



**SOFT.LAB**  
SOFTWARE PER L'EDILIZIA

# NTC 2018: EVOLUZIONE NORMATIVA

---

Prof. Ing. Giuseppe Maddaloni

# CAPITOLO 2

## «Stati Limite»

### COEFFICIENTI PARZIALI DELLE AZIONI

#### NTC 2018

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_i$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_i^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili $Q$	Favorevoli	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

#### NTC 2008

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$		STR	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	$\gamma_{Q1}$	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.

Variazione dei coefficienti parziali per i carichi permanenti strutturali «favorevoli»

# CAPITOLO 2

«Stati Limite»

## COEFFICIENTI PARZIALI DELLE AZIONI

**NTC 2018**

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{01}$	$\Psi_{11}$	$\Psi_{21}$
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 - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
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

**NTC 2008**

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{01}$	$\Psi_{11}$	$\Psi_{21}$
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

Inserimento di n.2 nuove categorie per la Copertura – Categoria I e Categoria K

## CAPITOLO 2

«Stati Limite»

### ELIMINAZIONE DEL METODO DETERMINISTICO DELLE TENSIONI AMMISSIBILI

*NTC 2008*

#### ~~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.~~

Dopo circa 100 anni viene eliminato dalla normativa il metodo deterministico delle tensioni ammissibili

## CAPITOLO 3

### «Azioni sulle strutture»

#### AZIONE SISMICA

#### NTC 2018

##### 3.2.3.4 SPETTRI DI RISPOSTA DI PROGETTO PER LO STATO LIMITE DI OPERATIVITÀ (SLO)

Per lo stato limite di operatività lo spettro di risposta di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro di risposta elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{v_r}$  considerata (v. §§ 2.4 e 3.2.1).

##### 3.2.3.5 SPETTRI DI RISPOSTA DI PROGETTO PER GLI STATI LIMITE DI DANNO (SLD), DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) E DI PREVENZIONE DEL COLLASSO (SLC)

Qualora le verifiche agli stati limite di danno, di salvaguardia della vita e di prevenzione al collasso non vengano effettuate tramite l'uso di opportune storie temporali del moto del terreno ed analisi non lineari dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle costruzioni le capacità dissipative delle strutture possono essere considerate attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tenga conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovrarigidità, dell'incremento del suo periodo proprio di vibrazione a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di risposta di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro di risposta elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{v_r}$  considerata (v. §§ 2.4 e 3.2.1). Per valutare la domanda verrà utilizzato tale spettro, nel caso di analisi non lineare statica ponendo  $\eta = 1$ , nel caso di analisi lineare, statica o dinamica con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule [3.2.2] (per le componenti orizzontali) e nelle formule [3.2.8] (per le componenti verticali)  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di comportamento definito nel Capitolo 7 (Tabella 7.3.I).

Si assumerà comunque  $S_d(T) \geq 0,2a_g$ .

*NTC 2008*

Il paragrafo 3.2.3.4. definiva lo spettro di progetto per gli **Stati limite di Esercizio - SLE**

*NTC 2008*

Il paragrafo 3.2.3.5. definiva lo spettro di progetto per gli **Stati limite Ultimi - SLU**

La valutazione della domanda si particolarizza con l'identificazione del parametro  $h$  differente a seconda della tipologia di analisi sismica da effettuare (specifica dunque  $\eta=1$ , per analisi statica non lineare)

# CAPITOLO 3

## «Azioni sulle strutture»

### AZIONE DEL VENTO

#### NTC 2018

##### 3.3.1. VELOCITÀ BASE DI RIFERIMENTO

La velocità base di riferimento  $v_b$  è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), riferito ad un periodo di ritorno  $T_R = 50$  anni.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche,  $v_b$  è data dall'espressione:

$$v_b = v_b \cdot c_s \quad [3.3.1]$$

$v_{b,0}$  è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1);

$c_s$  è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$\begin{cases} c_s = 1 & \text{per } a_s \leq a_0 \\ c_s = 1 + k_s \left( \frac{a_s}{a_0} - 1 \right) & \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m} \end{cases} \quad [3.3.1.b]$$

dove:

$a_0, k_s$  sono parametri forniti nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1);  
 $a_s$  è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

Tale zonazione non tiene conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, dovranno essere definiti singolarmente.

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri  $v_{b,0}, a_0, k_s$

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_s$
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Tabella NTC  
2008

Tabella 3.3.I - Valori dei parametri  $v_{b,0}, a_0, k_s$

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_s$ [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

Tabella NTC  
2018

Si inserisce il coefficiente  $c_s$  per tenere in conto l'altitudine del sito rispetto a quella definita da norma ( $a_0$ ) – altitudine del sito sul livello del mare. Cambiano i coefficienti  $k_s$ .

# CAPITOLO 3

## «Azioni sulle strutture»

### AZIONE DEL VENTO

#### NTC 2008

##### 3.3.2 VELOCITÀ DI RIFERIMENTO

La velocità di riferimento  $v_b$  è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3 II), mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche  $v_b$  è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_1 \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_z (a_1 - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_1 \leq 1500 \text{ m} \quad (3.3.1)$$

dove:

$v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_z$  sono parametri forniti nella Tab. 3.3.I e legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame, in funzione delle zone definite in Fig. 3.3.I;

$a_1$  è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

Tabella 3.3.I - Valori dei parametri  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_z$

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_z$ [1/3]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia (con l'eccezione di Reggio Calabria)	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

Il paragrafo 3.3.2. è modificato introducendo il periodo di ritorno dell'azione del vento, considerando le azioni del vento su costruzioni transitorie e/o provvisorie. Si definisce il coefficiente  $C_t$

## CAPITOLO 3

### «Azioni sulle strutture»

## AZIONE DEL VENTO

### NTC 2018

#### 3.3.2. VELOCITÀ DI RIFERIMENTO

La velocità di riferimento  $v_r$  è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), riferito al periodo di ritorno di progetto  $T_r$ . Tale velocità è definita dalla relazione:

$$v_r = v_b c_r \quad [3.3.2]$$

dove

$v_b$  è la velocità base di riferimento, di cui al § 3.3.1;

$c_r$  è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto  $T_r$ .

In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, il coefficiente di ritorno è fornito dalla relazione

$$c_r = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \times \ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{T_r} \right) \right]} \quad [3.3.3]$$

dove  $T_r$  è il periodo di ritorno espresso in anni.

Ove non specificato diversamente, si assumerà  $T_r = 50$  anni, cui corrisponde  $c_r = 1$ . Per un'opera di nuova realizzazione in fase di costruzione o per le fasi transitorie relative ad interventi sulle costruzioni esistenti, il periodo di ritorno dell'azione potrà essere ridotto come di seguito specificato:

- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto non superiore a tre mesi, si assumerà  $T_r \geq 5$  anni;
- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto compresa fra tre mesi ed un anno, si assumerà  $T_r \geq 10$  anni;

**Il paragrafo 3.3.2. è modificato introducendo il periodo di ritorno dell'azione del vento, considerando le azioni del vento su costruzioni transitorie e/o provvisorie. Si definisce il coefficiente  $C_t$**

## CAPITOLO 3

### «Azioni sulle strutture»

#### AZIONE DEL VENTO

##### NTC 2018

###### Zona II

Arezzo, Ascoli Piceno, **Avellino**, Bari, Barletta-Andria-Trani, **Benevento**, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona:

$$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m} \quad [3.4.4]$$

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

##### NTC 2008

###### Zona III

Agrigento, **Avellino**, **Benevento**, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotona, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo:

$$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m} \quad (3.3.11)$$

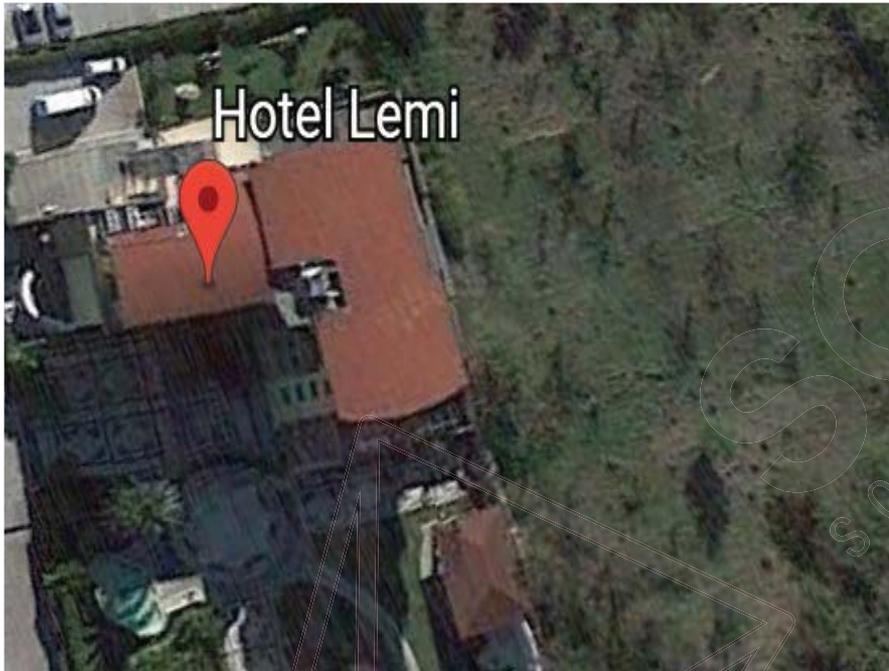
$$q_{sk} = 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Avellino e Benevento sono in zona II invece che in zona III. INCREMENTI IMPORTANTI DI CARICO!!!

## CAPITOLO 3

«Azioni sulle strutture»

### AZIONE DELLA NEVE



100 m s.l.m; falda con angolo $<30^\circ$	
NTC 2008	NTC 2018
0.48 kN/mq	0.80 kN/mq

**Incremento del  
67%!**

Avellino e Benevento sono in zona II invece che in zona III. INCREMENTI IMPORTANTI DI CARICO!!!

## CAPITOLO 4

«Costruzioni Civili e Industriali»

### TENSIONE DI ADERENZA

*NTC 2008*

4.1.2.1.1.4 *Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo*

La resistenza tangenziale di aderenza di calcolo  $f_{bd}$  vale:

$$f_{bd} = f_{tk} / \gamma_c \quad (4.1.7)$$

dove:

$\gamma_c$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, pari a 1,5;

$f_{tk}$  è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da:

$$f_{tk} = 2,25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} \quad (4.1.8)$$

in cui

$\eta = 1,0$  per barre di diametro  $\phi \leq 32$  mm

$\eta = (132 - \phi)/100$  per barre di diametro superiore.

Nel caso di armature molto addensate o ancoraggi in zona di calcestruzzo teso, la resistenza di aderenza va ridotta dividendola almeno per 1,5.

