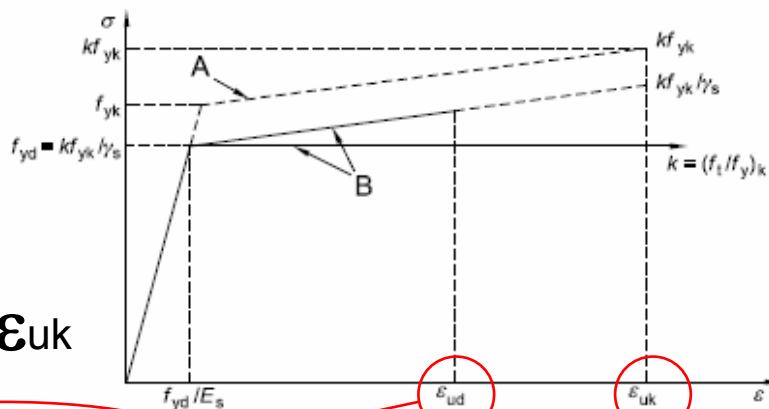
dove:

$\gamma_s$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio;

$f_{yk}$  per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (v. § 11.3.2), per armature da precompressione è la tensione convenzionale caratteristica di snervamento data, a seconda del tipo di prodotto, da  $f_{pyk}$  (barre),  $f_{p(0,1)k}$  (fili),  $f_{p(1)k}$  (trefoli e trecce); si veda in proposito la Tab. 11.3.VII.

Il coefficiente  $\gamma_s$  assume sempre, per tutti i tipi di acciaio, il valore 1,15.

**Novità !!**



$$\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk}$$

$$0.9 \cdot 75 = 67 \text{ per mille}$$

$$75 \text{ per mille}$$

### 11.3.2.1 Acciaio per cemento armato B450C

L'acciaio per cemento armato B450C è caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli:

Tabella 11.3.Ia

$f_{y, nom}$	450 N/mm <sup>2</sup>
$f_{t, nom}$	540 N/mm <sup>2</sup>

e deve rispettare i requisiti indicati nella seguente Tab. 11.3.Ib:

Tabella 11.3.Ib

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}$	$\geq f_{y, nom}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura $f_{tk}$	$\geq f_{t, nom}$	5.0
$(f_t / f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
$(f_y / f_{y, nom})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento $(A_g)_k$	$\geq 7,5 \%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90 ° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\phi < 12 \text{ mm}$	4 $\phi$	
$12 \leq \phi \leq 16 \text{ mm}$	5 $\phi$	
per $16 < \phi \leq 25 \text{ mm}$	8 $\phi$	
per $25 < \phi \leq 40 \text{ mm}$	10 $\phi$	

# D.M. 14-01-2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni

## Cap 4.1 – Strutture in Calcestruzzo

### Taglio

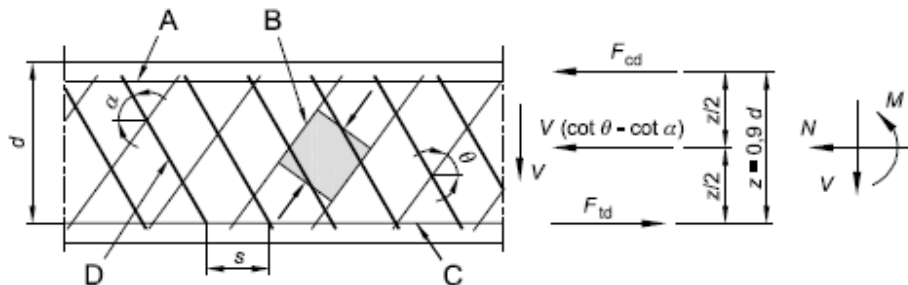
1) Elementi che non richiedono armatura al taglio (**EC2**)

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d$$

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d$$

**NOVITA'**

2) Elementi che richiedono armatura al taglio: traliccio ad inclinazione variabile



abbandonata formula binomia

$$V_{Rd,s} = (A_{sw} / s) \cdot z \cdot f_{ywd} \cot \theta$$

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

3) Verifica bielle compresse (**EC2**)

$$v = 0,7 \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (\text{NAD})$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} (\cot \theta + \tan \theta)$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$(f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd})$$



# D.M. 14-01-2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni

## Cap 4.1 – Strutture in Calcestruzzo

### Analisi elastica con redistribuzione limitata in funzione della profondità dell'asse neutro allo SLU

Per le travi e le solette che soddisfano le condizioni dette la redistribuzione dei momenti flettenti può effettuarsi senza esplicite verifiche in merito alla duttilità delle membrature, purché il rapporto  $\delta$  tra il momento dopo la redistribuzione ed il momento prima della redistribuzione risulti  $1 \geq \delta \geq 0,70$ .

I valori di  $\delta$  si ricavano dalle espressioni:

$$\delta \geq 0,44 + 1,25 \cdot (0,6 + 0,0014/\epsilon_{cu})x/d \text{ per } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (4.1.1)$$

$$\delta \geq 0,54 + 1,25 \cdot (0,6 + 0,0014/\epsilon_{cu})x/d \text{ per } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (4.1.2)$$

dove  $x$  è l'altezza della zona compressa ed  $\epsilon_{cu}$  è definita in § 4.1.2.1.2.2.

