



Con il patrocinio della



PROVINCIA AUTONOMA DI TRENTO
DIPARTIMENTO LAVORI PUBBLICI, TRASPORTI E RETI

INTRODUZIONE AL TESTO AGGIORNATO DELLE
"NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI"

Istituto Agrario San Michele all'Adige, 30 aprile 2008

**Effetti generali delle norme sulla
progettazione antisismica**

Ing. Leonardo Vulcan
Leonardo.Vulcan@ing.unitn.it

ORGANIZZAZIONE DELL'INTERVENTO

- ⇒ **VITA NOMINALE E CLASSE D'USO**
- ⇒ **VALUTAZIONE AZIONE SISMICA**
- ⇒ **STATI LIMITE PER VERIFICA SISMICA**
- ⇒ **VERIFICHE SEMPLIFICATE IN ZONA 4**
- ⇒ **CRITERI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE**
- ⇒ **METODI DI ANALISI**
- ⇒ **VERIFICA EDIFICIO INTELAIATO IN C.A.**
- ⇒ **CONFRONTO CON LE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI IN ZONA SISMICA (D.M. 16/01/1996)**

VITA NOMINALE E CLASSE D'USO (NTC 2.4)

Vita nominale: anni per cui la struttura (soggetta a manutenzione ordinaria) deve potere essere usata **per lo scopo a cui è destinata**.

Tabella 2.4.1 – 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 ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Vita nominale riferimento in sede progettuale per:

- ✓ dimensionare strutture;
- ✓ dimensionare particolari costruttivi;
- ✓ scelta dei materiali;
- ✓ misure per **mantenimento resistenza e funzionalità**.

Se le condizioni ambientali e d'uso sono rimaste nei limiti previsti, solo dopo questo periodo saranno necessari interventi di manutenzione straordinaria per ripristinare le capacità di durata della costruzione.

VITA NOMINALE E CLASSE D'USO (NTC 2.4)

In presenza di azioni sismiche, in riferimento ad una **interruzione di operatività o di un eventuale collasso**, le costruzioni sono suddivise in **classi d'uso**:

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

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

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

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

VITA NOMINALE E CLASSE D'USO (NTC 2.4)

Le 4 classi d'uso definite nelle NTC corrispondono, a meno di limitate modifiche necessarie per il loro adattamento alla realtà nazionale, alle **classi di importanza** di cui al § 4.2.5 della UNI-EN 1998-1:2007.

prospetto 4.3 Categorie di importanza per gli edifici

Classe di importanza	Edifici
I	Edifici di minore importanza per la sicurezza pubblica, per esempio costruzioni agricole, ecc.
II	Edifici ordinari, non appartenenti ad altre categorie
III	Edifici la cui resistenza sismica è di importanza in vista delle conseguenze associate a un collasso, per esempio scuole, sale per convegni, istituzioni culturali ecc.
IV	Edifici la cui integrità durante i terremoti è di vitale importanza per la protezione civile, per esempio ospedali, stazioni dei pompieri, impianti per la produzione di energia, ecc.

Azioni sismiche valutate in relazione al **periodo di riferimento** V_R pari al prodotto tra vita nominale V_N e il coefficiente d'uso C_U : $V_R = V_N \times C_U$

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 $V_R < 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni.

VALUTAZIONE AZIONE SISMICA (NTC 3.2)

AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto, per i **diversi stati limite**, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito. La pericolosità sismica è definita in termini di:

- ✓ accelerazione orizzontale a_g su categoria di sottosuolo A
- ✓ ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$.

Le forme spettrali sono definite a partire dai parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del **fattore di amplificazione** spettro in accelerazione orizzontale.
- T_c **periodo di inizio tratto a velocità costante** spettro in accelerazione orizzontale.

Per i siti considerati sono forniti i valori di a_g , F_0 e T_c per determinare l'azione sismica.