Il paragrafo 4.1.2.1.1.4. prevede la particolarizzazione del coefficiente  $\eta$  identificando due differenti parametri –  $\eta_1$  e  $\eta_2$

## CAPITOLO 4

«Costruzioni Civili e Industriali»

### TENSIONE DI ADERENZA

NTC 2008

#### 4.1.2.1.1.4 Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo

La resistenza tangenziale di aderenza di progetto  $f_{td}$  vale:

$$f_{td} = f_{tk} / \gamma_c \quad [4.1.6]$$

dove:

$\gamma_c$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, pari a 1,5;

$f_{tk}$  è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da:

$$f_{tk} = 2,0 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{tk} \quad [4.1.7]$$

in cui

$\eta_1 = 1,0$  in condizioni di buona aderenza;

$\eta_1 = 0,7$  in condizioni di non buona aderenza, quali nei casi di armature molto addensate, ancoraggi in zona tesa, ancoraggi in zone superiori di getto, in elementi strutturali realizzati con casseforme scorrevoli, a meno che non si adottino idonei provvedimenti;

$\eta_2 = 1,0$  per barre di diametro  $\Phi \leq 32$  mm

$\eta_2 = (132 - \Phi)/100$  per barre di diametro superiore

La lunghezza di ancoraggio di progetto e la lunghezza di sovrapposizione sono influenzate dalla forma delle barre, dal copriferro, dall'effetto di confinamento dell'armatura trasversale, dalla presenza di barre trasversali saldate, dalla pressione trasversale lungo la lunghezza di ancoraggio e dalla percentuale di armatura sovrapposta rispetto all'armatura totale. Per le regole di dettaglio da adottare si potrà fare utile riferimento alla sezione 8 di UNI EN 1992-1-1:2015.

Il paragrafo 4.1.2.1.1.4. prevede la particolarizzazione del coefficiente h identificando due differenti parametri – h1 e h2.

Nel particolare:

- $\eta_1$  è funzione dell'aderenza
- $\eta_2$  del diametro della barra

$\eta_2$  rappresenta il parametro h della precedente normativa (NTC2008)

# CAPITOLO 4

## «Costruzioni Civili e Industriali»

### CALCESTRUZZO CONFINATO

#### NTC 2018

In assenza di più precise determinazioni basate su modelli analitici di comprovata validità, è possibile utilizzare la relazione tensione-deformazione rappresentata in Fig. 4.1.2 (dove le deformazioni di compressione sono assunte positive), in cui la resistenza caratteristica e le deformazioni del calcestruzzo confinato sono valutate secondo le relazioni seguenti:

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot (1,0 + 5,0 \cdot \sigma_2 / f_{ck}) \quad \text{per } \sigma_2 \leq 0,05f_{ck} \quad [4.1.8]$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot (1,125 + 2,5 \cdot \sigma_2 / f_{ck}) \quad \text{per } \sigma_2 > 0,05f_{ck} \quad [4.1.9]$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \cdot (f_{ck,c} / f_{ck})^2 \quad [4.1.10]$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu} + 0,2 \cdot \sigma_2 / f_{ck} \quad [4.1.11]$$

$$f_{cd,c} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck,c} / \gamma_c \quad [4.1.12]$$

essendo  $\sigma_2$  la pressione laterale efficace di confinamento allo SLV mentre  $\varepsilon_{c2}$  ed  $\varepsilon_{cu}$  sono valutate in accordo al § 4.1.2.1.2.1.

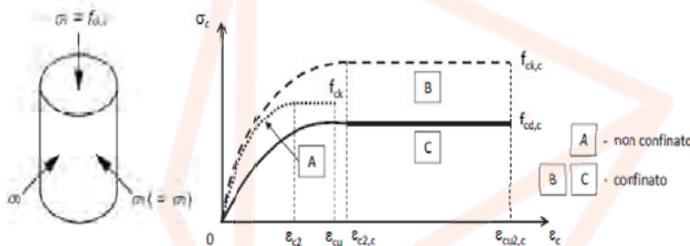
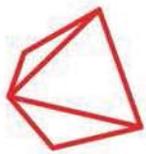


Fig. 4.1.2 - Modelli  $\sigma$ - $\varepsilon$  per il calcestruzzo confinato

ne) paragrafo 4.1.2.1.2.1, *Diagrammi di progetto tensione-deformazione del calcestruzzo*, è stata introdotta, in accordo con l'Eurocodice 2, la relazione tensione - deformazione per il calcestruzzo confinato; al riguardo si evidenzia la necessità di aggiornare conseguentemente il testo della Circolare applicativa delle NTC;

Possibilità di valutare gli effetti in termini di duttilità mediante la correzione della capacità deformativa del calcestruzzo, tenendo in conto dell'effetto del confinamento delle staffe.

**IMPORTANTE**



## CAPITOLO 4

«Costruzioni Civili e Industriali»

### VERIFICHE DI DUTTILITA'

#### NTC 2018

La capacità in termini di fattore di duttilità in curvatura  $\mu_\phi$  può essere calcolata, separatamente per le due direzioni principali di verifica, come rapporto tra la curvatura cui corrisponde una riduzione del 15% della massima resistenza a flessione – oppure il raggiungimento della deformazione ultima del calcestruzzo e/o dell'acciaio – e la curvatura convenzionale di prima plasticizzazione  $\phi_{yd}$  espressa dalla relazione seguente:

$$\phi_{yd} = \frac{M_{Rd}}{M'_{yd}} \cdot \phi'_{yd}$$

dove:

$\phi'_{yd}$  è la minore tra la curvatura calcolata in corrispondenza dello snervamento dell'armatura tesa e la curvatura calcolata in corrispondenza della deformazione di picco ( $\epsilon_{c2}$  se si usa il modello parabola-rettangolo oppure  $\epsilon_{c3}$  se si usa il modello triangolo-rettangolo) del calcestruzzo compresso;

$M_{Rd}$  è il momento resistente della sezione allo SLU;

$M'_{yd}$  è il momento corrispondente a  $\phi'_{yd}$  e può essere assunto come momento resistente massimo della sezione in campo sostanzialmente elastico.

# CAPITOLO 4

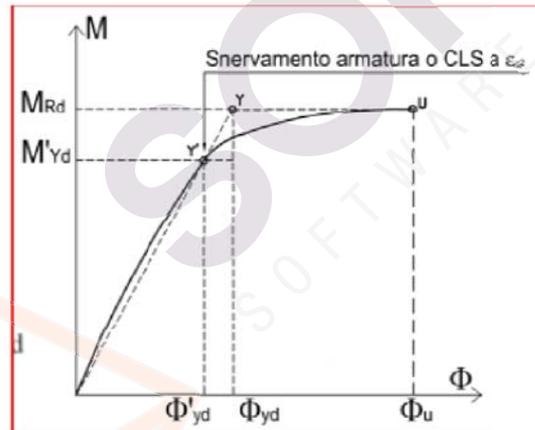
«Costruzioni Civili e Industriali»

## VERIFICHE DI DUTTILITA'

NTC 2018

### 4.1.2.3.4.2 – VERIFICHE DI RESISTENZA E DUTTILITA'

DUTTILITA'



$M'_{yd}$  è il momento corrispondente a  $\phi'_{yd}$  e può essere assunto come momento resistente massimo della sezione in campo sostanzialmente elastico.

# CAPITOLO 4

## «Costruzioni Civili e Industriali»

### 4.4 – COSTRUZIONI IN LEGNO

**NTC 2018**

Il coefficiente  $\gamma_M$  è valutato secondo la colonna A della tabella 4.4.III. Si possono assumere i valori riportati nella colonna B della stessa tabella, per produzioni continuative di elementi o strutture, soggette a controllo continuativo del materiale dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valor medio) della resistenza non superiore al 15%. Le suddette produzioni devono essere inserite in un sistema di qualità di cui al § 11.7.

**Inserimento nuova tipologia legno**

Tab. 4.4.III - Coefficienti parziali  $\gamma_M$  per le proprietà dei materiali

Stati limite ultimi	Colonna A $\gamma_M$	Colonna B $\gamma_M$
<b>combinazioni fondamentali</b>		
legno massiccio	1,50	1,45
legno lamellare incollato	1,45	1,35
<b>pannelli di tavole incollate a strati incrociati</b>	1,45	1,35
pannelli di particelle o di fibre	1,50	1,40
LVL, compensato, pannelli di scaglie orientate	1,40	1,30
unioni	1,50	1,40
<b>combinazioni eccezionali</b>	1,00	1,00

**Materiale controllato in modo continuativo per produzioni continue – controllo del processo produttivo**

**NTC 2008**

Stati limite ultimi	$\gamma_M$
<del>combinazioni fondamentali</del>	<del></del>
<del>legno massiccio</del>	<del>1,50</del>
<del>legno lamellare incollato</del>	<del>1,45</del>
<del>pannelli di particelle o di fibre</del>	<del>1,50</del>
<del>compensato, pannelli di scaglie orientate</del>	<del>1,40</del>
<del>unioni</del>	<del>1,50</del>
<del>combinazioni eccezionali</del>	<del>1,00</del>

Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.

# CAPITOLO 7

«Progettazione per azioni sismiche»

## 7.2.2 – FATTORI DI SOVRARESISTENZA $\gamma_{RD}$

NTC 2018

Tab. 7.2.1 - Fattori di sovrarresistenza  $\gamma_{RD}$  (fra parentesi quadre è indicato il numero dell'equazione corrispondente)

Tipologia strutturale	Elementi strutturali	Progettazione in capacità	$\gamma_{RD}$	
			CD "A"	CD "B"
C.a. gettata in opera	Travi (§ 7.4.4.1.1)	Taglio	1,20	1,10
	Pilastrini (§ 7.4.4.2.1)	Pressoflessione [7.4.4]	1,30	1,30
		Taglio [7.4.5]	1,30	1,10
	Nodi trave-pilastrino (§ 7.4.4.3.1)	Taglio [7.4.6-7, 7.4.11-12]	1,20	1,10
Pareti (§ 7.4.4.5.1)	Taglio [7.4.13-14]	1,20	-	
C.a. prefabbricata a struttura intelaiata	Collegamenti di tipo a) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,20	1,10
	Collegamenti di tipo b) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,35	1,20
C.a. prefabbricata con pilastri incastrati alla base e orizzontamenti incenerati	Collegamenti di tipo fisso (§ 7.4.5.2.1)	Taglio	1,35	1,20
Acciaio	Si impiega il fattore di sovrarresistenza $\gamma_{ov}$ definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.5.4.2)	Pressoflessione [7.5.10]	1,30	1,30
Composta acciaio-calcestruzzo	Si impiega il fattore di sovrarresistenza $\gamma_{ov}$ definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.6.6.2)	Pressoflessione [7.6.7]	1,30	1,30
Legno	Collegamenti		1,60	1,30
Muratura armata con progettazione in capacità	Pannelli murari (§ 7.8.1.7)	Taglio	1,50	
Ponti	Si impiegano i fattori di sovrarresistenza definiti al § 7.9.5			

## CAPITOLO 7

«Progettazione per azioni sismiche»

### 7.2.3 – ELEMENTI SECONDARI

#### NTC 2018

##### ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI

Per elementi costruttivi non strutturali s'intendono quelli con rigidezza, resistenza e massa tali da influenzare in maniera significativa la risposta strutturale e quelli che, pur non influenzando la risposta strutturale, sono ugualmente significativi ai fini della sicurezza e/o dell'incolumità delle persone.

La capacità degli elementi non strutturali, compresi gli eventuali elementi strutturali che li sostengono e collegano, tra loro e alla struttura principale, deve essere maggiore della domanda sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite da considerare (v. § 7.3.6). Quando l'elemento non strutturale è costruito in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda e progettare la capacità in accordo a formulazioni di comprovata validità ed è compito del direttore dei lavori verificarne la corretta esecuzione; quando invece l'elemento non strutturale è assemblato in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda, è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire elementi e sistemi di collegamento di capacità adeguata ed è compito del direttore dei lavori verificarne il corretto assemblaggio.