In pratica

$$\delta \geq 0.44 + 1.25 x_u/d \quad e$$

per armature classe C

$$\delta \geq 0.70$$

**In realtà il valore del momento che è possibile redistribuire è minore se si tiene conto anche della prescrizione sulla limitazione tensioni**

#### ACCIAIO

In combinazione **Caratteristica**

$$\sigma_s \leq 0.8 f_{yk} (= 360 \text{ MPa})$$

Per le travi continue questo comporta che la max redistribuzione va limitata a circa:  $\delta \geq 0.78$

$$M_d = \delta \cdot M'_d$$

Momento dal calcolo elastico

$$M_k = M'_d / \gamma$$

Momento allo SLE

Dimostrazione

$$Af = \frac{M_d}{z \cdot f_{yd}} = \frac{\delta \cdot M'_d}{z \cdot f_{yd}}$$

$$Af \geq \frac{M_k}{z \cdot \sigma_{ES}} \quad \frac{\delta \cdot M'_d}{z \cdot f_{yd}} \geq \frac{M_k}{z \cdot \sigma_{ES}}$$

$$\delta \geq \frac{M_k \cdot f_{yd}}{M'_d \cdot \sigma_{ES}} = \frac{(M'_d / \gamma) \cdot f_{yd}}{M'_d \cdot \sigma_{ES}} = \frac{1}{\gamma \cdot 0.8 \cdot \gamma_s}$$

$$\delta \geq \frac{1}{1.4 \cdot 0.8 \cdot 1.15} = 0.78$$

D.M. 14-01-2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni  
Cap. 7 – Progettazione per azioni sismiche

La progettazione sismica si basa:

1. Sull'accettazione (per necessità) del comportamento al di là del limite elastico della struttura
2. Sulla capacità della struttura di sviluppare meccanismi di deformazione (stabili) al di là del limite elastico: duttilità e gerarchia delle resistenze
3. Sul principio di ugual spostamento che consente di ridurre tramite un coefficiente di comportamento – il coefficiente di struttura  $q$  – le azioni cui assoggettare la struttura

Materiale

$$\mu_\varepsilon = 100$$

Sezione

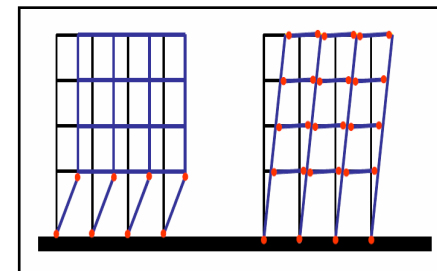
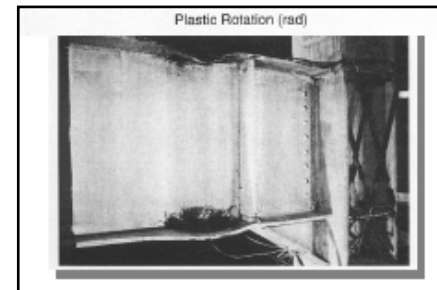
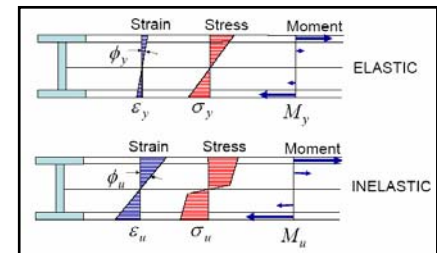
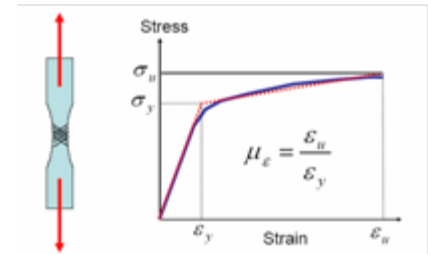
$$\mu_\phi = 12 \text{ to } 20$$

Reg.Critica

$$\mu_\theta = 8 \text{ to } 14$$

Struttura

$$\mu_\Delta = 4 \text{ to } 10$$



# D.M. 14-01-2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni

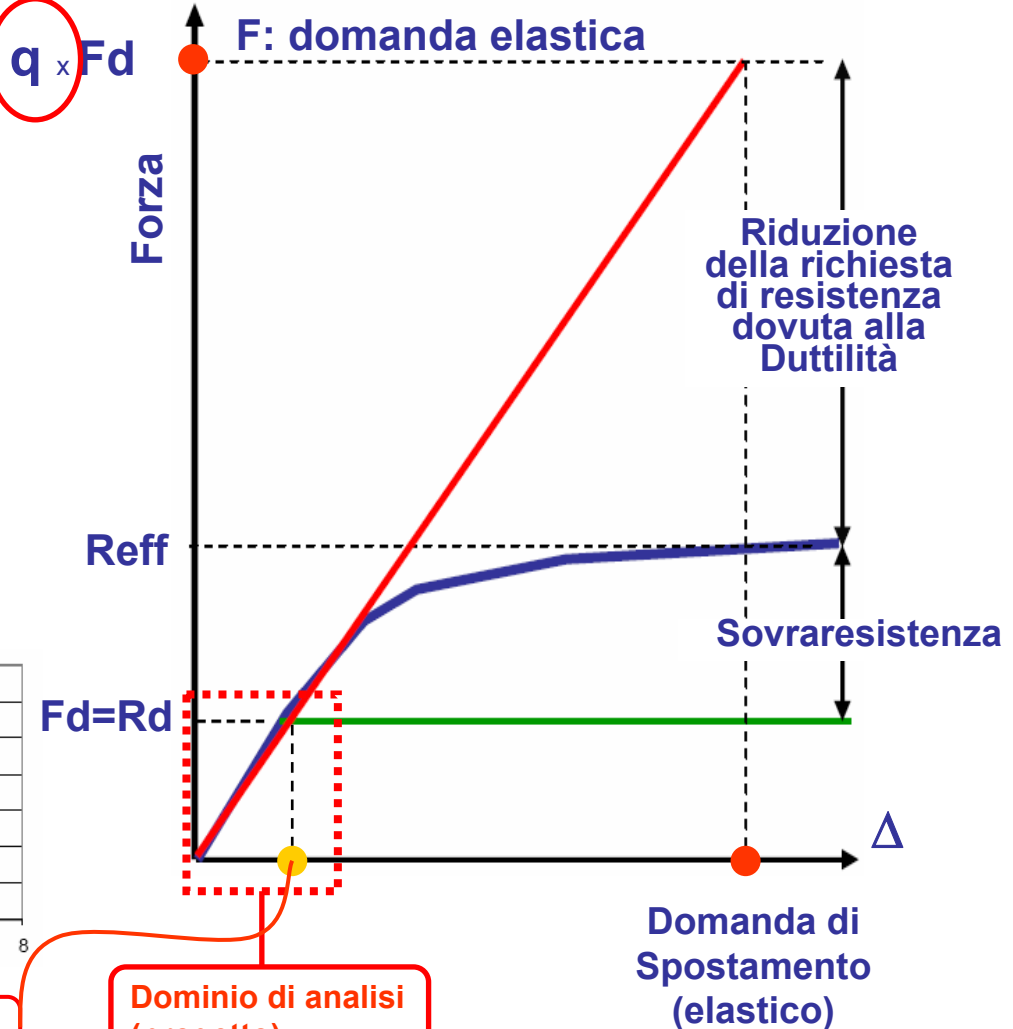
## Cap. 7 – Progettazione per azioni sismiche