ID	LON	LAT	$T_c=0$			$T_c=50$			$T_c=72$			$T_c=101$			$T_c=140$			$T_c=201$			$T_c=275$			$T_c=347$					
			a_g	F_0	T_c	a_g	F_0	T_c	a_g	F_0	T_c	a_g	F_0	T_c	a_g	F_0	T_c	a_g	F_0	T_c	a_g	F_0	T_c	a_g	F_0	T_c			
15111	6.5440	45.134	0.203	2.50	0.10	0.340	2.51	0.31	0.394	2.55	0.22	0.460	2.49	0.24	0.545	2.50	0.28	0.640	2.49	0.25	0.943	2.44	0.27	1.267	2.42	0.29	1.707	2.43	0.29
15133	6.5450	45.095	0.204	2.49	0.10	0.341	2.51	0.31	0.395	2.55	0.22	0.460	2.49	0.24	0.543	2.50	0.28	0.639	2.50	0.25	0.939	2.44	0.27	1.264	2.42	0.29	1.701	2.43	0.29
15155	6.5564	45.031	0.204	2.50	0.10	0.340	2.51	0.30	0.393	2.55	0.22	0.460	2.49	0.24	0.540	2.51	0.28	0.635	2.51	0.25	0.923	2.45	0.27	1.257	2.43	0.28	1.700	2.41	0.29
15177	6.5651	44.920	0.203	2.49	0.10	0.339	2.50	0.30	0.391	2.55	0.22	0.459	2.48	0.24	0.538	2.51	0.28	0.631	2.50	0.25	0.920	2.45	0.27	1.257	2.44	0.28	1.700	2.41	0.29
15190	6.6054	45.183	0.204	2.48	0.10	0.340	2.51	0.31	0.431	2.50	0.23	0.500	2.48	0.24	0.585	2.50	0.24	0.695	2.47	0.25	1.008	2.44	0.27	1.338	2.43	0.27	1.844	2.41	0.29
15195	6.6165	45.180	0.203	2.46	0.10	0.339	2.51	0.31	0.433	2.50	0.22	0.511	2.48	0.24	0.588	2.50	0.25	0.692	2.47	0.25	1.009	2.45	0.27	1.336	2.43	0.27	1.841	2.41	0.29
15234	6.6271	45.020	0.203	2.46	0.10	0.337	2.51	0.31	0.434	2.50	0.22	0.511	2.49	0.24	0.589	2.51	0.25	0.694	2.46	0.25	1.001	2.45	0.27	1.332	2.43	0.27	1.835	2.41	0.29
15255	6.6288	45.039	0.203	2.46	0.10	0.337	2.51	0.31	0.433	2.51	0.22	0.510	2.49	0.24	0.588	2.51	0.25	0.691	2.46	0.25	0.998	2.45	0.27	1.328	2.43	0.28	1.838	2.41	0.29
15278	6.6374	44.980	0.203	2.46	0.10	0.336	2.50	0.31	0.430	2.51	0.22	0.507	2.50	0.24	0.580	2.51	0.25	0.688	2.45	0.25	0.989	2.45	0.27	1.315	2.44	0.28	1.819	2.41	0.29
15299	6.6376	45.020	0.203	2.46	0.10	0.336	2.50	0.31	0.429	2.51	0.22	0.507	2.50	0.24	0.579	2.51	0.25	0.687	2.45	0.25	0.988	2.45	0.27	1.314	2.44	0.28	1.818	2.41	0.29
14322	6.6438	44.880	0.204	2.47	0.10	0.340	2.53	0.31	0.421	2.55	0.23	0.491	2.50	0.24	0.570	2.52	0.24	0.671	2.50	0.25	0.970	2.45	0.27	1.304	2.44	0.28	1.790	2.41	0.29
15001	6.6500	45.192	0.205	2.43	0.20	0.380	2.50	0.31	0.467	2.47	0.23	0.540	2.45	0.23	0.625	2.50	0.25	0.750	2.47	0.26	1.040	2.45	0.27	1.374	2.45	0.28	1.875	2.41	0.29
10229	6.6528	45.784	0.203	2.42	0.20	0.364	2.46	0.23	0.430	2.49	0.24	0.500	2.44	0.25	0.577	2.48	0.25	0.679	2.46	0.25	0.992	2.43	0.27	1.355	2.38	0.28	1.824	2.33	0.30
15115	6.6550	45.142	0.203	2.43	0.20	0.381	2.51	0.31	0.470	2.47	0.23	0.540	2.48	0.23	0.627	2.49	0.25	0.737	2.48	0.26	1.048	2.48	0.27	1.373	2.48	0.28	1.874	2.43	0.30
10450	6.6550	45.742	0.203	2.44	0.20	0.359	2.48	0.22	0.415	2.50	0.24	0.485	2.47	0.25	0.553	2.49	0.25	0.639	2.50	0.27	0.913	2.49	0.28	1.242	2.37	0.29	1.742	2.33	0.30
13335	6.6718	45.093	0.210	2.43	0.20	0.392	2.51	0.31	0.479	2.48	0.23	0.540	2.50	0.23	0.628	2.51	0.25	0.738	2.48	0.26	1.048	2.48	0.27	1.370	2.48	0.28	1.870	2.43	0.29
10072	6.6940	45.695	0.275	2.45	0.20	0.551	2.49	0.21	0.698	2.52	0.23	0.775	2.49	0.25	0.911	2.52	0.25	1.018	2.53	0.26	1.366	2.51	0.28	1.625	2.51	0.29	1.943	2.51	0.30