## CAPITOLO 7

«Progettazione per azioni sismiche»

### 7.2.4 – CRITERI DI PROGETTAZIONE DEGLI IMPIANTI

NTC 2018

#### 7.2.4. CRITERI DI PROGETTAZIONE DEGLI IMPIANTI

Il presente paragrafo fornisce indicazioni utili per la progettazione e l'installazione antisismica degli impianti, intesi come insieme di: impianto vero e proprio, dispositivi di alimentazione dell'impianto, collegamenti tra gli impianti e la struttura principale. A meno di contrarie indicazioni della legislazione nazionale di riferimento, della progettazione antisismica degli impianti è responsabile il produttore, della progettazione antisismica degli elementi di alimentazione e collegamento è responsabile l'installatore, della progettazione antisismica degli orizzontamenti, delle tamponature e dei tramezzi a cui si ancorano gli impianti è responsabile il progettista strutturale.

La capacità dei diversi elementi funzionali costituenti l'impianto, compresi gli elementi strutturali che li sostengono e collegano, tra loro e alla struttura principale, deve essere maggiore della domanda sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite da considerare (v. § 7.3.6). È compito del progettista della struttura individuare la domanda, mentre è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire impianti e sistemi di collegamento di capacità adeguata.

# CAPITOLO 7

## «Progettazione per azioni sismiche»

### 7.2.3 – ELEMENTI NON STRUTTURALI

#### NTC 2018

La domanda sismica sugli elementi non strutturali può essere determinata applicando loro una forza orizzontale  $F_a$  definita come segue:

$$F_a = (S_a \cdot W_a) / q_a \quad [7.2.1]$$

dove

$F_a$  è la forza sismica orizzontale distribuita o agente nel centro di massa dell'elemento non strutturale, nella direzione più sfavorevole risultante delle forze distribuite proporzionali alla massa;

$S_a$  è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento non strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame (v. § 3.2.1);

$W_a$  è il peso dell'elemento;

$q_a$  è il fattore di comportamento dell'elemento.

In assenza di specifiche determinazioni, per  $S_a$  e  $q_a$  può farsi utile riferimento a documenti di comprovata validità.

#### NTC 2008

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[ \frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \quad (7.2.2)$$

Tabella 7.2.1 – Valori di  $q_a$  per elementi non strutturali

Elemento non strutturale	$q_a$
Parapetti o decorazioni aggettanti	1,0
Insegne e pannelli pubblicitari	
Ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per più di metà della loro altezza	2,0
Pareti interne ed esterne	
Tramezzature e facciate	
Ciminiere, antenne, serbatoi su supporti funzionanti come mensole non controventate per meno di metà della loro altezza o connesse alla struttura in corrispondenza o al di sopra del loro centro di massa	
Elementi di ancoraggio per armadi e librerie permanenti direttamente poggiati sul pavimento	2,0
Elementi di ancoraggio per controsoffitti e corpi illuminanti	

L'accelerazione massima si calcola mediante l'applicazione delle disposizioni del paragrafo 3.2.1. della NTC 2018.

# CAPITOLO 7

## «Progettazione per azioni sismiche»

### 7.3.1 – ANALISI LINEARE – FATTORI DI STRUTTURA

#### NTC 2018

#### NTC 2008

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

Tipologia strutturale	$q_0$	
	CD "A"	CD "B"
<b>Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)</b>		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	$4,5 \alpha_s / \alpha_1$	$3,0 \alpha_s / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	$4,0 \alpha_s / \alpha_1$	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
<b>Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)</b>	<b>3,5</b>	<b>2,5</b>
<b>Costruzioni con struttura prefabbricata (§ 7.4.5.1)</b>		
Strutture a pannelli	$4,0 \alpha_s / \alpha_1$	3,0
Strutture monolitiche a cella	3,0	2,0
Strutture con pilastri incastrati e orizzontamenti incamierati	3,5	2,5
<ul style="list-style-type: none"> <li>- <b>strutture a pendolo inverso</b>, nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione e nelle quali la dissipazione d'energia avviene alla base di un singolo elemento strutturale;</li> <li>- <b>strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano</b>, nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione, in cui i pilastri sono incastrati in sommità alle travi lungo entrambe le direzioni principali dell'edificio. In</li> </ul>		
Strutture a mensola o a pendolo inverso	$2,0 \alpha_s / \alpha_1$	2,0
Strutture intelaiate con controventi concentrici	$4,0 \alpha_s / \alpha_1$	4,0
Strutture intelaiate con tamponature in murature	2,0	2,0

#### 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.

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	$3,0 \alpha_s / \alpha_1$	$4,5 \alpha_s / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4,0 \alpha_s / \alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

## CAPITOLO 7

### «Progettazione per azioni sismiche»

#### 7.3.1 – ANALISI LINEARE STATICA NTC 2018

*NTC 2008*

##### 7.3.3.2 ANALISI LINEARE STATICA

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

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

$$T_1 = 2\sqrt{d} \quad [7.3.6]$$

dove  $d$  è lo spostamento laterale elastico del punto più alto dell'edificio, espresso in metri, dovuto alla combinazione di carichi [2.5.7] applicata nella direzione orizzontale.

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

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} \quad (7.3.5)$$

dove:  $H$  è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione e  $C_1$  vale 0,085 per costruzioni con struttura a telaio in acciaio, 0,075 per costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato e 0,050 per costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura.

**Formula T1**  
NTC 2018 come EC2

# CAPITOLO 7

## «Progettazione per azioni sismiche»

### 7.3.6 – VERIFICHE DEGLI ELEMENTI

#### NTC 2018

#### NTC 2008

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

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

$qd_i \leq 0,0050 \cdot h$	per tamponature fragili	[7.3.11a]
$qd_i \leq 0,0075 \cdot h$	per tamponature duttili	[7.3.11b]

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

$qd_i \leq d_p \leq 0,0100 \cdot h$		[7.3.12]
-------------------------------------	--	----------

c) per costruzioni con struttura portante di muratura ordinaria

$qd_i \leq 0,0020 \cdot h$		[7.3.13]
----------------------------	--	----------

d) per costruzioni con struttura portante di muratura armata

$qd_i \leq 0,0030 \cdot h$		[7.3.14]
----------------------------	--	----------

e) per costruzioni con struttura portante di muratura confinata

$qd_i < 0,0025 \cdot h$		[7.3.15]
-------------------------	--	----------

dove:

$d_i$  è lo spostamento di interpiano, cioè la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore, calcolati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3 o, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4, sul modello di calcolo non comprensivo delle tamponature,

$h$  è l'altezza del piano.

**7.3.7.2 Verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali**

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti eccessivi interpiano, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo *SLD* (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori ai limiti indicati nel seguito

a) per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa

$d < 0,005 h$	(7.3.16)
---------------	----------

b) per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano  $d_{ip}$ , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura:

$d \leq d_p \leq 0,01 h$	(7.3.17)
--------------------------	----------

c) per costruzioni con struttura portante in muratura ordinaria

$d < 0,003 h$	(7.3.18)
---------------	----------

d) per costruzioni con struttura portante in muratura armata

$d_i < 0,004 h$	(7.3.19)
-----------------	----------

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

# CAPITOLO 7

## «Progettazione per azioni sismiche»

### 7.4.6 –COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO-DETTAGLI COSTRUTTIVI

**NTC 2018**

*NTC 2008*

**Dettagli costruttivi per la duttilità**  
Per le zone dissipative allo spiccato dei pilastri primari e per le zone terminali di tutti i pilastri secondari devono essere eseguite le verifiche di duttilità indicate al § 7.4.4.2.2. In alternativa, tali verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, si rispettano le limitazioni seguenti:

$$\alpha \cdot \omega_{s,d} \geq 30 \mu_s \cdot v_d \cdot \epsilon_{s,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad [7.4.29]$$

$$\omega_{s,d} = \frac{\text{volume delle staffe di confinamento}}{\text{volume del nucleo di calcestruzzo}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{ctd}} \quad [7.4.30]$$

dove:  
 $\alpha_{s,d}$  è il rapporto meccanico dell'armatura trasversale di confinamento all'interno della zona dissipativa (il nucleo di calcestruzzo è individuato con riferimento alla linea media delle staffe) che deve essere non minore di 0,12 in CD "A".  
 $\mu_s$  è la domanda in duttilità di curvatura allo SLC;  
 $v_d$  è la forza assiale adimensionalizzata di progetto relativa alla combinazione sismica SLV ( $v_d = N_{Ed}/A_c \cdot f_{cd}$ );  
 $\epsilon_{s,d}$  è la deformazione di smarrimento dell'acciaio;  
 $b_0$  è la profondità della sezione trasversale lorda;  
 $b_c$  è la profondità del nucleo confinato (con riferimento alla linea media delle staffe);  
 $b_s$  è la larghezza minima della sezione trasversale lorda;  
 $b_0$  è la larghezza del nucleo confinato corrispondente a  $b_c$  (con riferimento alla linea media delle staffe);  
 $\alpha$  è il coefficiente di efficacia del confinamento, uguale a  $\alpha = \alpha_s \cdot \alpha_c$ , con

a) per sezioni trasversali rettangolari

$$\alpha_s = 1 - \sum b_i^2 / (6 \cdot b_0 \cdot b_c) \quad [7.4.31a]$$

$$\alpha_c = [1 - s / (2 \cdot b_0)] [1 - s / (2 \cdot b_c)] \quad [7.4.31b]$$

dove:  $n$  è il numero totale di barre longitudinali contenute lateralmente da staffe o legature,  $b_i$  è la distanza tra barre consecutive contenute e  $s$  è il passo delle staffe;

b) per sezioni trasversali circolari con diametro del nucleo confinato  $D_c$  (con riferimento alla linea media delle staffe)

$$\alpha_s = 1 \quad [7.4.31c]$$

$$\alpha_c = [1 - s / (2 \cdot D_c)]^2 \quad [7.4.31d]$$

dove:  $n$  è il numero totale di barre longitudinali contenute lateralmente da staffe o legature,  $b_i$  è la distanza tra barre consecutive contenute,  $\theta = 2$  per staffe circolari singole,  $\theta = 1$  per staffa a spirale.

**Inserimento della verifica di duttilità della sezione**

Si devono disporre staffe in un quantitativo minimo non inferiore a

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

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

# CAPITOLO 7

«Progettazione per azioni sismiche»

## 7.4.6 – COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO-NODI TRAVE-PILASTRO

**NTC 2018**

**NTC 2008**

### 7.4.6.2.3 Nodi trave-pilastro

Oltre a quanto richiesto dalla verifica nel § 7.4.4.3.1, lungo le armature longitudinali del pilastro che attraversano i nodi devono essere disposte staffe di contenimento in quantità almeno pari alla maggiore prevista nelle zone adiacenti al nodo del pilastro inferiore e superiore; nel caso di nodi interamente confinati il passo risultante dell'armatura di confinamento orizzontale nel nodo può essere raddoppiato, ma non può essere maggiore di 15 cm.

### 7.4.4.3.1 Verifiche di resistenza

La verifica di resistenza del nodo deve essere effettuata per le sole strutture in CD "A".

### 7.4.6.2.3 Nodi trave-pilastro

Indipendentemente da quanto richiesto dalla verifica nel § 7.4.4.3.1, lungo le armature longitudinali del pilastro che attraversano i nodi non confinati devono essere disposte staffe di contenimento in quantità almeno pari alla maggiore prevista nelle zone del pilastro inferiore e superiore adiacenti al nodo. Questa regola può non essere osservata nel caso di nodi interamente **confinati**.