### Principio di ugual spostamento

Lo spostamento massimo di un sistema anelastico con assegnata rigidità  $K$  e resistenza  $F_y$  assoggettato ad un particolare moto sismico è approssimativamente uguale al massimo spostamento che lo stesso sistema avrebbe se si comportasse in modo indefinitamente elastico

Quindi lo spostamento massimo del sistema è indipendente dalla resistenza allo snervamento dello stesso

Il fattore di struttura tiene conto della duttilità e della sovraresistenza di sistema e di materiale



$q \times F_d$

$F$ : domanda elastica

Forza

Riduzione della richiesta di resistenza dovuta alla Duttività

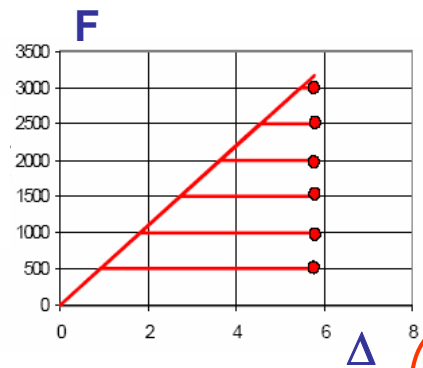
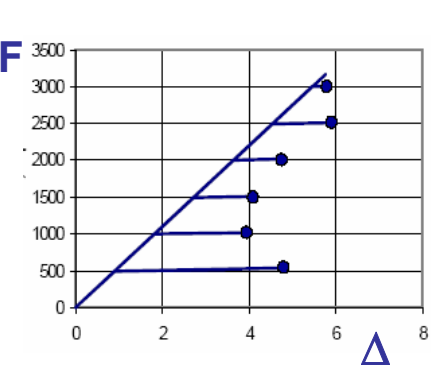
$R_{eff}$

Sovraresistenza

$F_d = R_d$

Domanda di Spostamento (elastico)

Dominio di analisi (progetto)



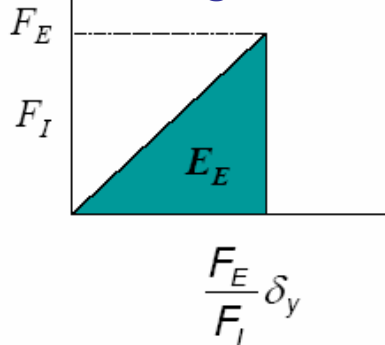
Gli spostamenti effettivi non sono quelli calcolati per le forze di progetto, ma vanno amplificati

D.M. 14-01-2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni  
Cap. 7 – Progettazione per azioni sismiche

Il principio di ugual spostamento non è applicabile per sistemi molto rigidi, cioè con basso periodo fondamentale;

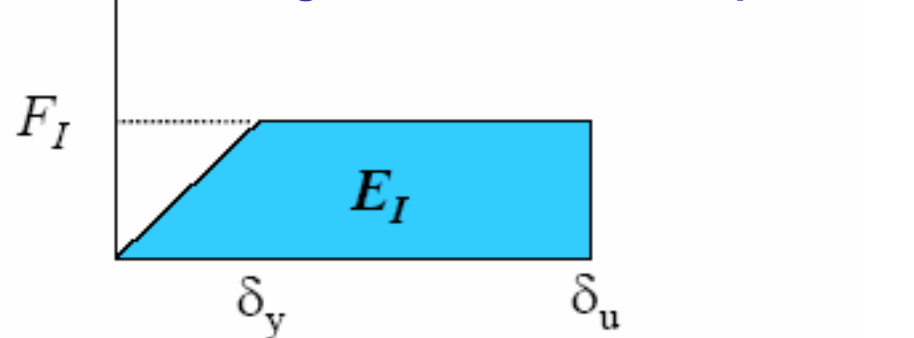
Risulta più appropriato utilizzare il principio di **equivalenza dell'energia**

Energia Elastica



$$E_E = 0.5 F_E \frac{F_E}{F_I} \delta_y = 0.5 \delta_y \frac{F_E^2}{F_I}$$

Energia del sistema elastoplastico



$$E_I = F_I \delta_u - 0.5 F_I \delta_y = F_I \delta_y (\mu - 0.5)$$

$$\frac{F_E}{F_I} = \sqrt{2\mu - 1}$$

D.M. 14-01-2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni  
Cap. 7 – Progettazione per azioni sismiche

Sono previste **due** classi di duttilità

**Alta duttilità**      **CDA**

**Bassa duttilità**    **CDB**

$$q = q_0 \cdot K_R$$

$K_R = 0.8$  per strutture non regolari in altezza

Tabella 7.4.I – Valori di  $q_0$

(Viene penalizzata anche l'irregolarità in pianta)

Tipologia	$q_0$	
	CD"B"	CD"A"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3,0\alpha_v/\alpha_1$	$4,5 \alpha_v/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4,0 \alpha_v/\alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

**Perché non prevedere 3 classi di duttilità come fa EC8 ????**

**Cioè la classe delle strutture dotate di dettagli ordinari con modesta duttilità ????**

La grande escursione in campo anelastico e lo sviluppo di spostamenti elevati della struttura in occasione degli **eventi sismici più severi** comporta necessariamente **danni di carattere strutturale e non strutturale.**

**Il danno deve essere controllato:**

Con adeguata progettazione di dettaglio e applicando il principio di gerarchia delle resistenze: **protezione degli element strutturali negli SLU**

Limitando gli spostamenti (**Drift**) in caso di eventi sismici frequenti e meno severi: **protezione degli elementi non strutturali negli SLE**

## Gerarchia delle resistenze (GR)

**NOVITA' !!**

Va sempre applicata anche per duttilità bassa (CDB)

L'escursione al di fuori del campo elastico viene “pilotata” in modo che il limite di resistenza venga raggiunto prima dagli elementi duttili e poi da quelli con minore duttilità.