VALUTAZIONE AZIONE SISMICA (NTC 3.2)

La **pericolosità sismica su reticolo di riferimento** è fornita dai dati pubblicati nell'allegato B delle NTC in forma tabellata per **nove periodi di ritorno** T_R .

Le **forme spettrali** previste dalle NTC dipendono dalle prescelte **probabilità di superamento e vite di riferimento**, che devono essere fissate per **ciascuno degli stati limite**, con lo scopo di individuare le corrispondenti azioni sismiche (**4 spettri diversi per ogni stato limite**).

Il parametro caratterizzante della pericolosità sismica è il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R . Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{V_R} sono immediatamente esprimibili mediante l'espressione:

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

Se l'attuale pericolosità sismica non contempla il periodo di ritorno T_R , il valore del generico parametro p potrà essere ricavato per **interpolazione**, a partire dai dati relativi ai T_R previsti nella pericolosità sismica, utilizzando l'espressione:

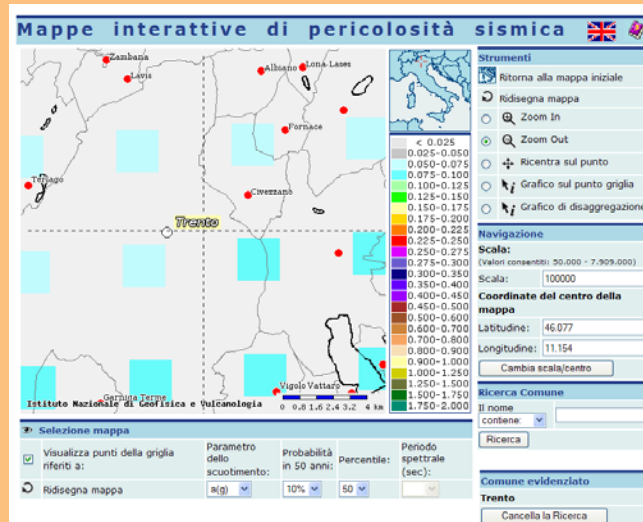
$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \times \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \times \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

Dove T_{R1} e T_{R2} sono i periodi di ritorno più prossimi a T_R per i quali si dispone dei valori p_1 e p_2 del generico parametro p .

VALUTAZIONE AZIONE SISMICA (NTC 3.2)

Per un **qualsiasi punto del territorio** non ricadente nei nodi del reticolo, i valori dei parametri p possono essere calcolati come **media pesata** dei valori assunti nei **quattro vertici** della maglia elementare del reticolo contenente il punto in esame, utilizzando come pesi gli **inversi delle distanze** tra il punto in questione ed i quattro vertici

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



Come è noto questa scelta può portare a problemi legati alla scelta del reticolo di riferimento ed al metodo di passaggio da coordinate geografiche a coordinate chilometriche per il calcolo delle distanze

VALUTAZIONE AZIONE SISMICA (NTC 3.2)

CATEGORIE SOTTOSUOLO

Tabella 3.2.II - *Categorie di sottosuolo*

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 5 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SP7,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{v,30} > 230$ kPa nei terreni a grana fina).
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SP7,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{v,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SP7,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{v,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

CATEGORIE TOPOGRAFICHE

Tabella 3.2.IV - *Categorie topografiche*

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

VALUTAZIONE AZIONE SISMICA (NTC 3.2)

SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO

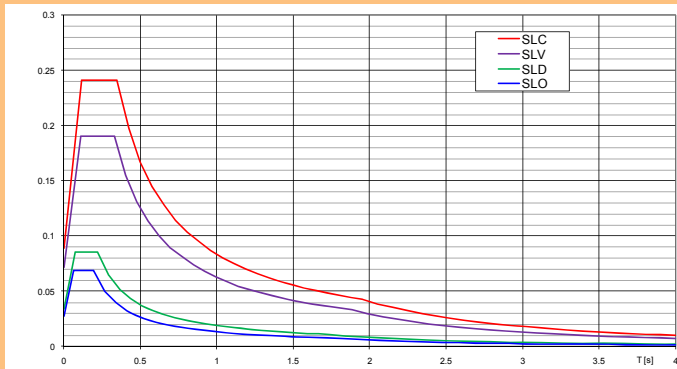
Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è riferito ad uno smorzamento del 5%. Sia la **forma spettrale** che il valore di a_g variano con la **probabilità di superamento** P_{VR} . Gli spettri possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale $T_1 < 4,0s$. Per strutture con $T_1 > 4,0s$ o per sottosuoli S_1 o S_2 lo spettro deve essere definito da **apposite analisi** o l'azione sismica deve essere descritta mediante **accelerogrammi**.

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

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

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

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



Esempio di spettro per i 4 stati limite per edificio di classe d'uso II ($V_R=50$ anni) sito a Trento su sottosuolo A

VALUTAZIONE AZIONE SISMICA (NTC 3.2)

- η è un fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi diversi dal 5%;

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$$
- F_0 fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima;
- T_C periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione $S = S_S \times S_T$

Per tener conto delle condizioni topografiche si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T in funzione delle categorie topografiche e dell'ubicazione dell'opera.

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

T_C (periodo inizio del tratto a velocità costante) vale $T_C = C_C \times T_C^*$;

T_B (periodo inizio del tratto ad accelerazione costante) vale $T_B = T_C/3$;

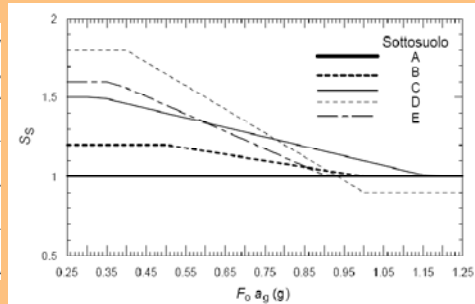
T_D (periodo inizio del tratto a spostamento costante) vale $T_D = 4a_g/g + 1,6$

VALUTAZIONE AZIONE SISMICA (NTC 3.2)

A parità di categoria di sottosuolo, l'andamento di S_S con $F_0 \cdot a_g$ è caratterizzato da due tratti orizzontali, rispettivamente per bassi ed elevati valori di pericolosità sismica raccordati da un segmento di retta che descrive il decremento lineare di S_S con $F_0 \cdot a_g$

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	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,67}$



N.B.: OPCM 3431 del 3/5/05 prescriveva parametri fissati per ogni diversa categoria di sottosuolo e F_0 costante pari a 2,5, procedimento analogo viene proposto dall'EC8

Categoria suolo	S	T_B	T_C	T_D
A	1,0	0,15	0,40	2,0
B, C, E	1,25	0,15	0,50	2,0
D	1,35	0,20	0,80	2,0

VALUTAZIONE AZIONE SISMICA (NTC 3.2)

Lo spettro di risposta elastico verticale è definito dalle seguenti espressioni:

$$\begin{array}{ll}
 0 \leq T < T_B & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\
 T_C \leq T < T_D & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{array}$$

Categoria di sottosuolo	S_s	T_n	T_c	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima rispetto all'accelerazione orizzontale massima a_g su sottosuolo A

$$F_v = 1.35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0.5}$$

N.B.: la formula scritta nell'equazione (3.2.10) delle NTC2008 non è corretta (al denominatore sostituire F_v con F_0);

N.B.: Eurocodice (spettro tipo 1) e Ordinanza assumevano $F_v = (0.9 \times 3) / 2.5 = 1.08 F_0$.