**Per i nodi non confinati**, appartenenti a strutture sia in CD "A" che in CD "B", le staffe orizzontali presenti lungo l'altezza del nodo devono verificare la seguente condizione:

$$\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot b_j} \geq 0,05 \frac{f_{yk}}{f_{yk}} \quad (7.4.29)$$

nella quale  $n_{st}$  ed  $A_{st}$  sono rispettivamente il numero di bracci e l'area della sezione trasversale della barra della singola staffa orizzontale,  $i$  è l'interasse delle staffe, e  $b_j$  è la larghezza utile del nodo determinata come segue:

- se la trave ha una larghezza  $b_w$  superiore a quella del pilastro  $b_c$ , allora  $b_j$  è il valore minimo fra  $b_w$  e  $b_c + h_c/2$ , essendo  $h_c$  la dimensione della sezione della colonna parallela alla trave;
- se la trave ha una larghezza  $b_w$  inferiore a quella del pilastro  $b_c$ , allora  $b_j$  è il valore minimo fra  $b_c$  e  $b_w + h_c/2$ .

Semplificazione della  
verifica del nodo trave  
pilastro

## CAPITOLO 7

«Progettazione per azioni sismiche»

### 7.7 – COSTRUZIONI IN LEGNO

#### NTC 2018

Con riferimento al § 7.7, Costruzioni di legno, è stato stabilito che anche le costruzioni sismoresistenti di legno, coerentemente con le altre tipologie strutturali, devono essere progettate con una concezione strutturale in accordo con il comportamento dissipativo o non dissipativo.

Al § 7.7.1, *Aspetti concettuali della progettazione* relativi alle costruzioni di legno, è stato chiarito che ai fini dell'applicazione dei criteri della progettazione in capacità, per assicurare la plasticizzazione delle zone dissipative (i collegamenti), queste devono possedere una capacità almeno pari alla domanda, mentre le componenti non dissipative (gli elementi strutturali) adiacenti devono possedere una capacità pari alla capacità della zona dissipativa amplificata del fattore di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$ , di cui alla Tab. 7.2.I; valori inferiori del fattore di sovrarresistenza ed in ogni caso maggiori o uguali a 1,3 per la classe di duttilità "A" e a 1,1 per la classe di duttilità "B" devono essere giustificati sulla base di idonee evidenze teorico-sperimentali;

Al § 7.7.3, *Tipologie strutturali e fattori di comportamento*, è stato precisato che, nel caso di strutture con comportamento dissipativo, è obbligo del progettista giustificare la scelta dei valori assunti nei calcoli per il fattore  $q_0$ , sulla base della capacità dissipativa del sistema strutturale nonché dei criteri di dimensionamento dei collegamenti.

# CAPITOLO 8

## «Costruzioni esistenti»

### NTC 2018

#### 8.2. CRITERI GENERALI

Le disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli della presente norma costituiscono, ove applicabili, riferimento anche per le costruzioni esistenti, ad esclusione di quanto indicato nella presente norma in merito a limitazioni di altezza, regole generali, prescrizioni sulla geometria e sui particolari costruttivi e fatto salvo quanto specificato nel seguito.

Nel caso di interventi che non prevedano modifiche strutturali (impiantistici, di distribuzione degli spazi, etc.) il progettista deve valutare la loro possibile interazione con gli SLU ed SLE della struttura o di parte di essa.

#### 7.4.2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

##### 7.4.2.1 CONGLOMERATO

Non è ammesso l'uso di conglomerati di classe inferiore a C20/25 (v. § 4.1) o LC20/22.

#### 7.4.6 DETTAGLI COSTRUTTIVI

##### 7.4.6.1 LIMITAZIONI GEOMETRICHE

- 7.4.6.1.1 Travi
- 7.4.6.1.2 Pilastri
- 7.4.6.1.3 Nodi trave-pilastro
- 7.4.6.1.4 Pareti
- 7.4.6.2 LIMITAZIONI DI ARMATURA
- 7.4.6.2.1 Travi
- 7.4.6.2.2 Pilastri
- 7.4.6.2.3 Nodi trave-pilastro
- 7.4.6.2.4 Pareti
- 7.4.6.2.5 Travi di accoppiamento

## CAPITOLO 8

### «Costruzioni esistenti»

#### NTC 2018

##### 8.3. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza di una struttura esistente è un procedimento quantitativo, volto a determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla presente normativa. L'incremento del livello di sicurezza si persegue, essenzialmente, operando sulla concezione strutturale globale con interventi, anche locali.

La valutazione della sicurezza, argomentata con apposita relazione, deve permettere di stabilire se:

- l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;
- l'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);
- sia necessario aumentare la sicurezza strutturale, mediante interventi.

La valutazione della sicurezza deve effettuarsi quando ricorra anche una sola delle seguenti situazioni:

- riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta a: significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, deformazioni significative conseguenti anche a problemi in fondazione; danneggiamenti prodotti da azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), da azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni) o da situazioni di funzionamento ed uso anomali;
- provati gravi errori di progetto o di costruzione;
- cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o passaggio ad una classe d'uso superiore;
- esecuzione di interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducano la capacità e/o ne modifichino la rigidità;
- ogni qualvolta si eseguano gli interventi strutturali di cui al § 8.4 ;
- opere realizzate in assenza o difformità dal titolo abitativo, ove necessario al momento della costruzione, o in difformità alle norme tecniche per le costruzioni vigenti al momento della costruzione.

## CAPITOLO 8

### «Costruzioni esistenti»

#### 8.3 – VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

##### NTC 2018

Qualora sia necessario effettuare la valutazione della sicurezza della costruzione, la verifica del sistema di fondazione è obbligatoria solo se sussistono condizioni che possano dare luogo a fenomeni di instabilità globale o se si verifica una delle seguenti condizioni:

- nella costruzione siano presenti importanti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni o dissesti della stessa natura si siano prodotti nel passato;
- siano possibili fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto: di condizioni morfologiche sfavorevoli, di modificazioni apportate al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni, delle azioni sismiche di progetto;
- siano possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovuti alle azioni sismiche di progetto.

Allo scopo di verificare la sussistenza delle predette condizioni, si farà riferimento alla documentazione disponibile e si potrà omettere di svolgere indagini specifiche solo qualora, a giudizio esplicitamente motivato del professionista incaricato, sul volume di terreno significativo e sulle fondazioni sussistano elementi di conoscenza sufficienti per effettuare le valutazioni precedenti.



Il paragrafo 8.3 specifica le condizioni per cui sussiste la necessità di verificare le fondazioni

## CAPITOLO 8

### «Costruzioni esistenti»

#### 8.3 – VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

##### NTC 2018

Nuova definizione del parametro di capacità

Nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il rapporto  $\zeta_E$  tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione; l'entità delle altre azioni contemporaneamente presenti è la stessa assunta per le nuove costruzioni, salvo quanto emerso riguardo ai carichi verticali permanenti a seguito delle indagini condotte (di cui al § 8.5.5) e salvo l'eventuale adozione di appositi provvedimenti restrittivi dell'uso della costruzione e, conseguentemente, sui carichi verticali variabili.

La restrizione dell'uso può mutare da porzione a porzione della costruzione e, per l'*i*-esima porzione, è quantificata attraverso il rapporto  $\zeta_{vi}$  tra il valore massimo del sovraccarico variabile verticale sopportabile da quella parte della costruzione e il valore del sovraccarico verticale variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

È necessario adottare provvedimenti restrittivi dell'uso della costruzione e/o procedere ad interventi di miglioramento o adeguamento nel caso in cui non siano soddisfatte le verifiche relative alle azioni controllate dall'uomo, ossia prevalentemente ai carichi permanenti e alle altre azioni di servizio.

## CAPITOLO 8

### «Costruzioni esistenti»

#### NTC 2018

##### 8.4. CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI

Si individuano le seguenti categorie di intervento:

- **interventi di riparazione o locali:** interventi che interessino singoli elementi strutturali e che, comunque, non riducano le condizioni di sicurezza preesistenti;
- **interventi di miglioramento:** interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, senza necessariamente raggiungere i livelli di sicurezza fissati al § 8.4.3;
- **interventi di adeguamento:** interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, conseguendo i livelli di sicurezza fissati al § 8.4.3.

Solo gli interventi di miglioramento ed adeguamento sono sottoposti a collaudo statico.

Per gli interventi di miglioramento e di adeguamento l'esclusione di provvedimenti in fondazione dovrà essere in tutti i casi motivata esplicitamente dal progettista, attraverso una verifica di idoneità del sistema di fondazione in base ai criteri indicati nel §8.3.

Qualora l'intervento preveda l'inserimento di nuovi elementi che richiedano apposite fondazioni, queste ultime dovranno essere verificate con i criteri generali di cui ai precedenti Capitoli 6 e 7, così come richiesto per le nuove costruzioni.

Per i beni di interesse culturale ricadenti in zone dichiarate a rischio sismico, ai sensi del comma 4 dell'art. 29 del DLgs 22 gennaio 2004, n. 42 "Codice dei beni culturali e del paesaggio", è in ogni caso possibile limitarsi ad interventi di miglioramento effettuando la relativa valutazione della sicurezza.

Definizione degli interventi di Riparazione, Miglioramento ed Adeguamento

## CAPITOLO 8

### «Costruzioni esistenti»

#### NTC 2018

##### 8.4.2. INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO

La valutazione della sicurezza e il progetto di intervento dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme.

Per la combinazione sismica delle azioni, il valore di  $\zeta_E$  può essere minore dell'unità. A meno di specifiche situazioni relative ai beni culturali, per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV il valore di  $\zeta_E$ , a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere comunque non minore di 0,6, mentre per le rimanenti costruzioni di classe III e per quelle di classe II il valore di  $\zeta_E$ , sempre a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere incrementato di un valore comunque non minore di 0,1.

Nel caso di interventi che prevedano l'impiego di sistemi di isolamento, per la verifica del sistema di isolamento, si deve avere almeno  $\zeta_E = 1,0$ .

$\zeta_E$  non minore di 0,60 per classe III ad uso scolastico e di classe IV;

$\zeta_E$  con incremento di resistenza non inferiore a 0,10 per rimanenti costruzioni di classe III e per quelle di classe II.

## CAPITOLO 8

### «Costruzioni esistenti»

#### NTC 2018

##### 8.4.3. INTERVENTO DI ADEGUAMENTO

L'intervento di adeguamento della costruzione è obbligatorio quando si intenda:

- sopraelevare la costruzione;
- ampliare la costruzione mediante opere ad essa strutturalmente connesse e tali da alterarne significativamente la risposta;
- apportare variazioni di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione superiori al 10%, valutati secondo la combinazione caratteristica di cui alla equazione 2.5.2 del § 2.5.3, includendo i soli carichi gravitazionali. Resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;
- effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un sistema strutturale diverso dal precedente; nel caso degli edifici, effettuare interventi strutturali che trasformano il sistema strutturale mediante l'impiego di nuovi elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali complessivi riferiti ai singoli piani.
- apportare modifiche di classe d'uso che conducano a costruzioni di classe III ad uso scolastico o di classe IV.

In ogni caso, il progetto dovrà essere riferito all'intera costruzione e dovrà riportare le verifiche dell'intera struttura post-evento secondo le indicazioni del presente capitolo.