La rottura degli elementi e dei meccanismi di tipo fragile va evitata eseguendo il dimensionamento di queste parti della struttura, non per le azioni derivanti dall'analisi, ma per le azioni massime che possono essere trasmesse dagli elementi duttili, cioè per le resistenze di questi; affinché la protezione risulti efficace va tenuto conto, quindi, dell'effettiva resistenza sviluppabile dagli elementi duttili attraverso il fattore di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$  che la Norma utilizza sistematicamente.

In questo modo gli elementi non duttili dovrebbero rimanere in campo elastico

## Gerarchia delle resistenze

### A livello di elemento

Va evitata la rottura a Taglio, facendo precedere a questa la rottura per Flessione

### A livello di sistema resistente

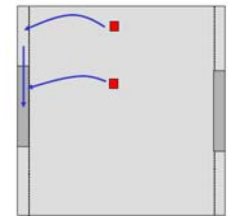
Va evitata la formazione di cerniere plastiche nei pilastri (meno duttili) facendola precedere dalla formazione di cerniere delle travi

### A livello di nodo

Va evitata la rottura a taglio dei nodi Trave-Pilastro

### A livello di sistema strutturale

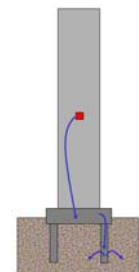
Va evitata la rottura degli impalcati che riportano le forze sugli elementi verticali resistenti



1,3Ed per CDA e CDB

Va evitata la rottura dei sistemi di fondazione

1,1Ed CDB – 1,3Ed CDA e max per  $q=1$

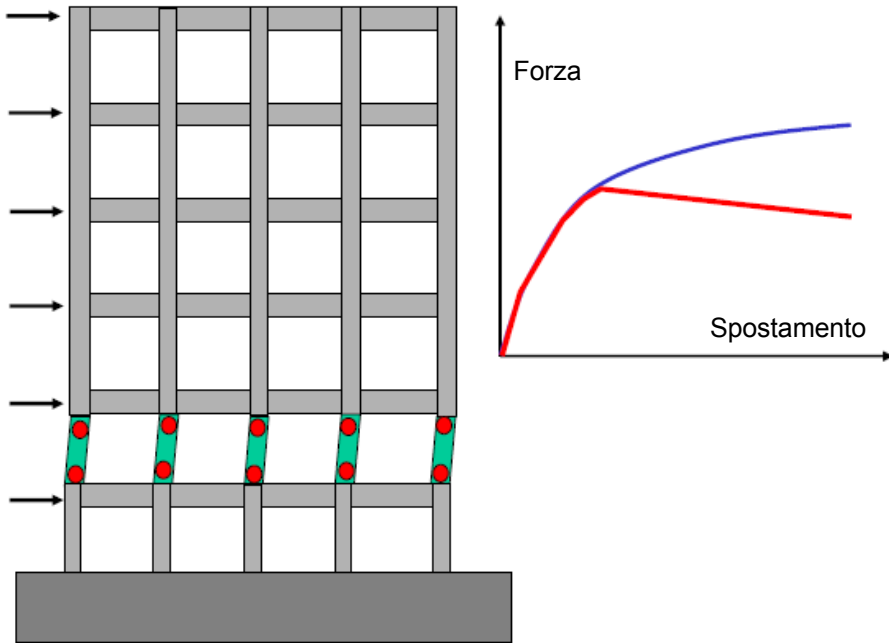


Per questi sistemi l'applicazione della GR non è rigorosa, cioè non si basa sulle resistenze degli elementi adiacenti, ma su un incremento delle forze ottenute dall'analisi



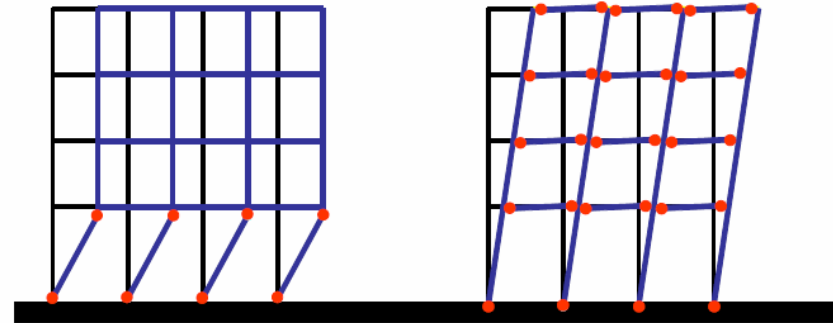
D.M. 14-01-2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni  
 Cap. 7 – Progettazione per azioni sismiche

Gerarchia delle resistenze



Vanno evitati meccanismi indesiderati

TRAVI DEBOLI – PILASTRI FORTI



**NO**  
 Meccanismo  
 di piano

**SI**  
 Meccanismo  
 globale



$$\sum M_{C,pl,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,pl,Rd}$$

1,1 CDB      1,3 CDA

**GR Trave-Pilastro**

## Gerarchia delle resistenze

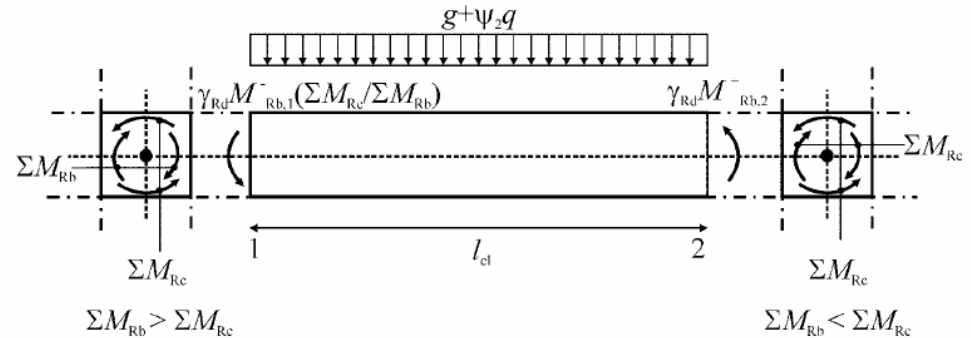
1,1 CDB

1,3 CDA

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{C,Rd}^s + M_{C,Rd}^i}{l_p}$$

### GR Taglio - Flessione per Pilastrì

**Nota:** per i pilastrì sembra che il valore di  $\cot\theta$  sia libero sia in CDB che in CDA



$$V_{Ed} = p_d \cdot l / 2 + \gamma_{Rd} (M_{Rb,1} + M_{Rb,2}) / l$$

1,0 CDB

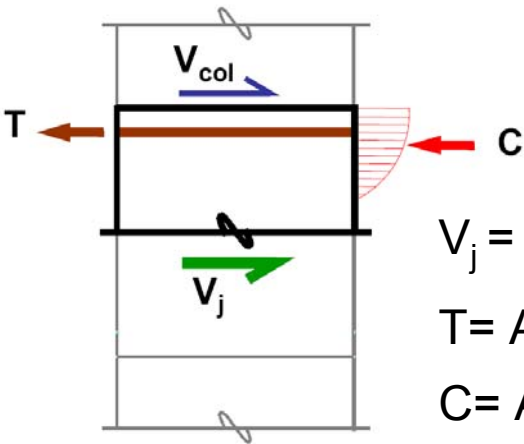
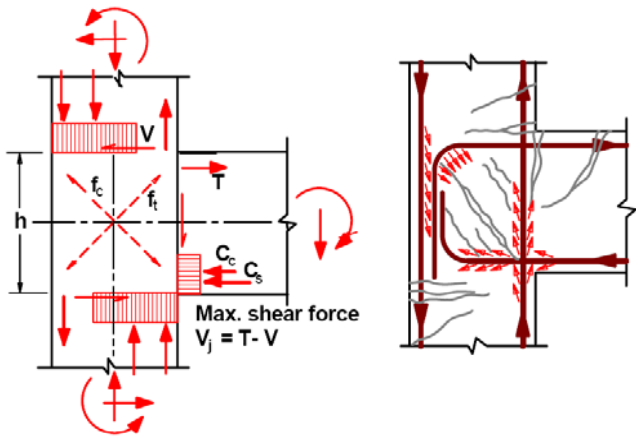
1,2 CDA

### GR Taglio - Flessione per Travi

**Nota:** per le Travi il valore di  $\cot\theta$  è libero in CDB e imposto = 1 in CDA

## Gerarchia delle resistenze

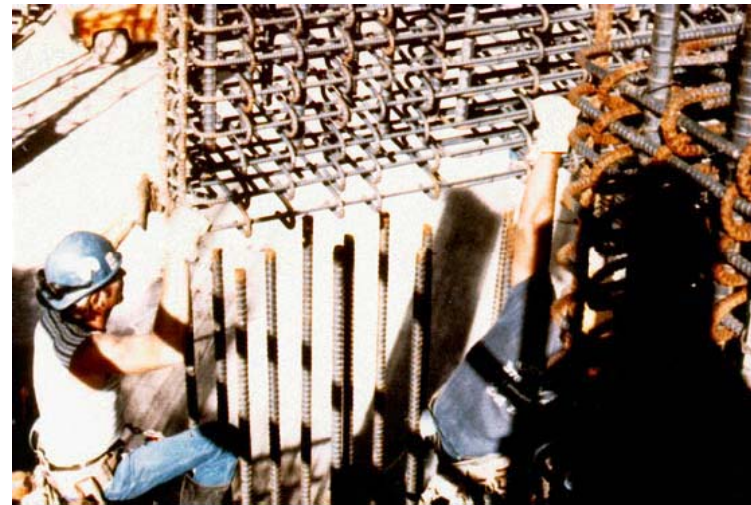
### NODI



$$V_j = \gamma_{Rd}(T+C) - V_{col}$$

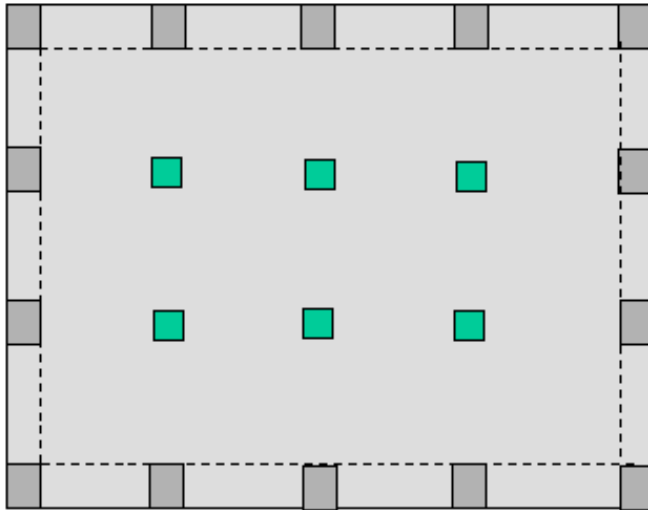
$$T = A_{sup} f_{yd}$$

$$C = A_{inf} f_{yd}$$



**D.M. 14-01-2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni  
Cap. 7 – Progettazione per azioni sismiche**

**Protezione degli elementi “secondari” (cioè degli elementi non progettati per resistere alle azioni sismiche)**



**Semberebbe più corretto applicare il criterio di protezione in termini di massimo spostamento/resistenza richiesti agli elementi secondari (come fa EC8), piuttosto che in termini di dettagli costruttivi per la duttilità come fanno le NTC2008 al punto 7.2.3**