Nei casi a), b) e d), per la verifica della struttura, si deve avere  $\zeta_E \geq 1,0$ . Nei casi c) ed e) si può assumere  $\zeta_E \geq 0,80$ .

Resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione.

Una variazione dell'altezza dell'edificio dovuta alla realizzazione di cordoli sommitali o a variazioni della copertura che non comportino incrementi di superficie abitabile, non è considerato ampliamento, ai sensi della condizione a). In tal caso non è necessario procedere all'adeguamento, salvo che non ricorrano una o più delle condizioni di cui agli altri precedenti punti.

## CAPITOLO 11

«Materiali e prodotti per uso strutturale»

### NTC 2018

Per quanto concerne il Capitolo 11 il testo è stato sostanzialmente rivisto in accordo con le disposizioni del Regolamento UE sui prodotti da costruzione n. 305/2011 (nel seguito Regolamento), entrato integralmente in vigore in data 1.07.2013, che “*fissa condizioni armonizzate per la commercializzazione dei prodotti da costruzione ed abroga la Direttiva 89/106/CEE*”. Tale revisione è avvenuta anche in base all’esperienza acquisita nell’ambito delle attività istituzionali del Servizio Tecnico Centrale e delle Sezioni del Consiglio Superiore, nonché a seguito di osservazioni al testo pervenute dai settori professionali e produttivi.

#### 11.2.12. CALCESTRUZZO FIBRORINFORZATO (FRC)



#### Nuovi materiali

Il calcestruzzo fibrorinforzato (FRC) è caratterizzato dalla presenza di fibre discontinue nella matrice cementizia; tali fibre possono essere realizzate in acciaio o materiale polimerico, e devono essere marcate CE in accordo alle norme europee armonizzate, quali la UNI EN 14889-1 ed UNI EN 14889-2 per le fibre realizzate in acciaio o materiale polimerico.

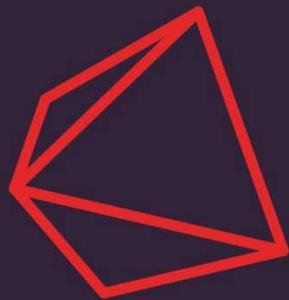
La miscela del calcestruzzo fibrorinforzato deve essere sottoposta a valutazione preliminare secondo le indicazioni riportate nel precedente § 11.2.3 con determinazione dei valori di resistenza a trazione residua  $f_{R1k}$  per lo Stato limite di esercizio e  $f_{R3k}$  per lo Stato limite Ultimo determinati secondo UNI EN 14651:2007.

Per la qualificazione del calcestruzzo fibrorinforzato e la progettazione delle strutture in FRC si dovrà fare esclusivo riferimento a specifiche disposizioni emanate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.



**SOFT.LAB**  
SOFTWARE PER L'EDILIZIA

**Grazie**  
per l'attenzione



# SOFT.LAB

SOFTWARE PER L'EDILIZIA

---

[info@soft.lab.it](mailto:info@soft.lab.it)

+39.0824.874.392

---



[www.soft.lab.it](http://www.soft.lab.it)



**SOFT.LAB**  
SOFTWARE PER L'EDILIZIA

# SISMABONUS: ESEMPI APPLICATIVI

---

Prof. Ing. Giuseppe Maddaloni

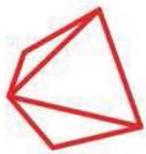
## INTRODUZIONE STATI LIMITE

«Cosa cambia per la valutazione della sicurezza di un edificio esistente?»

### Definizione Stati Limite NTC (2008) – Edificio

	Stato Limite	Evento	$P_{VR}$	$V_R$ (anni)	$T_R$ (anni)	$\lambda$ (%)	Frequenza media annua di superamento
<b>SLU</b>	Salvaguardia vita (SLV)	Raro	10%	50	475	0.21	

Per costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti (classe d'uso II) [2.4.2 - NTC] il coefficiente d'uso  $C_u$  assume valore unitario.



## INTRODUZIONE STATI LIMITE

«Cosa cambia per la valutazione della sicurezza di un edificio esistente?»

La vita nominale  $V_N$  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.

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	$\geq 100$

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1.0 = 50 \text{ anni}$$

## INTRODUZIONE STATI LIMITE

«Cosa cambia per la valutazione della sicurezza di un edificio esistente?»

### Definizione Stati Limite NTC (2008) – Edificio

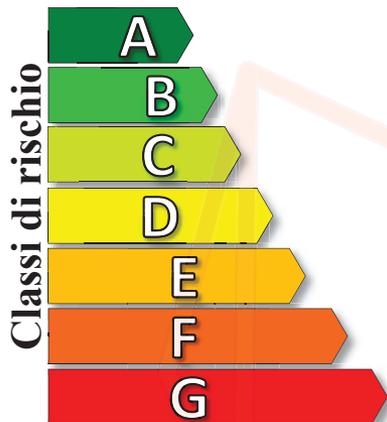
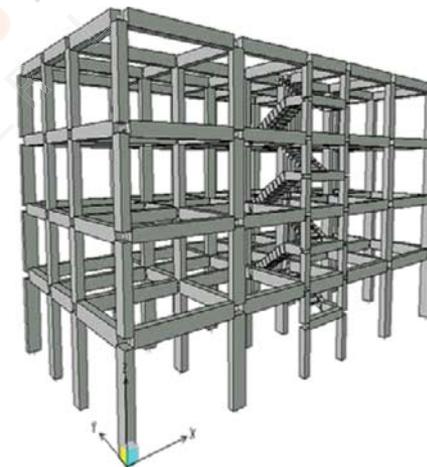
	Stato Limite	Evento	$P_{VR}$	$V_R$ (anni)	$T_R$ (anni)	$\lambda$ (%)	Frequenza media annua di superamento
<b>SLE</b>	Operatività (SLO)	Frequente	81%	50	30	3.3	
	Danno (SLD)	Occasionale	63%	50	50	2.0	
<b>SLU</b>	Salvaguardia vita (SLV)	Raro	10%	50	475	0.21	
	Collasso (SLC)	Molto raro	5%	50	975	0.10	

# COSTRUZIONE CURVE DI RIFERIMENTO

**Edificio nuovo (progettato in accordo con le NTC 2018)**

$$IS-V = a = PGA_c / PGA_d = 100\%$$

IS-V= indice di sicurezza Struttura

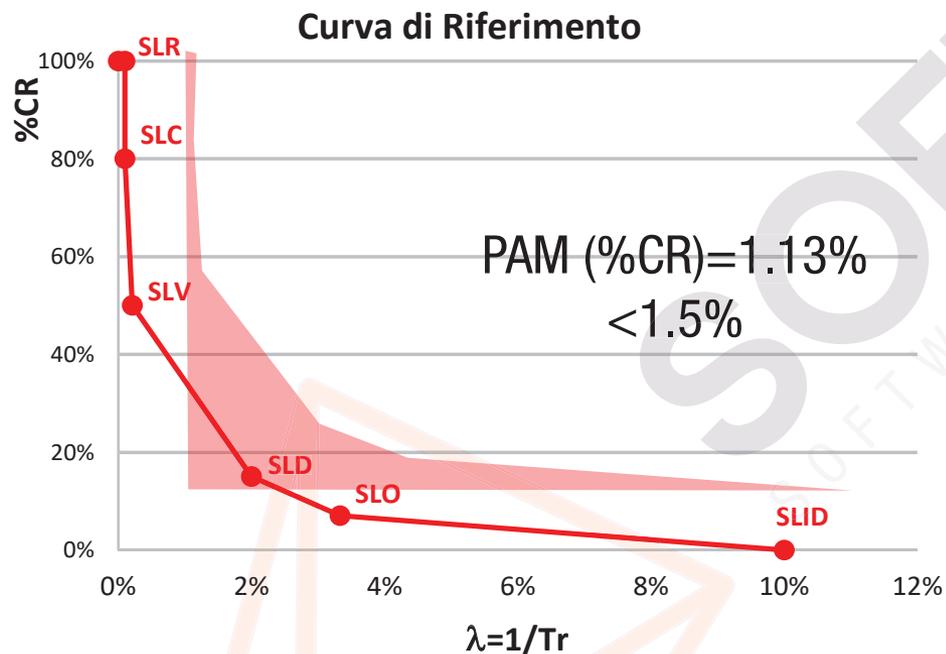


Indice di Sicurezza	Classe IS-V
$100\% < IS-V$	$A_{IS-V}^+$
$100\% \leq IS-V < 80\%$	$A_{IS-V}$
$80\% \leq IS-V < 60\%$	$B_{IS-V}$
$60\% \leq IS-V < 45\%$	$C_{IS-V}$
$45\% \leq IS-V < 30\%$	$D_{IS-V}$
$30\% \leq IS-V < 15\%$	$E_{IS-V}$
$IS-V \leq 15\%$	$F_{IS-V}$

IS-V: A

# COSTRUZIONE CURVE DI RIFERIMENTO

Curva di Riferimento basata sugli SL-VR=50 anni

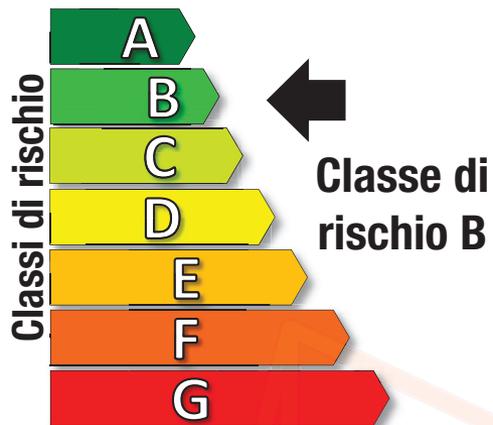


%CR = % costo di ricostruzione

$\lambda$  = frequenza media annua di superamento

PAM = perdita annua media attesa

# COSTRUZIONE CURVE DI RIFERIMENTO

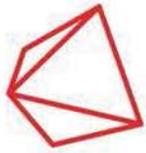


Indice di Sicurezza	Classe IS-V
$100 < IS-V$	$A_{IS-V}^+$
$100 \leq IS-V < 80$	$A_{IS-V}$
$80 \leq IS-V < 60$	$B_{IS-V}$
$60 \leq IS-V < 45$	$C_{IS-V}$
$45 \leq IS-V < 30$	$D_{IS-V}$
$30 \leq IS-V < 15$	$E_{IS-V}$
$IS-V \leq 15$	$F_{IS-V}$

IS-V: A

Perdita Media Annua attesa (PAM)	Classe PAM
$PAM \leq 0,50\%$	$A_{PAM}^+$
$0,50\% < PAM \leq 1,0\%$	$A_{PAM}$
$1,0\% < PAM \leq 1,5\%$	$B_{PAM}$
$1,5\% < PAM \leq 2,5\%$	$C_{PAM}$
$2,5\% < PAM \leq 3,5\%$	$D_{PAM}$
$3,5\% < PAM \leq 4,5\%$	$E_{PAM}$
$4,5\% < PAM \leq 7,5\%$	$F_{PAM}$
$7,5\% \leq PAM$	$G_{PAM}$