## Abbiamo evidenziato:

La necessità di distinguere, in funzione dell'intensità dell'evento sismico, le diverse **prestazioni** che sono richieste alla struttura (e agli elementi non strutturali)

Vediamo, in pratica, quali sono i **criteri di accettazione** delle prestazioni, cioè le verifiche richieste per i diversi Stati Limite

# D.M. 14-01-2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni

## Cap. 7 – Progettazione per azioni sismiche – Verifiche delle prestazioni richieste - PBD

Tabella sintetica  
delle verifiche  
necessarie



	SLO	SLD	SLV	SLC	
<b>P<sub>vr</sub></b>	<b>81%</b>	<b>63%</b>	<b>10%</b>	<b>5%</b>	$V_r = V_n \cdot C_u$ (anni)
$T_r = \frac{-V_r}{\ln(1 - P_{V_r})}$	30,1	50,3	474,6	974,8	50
	45,2	75,4	711,8	1462,2	75
	60,2	100,6	949,1	1949,6	100
	90,3	150,9	1423,7	2924,4	150
	120,4	201,2	1898,2	3899,1	200
Classe I e II		Interstory Drift $d_r < 0,005 h$ $d_p < 0,01 h$ $d_{r,m} < 0,003 h$ $d_{m,c} < 0,004 h$	$E_d < R_d$ $\eta = 1/q$ $\gamma_M = \gamma_M$ + regole di dettaglio e gerarchia resistenze		
Classe III e IV	Interstory Drift $d_r < 0,005 h$ $d_p < 0,01 h$ $d_{r,m} < 0,003 h$ $d_{m,c} < 0,004 h$ ( · 2 / 3 )	$E_d < R_d$ $\eta = 1/1,5$ $\gamma_M = \gamma_A$	$E_d < R_d$ $\eta = 1/q$ $\gamma_M = \gamma_M$ + regole di dettaglio e gerarchia resistenze		
Elementi non strutturali Classi I, II, III, IV			Verifica di resistenza  $F_a < R_{Fa}$		
Impianti per edifici di Classe III e IV	Controllo di compatibilità di accelerazioni e/o spostamenti				

Nota: le verifiche allo SLC sono previste solo per gli isolatori delle strutture isolate

# D.M. 14-01-2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni

## Cap. 7 – Progettazione per azioni sismiche – Verifiche delle prestazioni richieste - PBD

Tabella sintetica  
delle verifiche  
necessarie

**Es. Edificio ordinario  
con  $V_n=50$**



	SLO	SLD	SLV	SLC	
<b>P<sub>vr</sub></b>	<b>81%</b>	<b>63%</b>	<b>10%</b>	<b>5%</b>	$V_r = V_n \cdot C_u$ (anni)
$T_r = \frac{-V_r}{\ln(1 - P_{V_r})}$	30,1	50,3	474,6	974,8	50
	45,2	75,4	711,8	1462,2	75
	60,2	100,6	949,1	1949,6	100
	90,3	150,9	1423,7	2924,4	150
	120,4	201,2	1898,2	3899,1	200
Classe I e II		Interstory Drift $d_r < 0,005 h$ $d_{rp} < 0,01 h$ $d_{rm} < 0,003 h$ $d_{rmax} < 0,004 h$	$E_d < R_d$ $\eta=1/q \quad \gamma_M=\gamma_M$ + regole di dettaglio e gerarchia resistenze		
Classe III e IV	Interstory Drift $d_r < 0,005 h$ $d_{rp} < 0,01 h$ $d_{rm} < 0,003 h$ $d_{rmax} < 0,004 h$ ( · 2 / 3 )	$E_d < R_d$ $\eta=1/1,5 \quad \gamma_M=\gamma_A$	$E_d < R_d$ $\eta=1/q \quad \gamma_M=\gamma_M$ + regole di dettaglio e gerarchia resistenze		
Elementi non strutturali Classi I, II, III, IV			Verifica di resistenza $F_a < R_{Fa}$		
Impianti per edifici di Classe III e IV	Controllo di compatibilità di accelerazioni e/o spostamenti				

Nota: le verifiche allo SLC sono previste solo per gli isolatori delle strutture isolate

# D.M. 14-01-2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni

## Cap. 7 – Progettazione per azioni sismiche – Verifiche delle prestazioni richieste - PBD

Tabella sintetica  
delle verifiche  
necessarie

**Es. Edificio Cl. III  
con  $V_n=50$**



	SLO	SLD	SLV	SLC	
<b>P<sub>vr</sub></b>	<b>81%</b>	<b>63%</b>	<b>10%</b>	<b>5%</b>	$V_r = V_n \cdot C_u$ (anni)
$T_r = \frac{-V_r}{\ln(1 - P_{V_r})}$	30,1	50,3	474,6	974,8	50
	45,2	75,4	711,8	1462,2	75
	60,2	100,6	949,1	1949,6	100
	90,3	150,9	1423,7	2924,4	150
	120,4	201,2	1898,2	3899,1	200
Classe I e II		Interstory Drift $d_r < 0,005 h$ $d_{rp} < 0,01 h$ $d_{rm} < 0,003 h$ $d_{rms} < 0,004 h$	$E_d < R_d$ $\eta=1/q \quad \gamma_M=\gamma_M$ + regole di dettaglio e gerarchia resistenze		
Classe III e IV	Interstory Drift $d_r < 0,005 h$ $d_{rp} < 0,01 h$ $d_{rm} < 0,003 h$ $d_{rms} < 0,004 h$ ( · 2 / 3 )	$E_d < R_d$ $\eta=1/1,5 \quad \gamma_M=\gamma_A$	$E_d < R_d$ $\eta=1/q \quad \gamma_M=\gamma_M$ + regole di dettaglio e gerarchia resistenze		
Elementi non strutturali Classi I, II, III, IV			Verifica di resistenza  $F_a < R_{Fa}$		
Impianti per edifici di Classe III e IV	Controllo di compatibilità di accelerazioni e/o spostamenti				