PAM: B



**SOFT.LAB**  
SOFTWARE PER L'EDILIZIA

## CASO STUDIO 1

Edificio L'Aquila



➤ **Caso Studio 1: Edificio in c.a.**

**Cortesia prof. Ing. Andrea Prota e prof.ing Marco di Ludovico**  
**Università degli Studi di Napoli Federico II**

## CASO STUDIO 1

Edificio L'Aquila



Carenza dettagli antisismici  
(barre lisce, mancanza di staffe  
nei nodi e staffatura non  
adeguata  $\phi 6/200$ )

Calcestruzzo scadente ( $f_{cm}=14$  MPa)



Fessurazione  
nodo  
d'angolo



Danni  
significativi alle  
tamponature

# CASO STUDIO 1

Edificio L'Aquila

## Verifiche allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV)

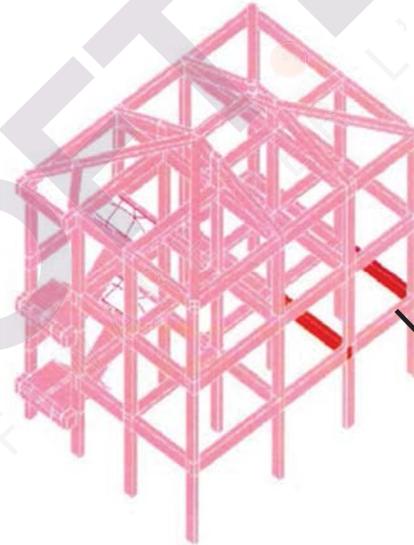
$$a = \text{PGA}_c / \text{PGA}_d \\ = 12.5\%$$

Tr=3 anni < 10 → Tr=10 anni  
anni

$\text{PGA}_d = 0,261 \text{ g}$  (SLV - L'Aquila)

$$\lambda_{\text{SLV}} = 1/\text{Tr} = 1/10 = 10\%$$

Capacità molto limitata rispetto alla prestazione  
richiesta  $\text{Tr} = 475$  anni cui corrisponde una  
frequenza media annua  $\lambda = 0.2\%$



$$T_{rc} = T_{rd} (\text{PGA}_c / \text{PGA}_d)^n \\ \text{con } n = 1/0.41$$

Indice di Sicurezza	Classe IS-V
$100\% < \text{IS-V}$	A <sup>+</sup> <sub>IS-V</sub>
$100\% \leq \text{IS-V} < 80\%$	A <sub>IS-V</sub>
$80\% \leq \text{IS-V} < 60\%$	B <sub>IS-V</sub>
$60\% \leq \text{IS-V} < 45\%$	C <sub>IS-V</sub>
$45\% \leq \text{IS-V} < 30\%$	D <sub>IS-V</sub>
$30\% \leq \text{IS-V} < 15\%$	E <sub>IS-V</sub>
$\text{IS-V} \leq 15\%$	F <sub>IS-V</sub>

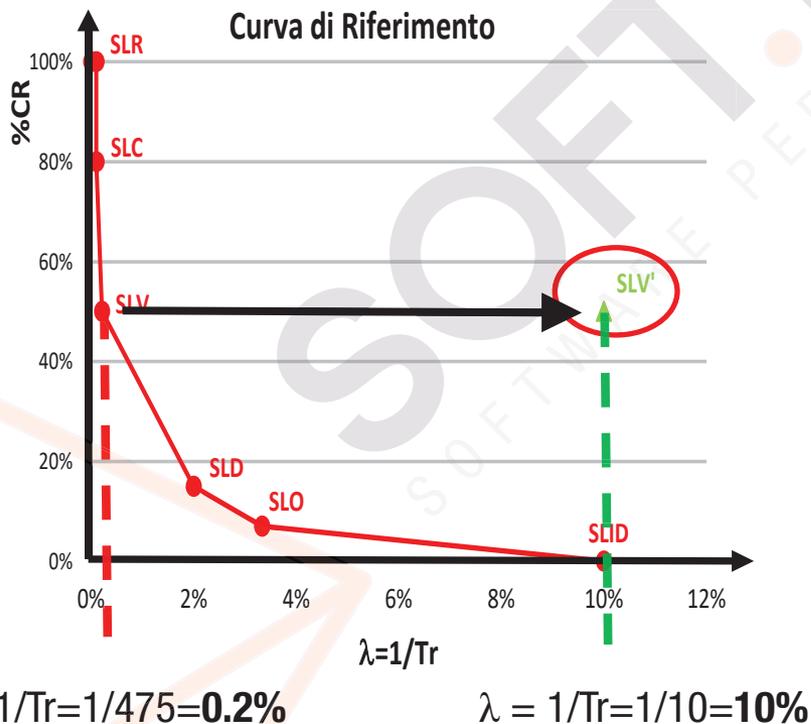
Crisi a taglio travi  
e nodi

# CASO STUDIO 1

Classe di rischio ante-operam

## Verifiche allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV)

Costruzione curva  
edificio esistente  
 $V_R=50$  anni



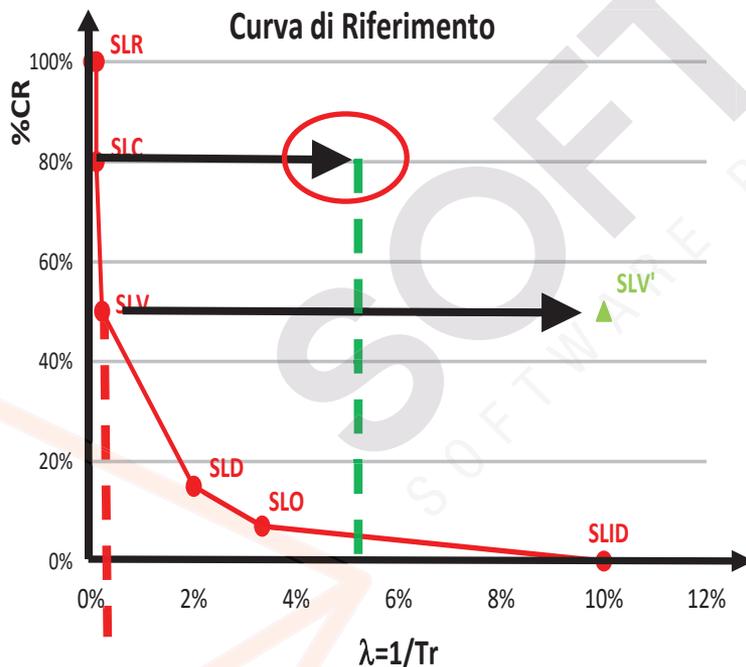
$\lambda_{SLV} = 10\%$   
**%CR = 50%**

# CASO STUDIO 1

Classe di rischio ante-operam

## Verifiche allo stato limite di collasso (SLC)

Costruzione curva  
edificio esistente  
 $V_R=50$  anni



$$\lambda = 1/Tr = 1/975 = 0.1\%$$

$$\lambda = 0.49 * \lambda_{SLV} = 4.9\%$$

$$\lambda_{SLC} = 0.49 * \lambda_{SLV}$$

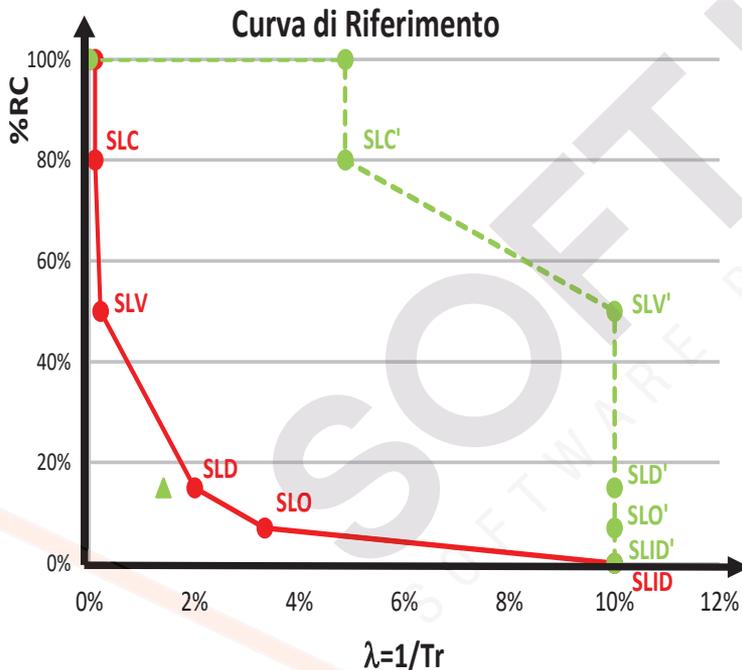
$$\lambda_{SLC} = 4.9\%$$

$$\%CR = 80\%$$

# CASO STUDIO 1

Classe di rischio ante-operam

**Costruzione curva edificio esistente**  
 **$V_R=50$  anni**



**SLV anticipa SLD e SLO**



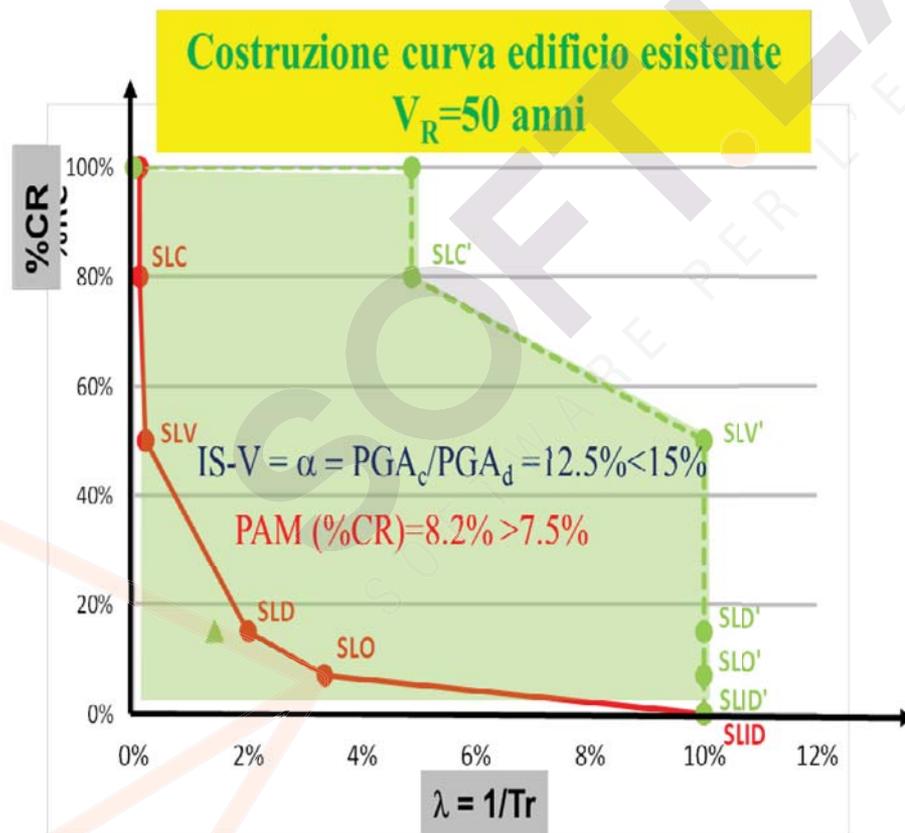
**Nel tracciare la curva si traslano  $\lambda_{SLD}$  e  $\lambda_{SLO}$  in corrispondenza  $\lambda_{SLV}$**

**Nel tracciare la curva si traslano SLD, SLO in corrispondenza SLV**

<sup>(6)</sup> Si sottolinea che la formula è valida anche nei casi in cui il tempo di ritorno relativo a SLD e SLO sia superiore al tempo di ritorno di SLV, una volta che sia stato posto comunque come limite superiore di tali valori il tempo di ritorno di SLV. In altri termini si assume  $\lambda(SLD) = \min [\lambda(SLD), \lambda(SLV)]$ ,  $\lambda(SLO) = \min [\lambda(SLO), \lambda(SLV)]$ .

# CASO STUDIO 1

Classe di rischio ante-operam



# CASO STUDIO 1

## Classe di rischio ante-operam

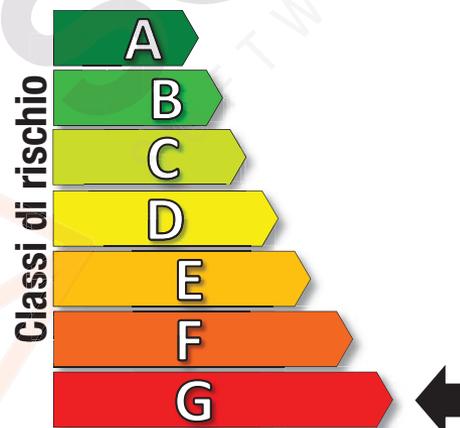
Perdita Media Annua attesa (PAM)	Classe PAM
$PAM \leq 0,50\%$	$A_{PAM}^+$
$0,50\% < PAM \leq 1,0\%$	$A_{PAM}$
$1,0\% < PAM \leq 1,5\%$	$B_{PAM}$
$1,5\% < PAM \leq 2,5\%$	$C_{PAM}$
$2,5\% < PAM \leq 3,5\%$	$D_{PAM}$
$3,5\% < PAM \leq 4,5\%$	$E_{PAM}$
$4,5\% < PAM \leq 7,5\%$	$F_{PAM}$
$7,5\% \leq PAM$	$G_{PAM}$

**Classe di rischio G**

**PAM: G**

Indice di Sicurezza	Classe IS-V
$100\% < IS-V$	$A_{IS-V}^+$
$100\% \leq IS-V < 80\%$	$A_{IS-V}$
$80\% \leq IS-V < 60\%$	$B_{IS-V}$
$60\% \leq IS-V < 45\%$	$C_{IS-V}$
$45\% \leq IS-V < 30\%$	$D_{IS-V}$
$30\% < IS-V < 15\%$	$F_{IS-V}$
$IS-V \leq 15\%$	$F_{IS-V}$

**IS-V: F**

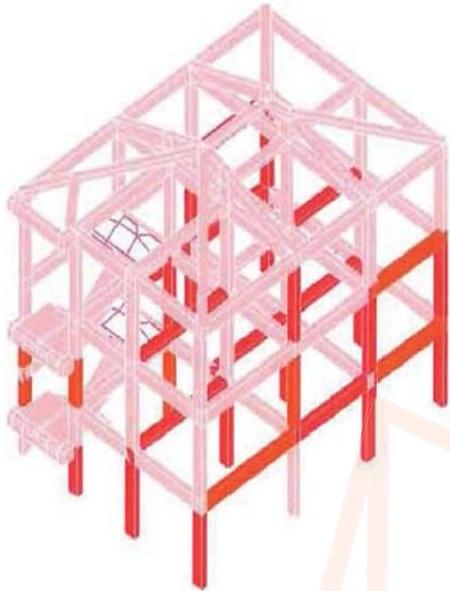


**Classe di rischio G**

# CASO STUDIO 1

Interventi di miglioramento FRP

## Elementi da rinforzare (travi, pilastri e nodi) – SLU (SLV)



Indice di Sicurezza	Classe IS-V
$100\% < IS-V$	$A_{IS-V}^+$
$100\% \leq IS-V < 80\%$	$A_{IS-V}$
$80\% \leq IS-V < 60\%$	$B_{IS-V}$
$60\% \leq IS-V < 45\%$	$C_{IS-V}$
$45\% \leq IS-V < 30\%$	$D_{IS-V}$
$30\% \leq IS-V < 15\%$	$E_{IS-V}$
$IS-V \leq 15\%$	$F_{IS-V}$

$$T_{rc} = T_{rD} (PGA_c / PGA_D)^n$$

con  $n = 1/0.41$ .

$$a = PGA_c / PGA_D = 63.5\% \longrightarrow Tr = 142 \text{ anni}$$

$$PGA_D = 0,261 \text{ g SLV - L'Aquila}$$

$$\lambda_{SLV} = 1/Tr = 1/142 = 0,7\%$$

(prestazione richiesta  $Tr = 475$  anni cui corrisponde  $\lambda = 0.2\%$ )

## CASO STUDIO 1

Classe di rischio ante/post-operam

### Verifiche allo stato limite di danno (SLD)

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

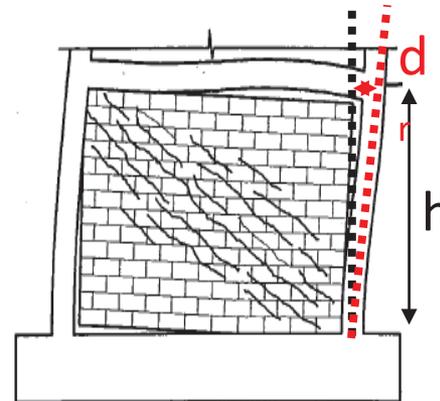
a) per tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$qd_r \leq 0,0050 \cdot h \quad \text{per tamponature fragili} \quad [7.3.11a]$$

$$qd_r \leq 0,0075 \cdot h \quad \text{per tamponature duttili} \quad [7.3.11b]$$

- ✓ per **tamponamenti collegati rigidamente alla struttura** che interferiscono con la deformabilità della stessa:

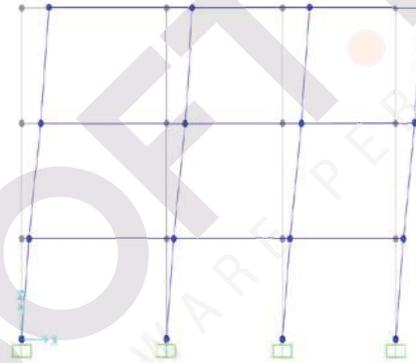
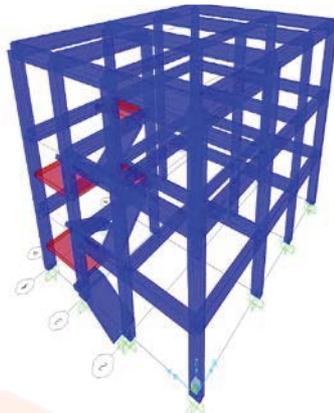
$$dr < 0,005 h$$



## CASO STUDIO 1

Classe di rischio ante/post-operam

### Verifiche allo stato limite di danno (SLD)

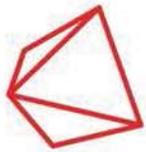


$$a = \text{PGA}_c / \text{PGA}_d = 120\%$$

$$T_r = 71 \text{ anni} \rightarrow \lambda = 1/T_r = 1/71 = 1.4\%$$

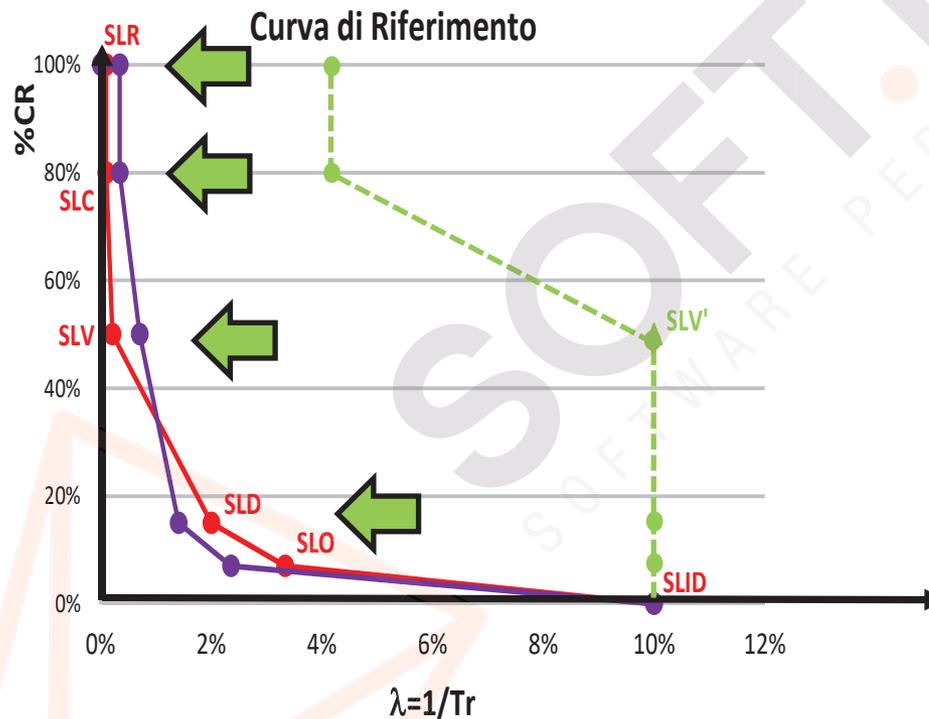
$$\text{PGA}_d = 0,104 \text{ g} \rightarrow \text{SLD - L'Aquila}$$

**Capacità maggiore rispetto alla prestazione richiesta  $T_r = 50$  anni cui corrisponde  $\lambda = 2\%$**



# CASO STUDIO 1

Classe di rischio post-operam (FRP)

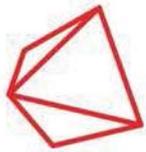


➤ **(SLV)**  
 $\lambda_{SLV} = 0,7\%$   
**%CR = 50%**

➤ **(SLC)**  
 $\lambda_{SLC} = 0.49 * \lambda_{SLV}$   
 $\lambda_{SLC} = 0.3\%$   
**%CR = 80%**

➤ **(SLD)**  
 $\lambda_{SLD} = 1.4\%$   
**%CR = 15%**

➤ **(SLO)**  
 $\lambda_{SLO} = 1.67 * \lambda_{SLD}$   
 $\lambda_{SLO} = 2.3\%$   
**%CR = 7%**



## CASO STUDIO 1

Classe di rischio post-operam (FRP)

- Il punto relativo a SLC si ottiene da SLV con formulazione semplificata
- Il punto relativo a SLD è lo stesso del caso non rinforzato (FRP non modifica SLD); SLO si ottiene da SLD con formulazione semplificata