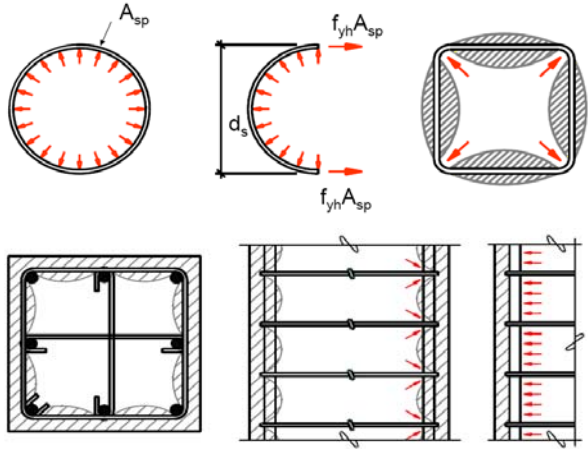
Nota: le verifiche allo SLC sono previste solo per gli isolatori delle strutture isolate



# D.M. 14-01-2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni

## Cap. 7 – Progettazione per azioni sismiche

### GR a taglio per i pilastri e armatura minima di confinamento



#### Armatura minima richiesta per il confinamento dei pilastri

Si devono disporre staffe in un quantitativo minimo non inferiore a

$$\frac{A_{st}}{s} \geq \begin{cases} 0,08 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{per CD "A" al di fuori della zona critica e per CD "B"} \\ 0,12 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{per CD "A"} \end{cases} \quad (7.4.28)$$

in cui  $A_{st}$  è l'area complessiva dei bracci delle staffe,  $b_{st}$  è la distanza tra i bracci più esterni delle staffe ed  $s$  è il passo delle staffe.

Nell'ambito della GR il massimo taglio di calcolo del pilastro si può esprimere in funzione dei momenti resistenti alle estremità e della lunghezza del pilastro

A favore della sicurezza si può calcolare il massimo momento sviluppabile dal pilastro nella condizione di rottura bilanciata

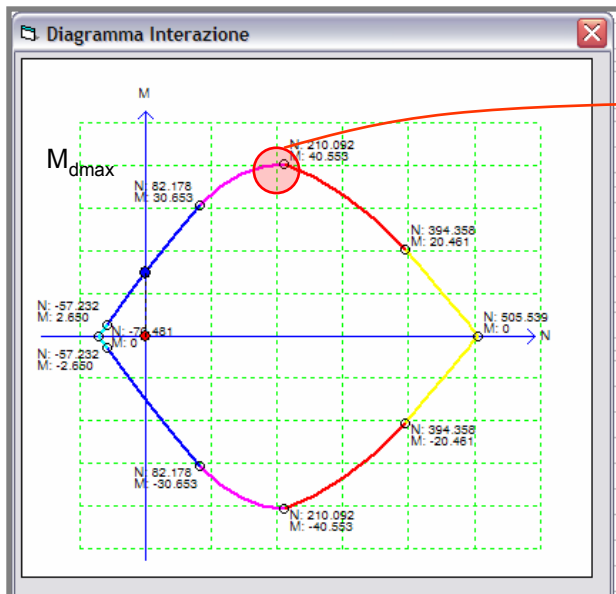
Per pilastri a sezione rettangolare e armatura simmetrica si può dimostrare che:

$$\frac{M_{dMAX}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.1576 + 0.86 \cdot \rho_s \cdot \left( \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right) \quad \frac{N_d}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = -0.5247$$

$$\rho_s \approx 0.57 \cdot \omega \quad 1\% \leq \omega \leq 4\%$$

Considerando l'armatura minima a staffe prevista per CDB in (7.2.28) e  $\cot\theta=2.5$  si può calcolare il massimo taglio sviluppabile e di conseguenza il massimo momento sviluppabile per rispettare la GR, tenendo conto anche del coefficiente di sovrarresistenza. Ad esempio per CDB si ottiene

$$\frac{M_{d,VGR}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.07036 \cdot \frac{L}{d} \quad \leftarrow \text{Per CDB}$$



# D.M. 14-01-2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni

## Cap. 7 – Progettazione per azioni sismiche

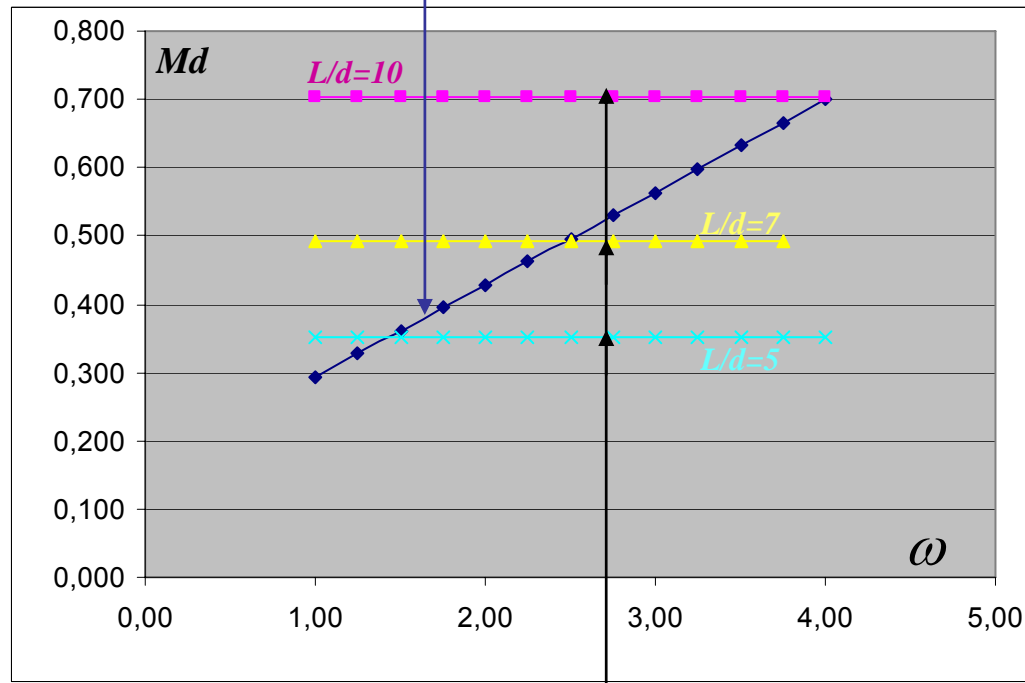
### GR a taglio per i pilastri e armatura minima di confinamento