➤ **(SLV)**

$$\lambda_{SLV} = 0,7\%$$

$$\%CR = 50\%$$

➤ **(SLC)**

$$\lambda_{SLC} = 0,49^* \lambda_{SLV}$$

$$\lambda_{SLC} = 0,3\%$$

$$\%CR = 80\%$$

➤ **(SLD)**

$$\lambda_{SLD} = 1,4\%$$

$$\%CR = 15\%$$

➤ **(SLO)**

$$\lambda_{SLO} = 1,67^* \lambda_{SLD}$$

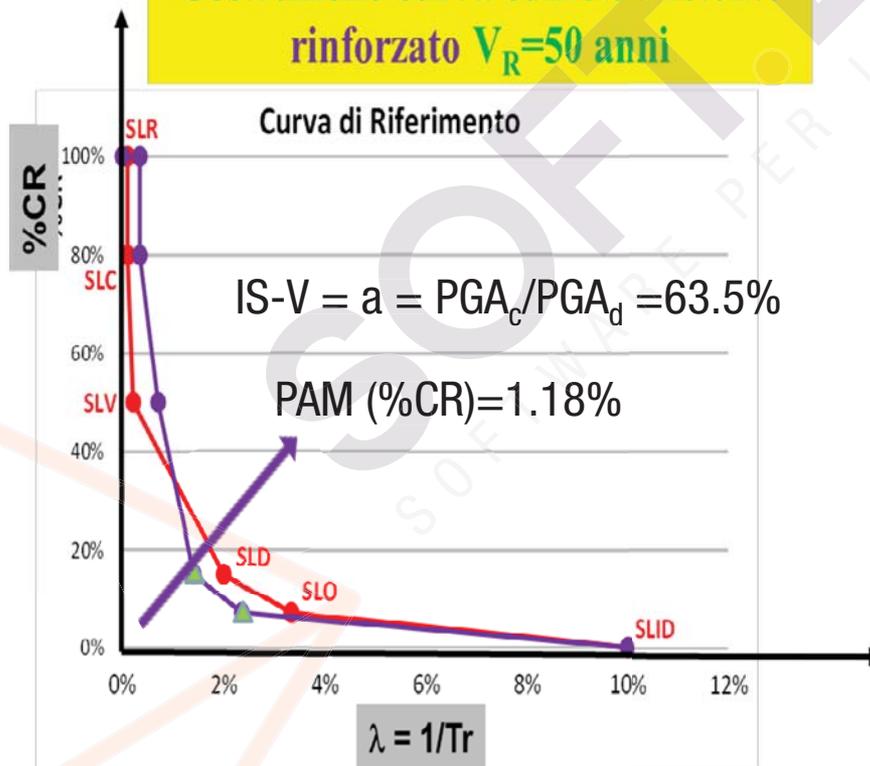
$$\lambda_{SLO} = 2,3\%$$

$$\%CR = 7\%$$

# CASO STUDIO 1

Classe di rischio post-operam (FRP)

Costruzione curva edificio esistente  
rinforzato  $V_R=50$  anni



# CASO STUDIO 1

## Classe di rischio post-operam (FRP)

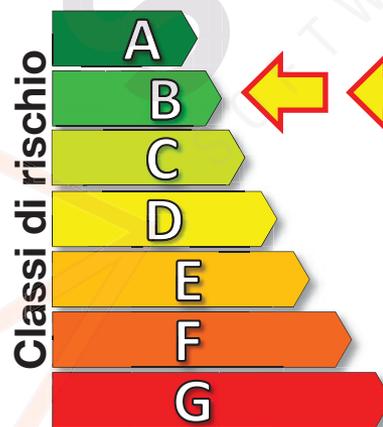
Perdita Media Annuata attesa (PAM)	Classe PAM
$PAM \leq 0,50\%$	A <sup>+</sup> <sub>PAM</sub>
$0,50\% < PAM \leq 1,0\%$	A <sub>PAM</sub>
$1,0\% < PAM \leq 1,5\%$	B <sub>PAM</sub>
$1,5\% < PAM \leq 2,5\%$	C <sub>PAM</sub>
$2,5\% < PAM \leq 3,5\%$	D <sub>PAM</sub>
$3,5\% < PAM \leq 4,5\%$	E <sub>PAM</sub>
$4,5\% < PAM \leq 7,5\%$	F <sub>PAM</sub>
$7,5\% \leq PAM$	G <sub>PAM</sub>

### Classe di rischio B

PAM: B

IS-V: B

Indice di Sicurezza	Classe IS-V
$100\% < IS-V$	A <sup>+</sup> <sub>IS-V</sub>
$100\% \leq IS-V < 80\%$	A <sub>IS-V</sub>
$80\% \leq IS-V < 60\%$	B <sub>IS-V</sub>
$60\% \leq IS-V < 45\%$	C <sub>IS-V</sub>
$45\% \leq IS-V < 30\%$	D <sub>IS-V</sub>
$30\% \leq IS-V < 15\%$	E <sub>IS-V</sub>
$IS-V \leq 15\%$	F <sub>IS-V</sub>



**Classe di rischio B**

## CASO STUDIO 1

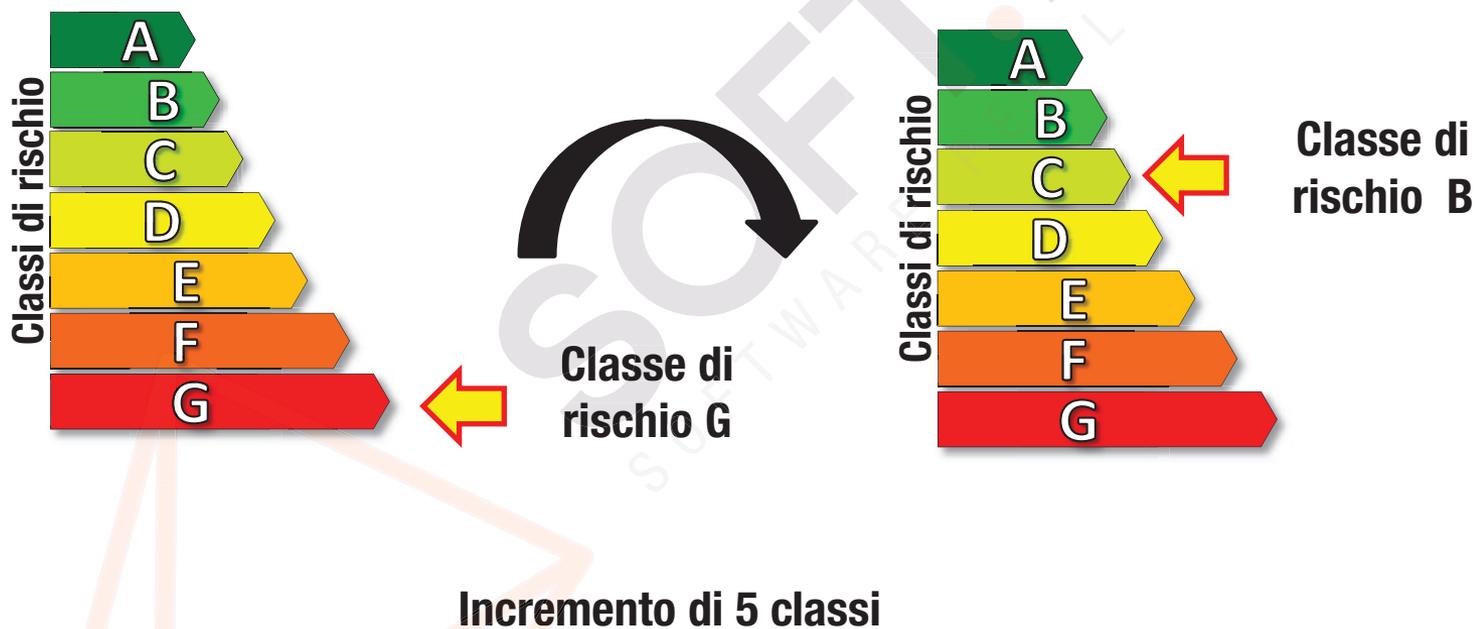
Classe di rischio post-operam (FRP)



- ✓ **Interventi mirati a sanare le crisi fragili (taglio nodi e travi/pilastri)**
- ✓ **Edificio originario verificato allo SLE**
- ✓ **Interventi mirati a ridurre il PAM ed incrementare l'indice di sicurezza alla SLV**

## CASO STUDIO 1

Classe di rischio post-operam (FRP)

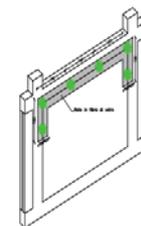


## CASO STUDIO 1

Classe di rischio post-operam (FRP)

### E se fossero stati effettuati interventi locali?

- **Interventi locali** (non è necessaria la valutazione del comportamento globale della struttura)
- E' possibile passare alla classe di rischio immediatamente superiore se:
  - **Presenza di telai in entrambe le direzioni** (Verificata per Caso Studio 1)
  - **Confinamento di tutti i nodi perimetrali non confinati dell'edificio**
  - **Anti-ribaltamento su tutte le tamponature di facciata**
  - **Ripristino di eventuali zone danneggiate o degradate**



## CONCLUSIONI

### Detrazioni premianti con il SismaBonus della Stabilità 2017

#### CONDOMINI

##### Sgravio fiscale

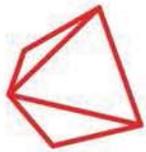
- 75% per incremento di una classe di rischio sismico
- 85% per incremento di almeno due classi di rischio

#### CASE INDIPENDENTI

##### Sgravio fiscale

- 70% per incremento di una classe di rischio sismico
- 80% per incremento di almeno due classi di rischio

**Spesa  
incentivabile  
96.000 €/u.i e  
rimborso in 5  
anni**



## CONCLUSIONI: COSTI



### ➤ **Caso Studio 1: Edificio in c.a.**

- Superficie: 544 m<sup>2</sup>
- Costo Miglioramento: 200.000 €
- N° unità immobiliari: 3

# CONCLUSIONI: ABBATTIMENTO E RICOSTRUZIONI

## SismaBonus: detrazioni per demolizione e ricostruzione

4 Mag, 2018 | [Normativa](#) | [0 commenti](#)



**L**a presenza del **SismaBonus nella legge di bilancio 2018**, ha reso ancora più appetibile questo strumento che consente ai contribuenti di ottenere una detrazione fiscale Irpef di una certa percentuale riguardo le spese sostenute per lavori edilizi al fine di migliorarne il comportamento sismico. L'**Agenzia delle Entrate**, con il **Comunicato Stampa del 27 aprile 2018**, ha chiarito una casistica importante in merito l'applicazione del bonus: demolizione e ricostruzione di fabbricati per civile abitazione. L'ente a questo proposito si è espresso come riportato quanto segue:

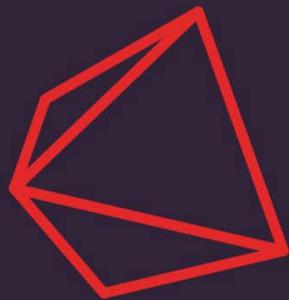
*"I contribuenti possono fruire dell'agevolazione per interventi di miglioramento sismico di edifici (il cosiddetto "SismaBonus") anche nel caso di opere di demolizione e ricostruzione di un edificio con la stessa volumetria di quello preesistente, fatte salve le sole innovazioni necessarie per l'adeguamento alla normativa antisismica."*

Si chiarisce inoltre che, l'intervento rientra tra quelli di **ristrutturazione edilizia** pertanto, ai lavori di demolizione con ricostruzione, si applica l'aliquota Iva agevolata del 10 per cento. Il SismaBonus, entrato in vigore con la legge di Bilancio per il 2017, ha introdotto la detrazione del 50% in relazione alle spese sostenute dal 1° gennaio 2017 al 31 dicembre 2021 per l'adozione di misure antisismiche su edifici che siano situati nelle zone sismiche ad alta pericolosità (zone 1 e 2)



**SOFT.LAB**  
SOFTWARE PER L'EDILIZIA

**Grazie**  
per l'attenzione



# SOFT.LAB

SOFTWARE PER L'EDILIZIA

---

[info@soft.lab.it](mailto:info@soft.lab.it)

+39.0824.874.392

---



[www.soft.lab.it](http://www.soft.lab.it)