$$\frac{M_{dMAX}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.1576 + 0.86 \cdot \rho_s \cdot \left(\frac{f_{yd}}{f_{cd}}\right)$$

$$\rho_s \approx 0.57 \cdot \omega \quad 1\% \leq \omega \leq 4\%$$

Momento massimo  
sviluppabile in base  
all'armatura longitudinale

Esempio con:  
Calcestruzzo C25/30  
Acciaio B450C



Nota: se si aumenta l'armatura trasversale al di sopra del valore minimo occorre verificare anche la resistenza delle bielle compresse

$$\frac{M_{d,VGR}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.07036 \cdot \frac{L}{d} \quad \leftarrow \text{Per CDB}$$

Momento massimo  
sviluppabile in base  
all'armatura MINIMA  
trasversale nel rispetto della  
GR (cotθ=2.5)

# Cap. 7 – Progettazione per azioni sismiche – GR Trave - Pilastro

## GR Pilastro-Trave con telai il cui dimensionamento è governato dai carichi verticali

Peso proprio trave	=	200 Kg/m	
Peso proprio solaio	=	300 Kg/mq	
Sovr. Permanente	=	300 Kg/mq	
Sovr. Variabile	=	200 Kg/mq	$\psi_2 = 0.3$
Peso proprio tamponamenti	=	1000 Kg/m	

Telaio interno – Condizione carichi verticali senza sisma  
 $pd = 1.3(200+5 \times 300) + 1.5 \times (5 \times 300) + 1.5 \times (5 \times 200) = 5960 \text{ Kg/m}$

**$M_d \approx 5960 \times 6^2 / 12 = 17880 \text{ Kg/m} = 17.88 \text{ tm}$**

Telaio interno – Condizione carichi verticali con sisma  
 $pd = (200+5 \times 300) + (5 \times 300) + (5 \times 200 \times 0.3) = 3500 \text{ Kg/m}$   
 $M_d \approx 3500 \times 6^2 / 12 = 10500 \text{ Kg/m}$  (solo per carichi verticali)

Massa totale di un impalcato

$W \approx (3500 \times 6 \times 3 \times 2 + 1000 \times 56) / 1000 = 182 \text{ t}$

Zona sismica: Mantova

$ag = 0.089 \text{ g}$     $F_0 = 2.56$     $S = 1.2$

Coefficiente di struttura    $q = 3 \times 1.3 = 3.9$

Con il periodo che comporta il max effetto

$T_{base} \approx 182 \times 3 \times (1.2 \times 0.089 \times 2.56) \times 0.85 / 3.9 \times 1.1 \approx 36 \text{ t}$

Su ciascun pilastro:

$T_i \approx 36 / 12 = 3 \text{ t}$

**$M_{Ei} \approx 3 \times 1.5 = 4.5 \text{ tm}$**  (questo momento sui pilastri interni viene modificato in misura poco significativa dai carichi verticali)

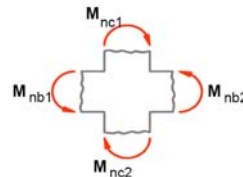
Dovendo considerare la GR su ciascun pilastro interno devo considerare (CDB)

**$M_{GR} \approx 1.1 \times 17.88 \times 2 / 2 \approx 20 \text{ tm}$**

$\gamma_{Rd}$

Momento resistente negativo circa uguale al positivo

Due pilastri concorrenti nel nodo



1,1 CDB

1,3 CDA

$$\sum M_{C,pl,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,pl,Rd}$$

Anche considerando un coefficiente di struttura  $q=1$  (resistenza in campo elastico) otterrei al massimo:

**$M_{Ei} = 3.9 \times 4.5 \approx 17.6 \text{ tm} < 20 \text{ tm}$**

Se fossero presenti elementi di controvento tali, ad esempio, da sopportare il 50% delle Forze orizzontali, il momento calcolato con  $q=1$  sarebbe circa la metà di quello richiesto dalla Gerarchia delle Resistenze

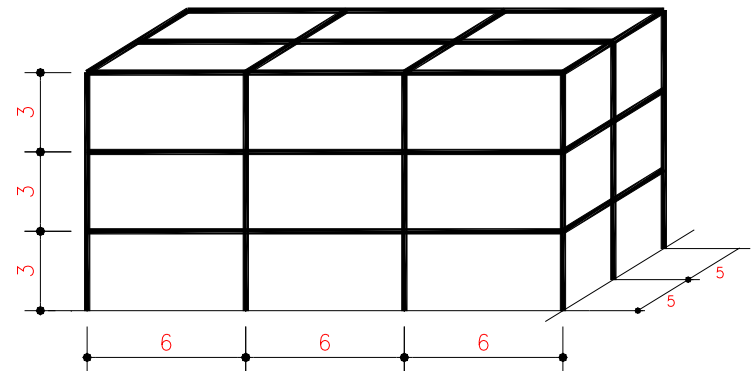
Si può verificare:

In zone a bassa sismicità

Con strutture in cui i telai assorbono un'aliquota modesta delle forze orizzontali

Con strutture con campate di trave ampie

.....



***FINE***