STATI LIMITE PER VERIFICA SISMICA (NTC 3.2.1)

GLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO SONO:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** la costruzione nel complesso, inclusi elementi strutturali, non strutturali e apparecchiature rilevanti, **non subisce danni e interruzioni d'uso significative**;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** la costruzione nel complesso, inclusi elementi strutturali, non strutturali e apparecchiature rilevanti, **subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e non compromettere la capacità di resistenza e di rigidezza per azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.**

GLI STATI LIMITE ULTIMI SONO:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** la costruzione subisce **rotture/crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici** e significativi danni dei componenti strutturali con una perdita significativa di rigidezza per le azioni orizzontali; la costruzione conserva parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un **marginale di sicurezza** nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** la costruzione subisce **gravi rotture/crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici** e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva un margine di sicurezza per azioni verticali ed un **esiguo margine di sicurezza** per le azioni orizzontali.

STATI LIMITE PER VERIFICA SISMICA (NTC 3.2.1)

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente per gli stati limite considerati, sono

Tabella 3.2.1 – Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

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

Valori di T_R espressi in funzione di V_R per i diversi stati limite

Stati Limite di Esercizio (SLE)	SLO	$(\dot{)} 30 \text{ anni} \leq T_R = 0,60 \cdot V_R$
	SLD	$T_R = V_R$
Stati Limite Ultimi (SLU)	SLV	$T_R = 9,50 \cdot V_R$
	SLC	$T_R = 19,50 \cdot V_R \leq 2475 \text{ anni} (\dot{)}$

STATI LIMITE PER VERIFICA SISMICA

Spettri di progetto per gli stati limite di esercizio (NTC 3.2.3.4)

Per gli stati limite di esercizio lo spettro $S_d(T)$ da utilizzare, per componente orizzontale e verticale, è lo **spettro elastico** riferito alla probabilità di superamento P_{VR} .

Spettri di progetto per gli stati limite di ultimi (NTC 3.2.3.5)

Per il progetto o la verifica delle strutture le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una **riduzione delle forze elastiche**, che tiene conto in modo semplificato della **capacità dissipativa anelastica** della struttura, della sovrarresistenza e dell'incremento del periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni.

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare per le componenti orizzontali e quella verticale, è lo **spettro elastico** riferito a P_{VR} , con le **ordinate ridotte sostituendo nelle formule η con $1/q$** , dove q è il fattore di struttura. Si assumerà comunque $S_d(T) \geq 0,2a_g$.

N.B.: per la componente verticale il limite minimo dovrebbe essere $S_d(T) \geq 0,2a_{gv} = 0,2a_g F_v/F_o$ come suggerito nell'Eurocodice 8 (nell'ordinanza questo limite non era presente).

STATI LIMITE PER VERIFICA SISMICA

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: **SLD**

STATO LIMITE	SLD
a_h	0.034 g
F_a	2.533
T_c	0.220 s
S_D	1.200
C_C	1.489
S_I	1.000
η	1.000

Parametri dipendenti	
S	1.200
η	1.000
T_B	0.109 s
T_C	0.227 s
T_D	1.735 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_0 \cdot S_I$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)
 $\eta = \sqrt{0.05 + 0.55} \geq 0.55$; $\eta = 1/q$ (NTC-08 Eq. 3.2.6; § 3.2.3.5)
 $T_B = T_c / 3$ (NTC-08 Eq. 3.2.7)
 $T_C = C_c \cdot T_c$ (NTC-08 Eq. 3.2.8)
 $T_D = 4.0 \cdot a_h / g + 1.6$ (NTC-08 Eq. 3.2.9)

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$0 \leq T < T_B$ $S_d(T) = a_h \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \left[\frac{T}{T_B} + 1 \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$
 $T_B \leq T < T_C$ $S_d(T) = a_h \cdot S \cdot \eta \cdot F_s$
 $T_C \leq T < T_D$ $S_d(T) = a_h \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$
 $T_D \leq T$ $S_d(T) = a_h \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta	T (s)	S _d
	0.000	0.040
	0.109	0.102
T _B	0.327	0.102
	0.394	0.085
	0.461	0.073
	0.528	0.063
	0.595	0.056
	0.662	0.051
	0.729	0.046
	0.796	0.042
	0.863	0.039
	0.930	0.036
	0.997	0.034
	1.064	0.031
	1.132	0.029
	1.199	0.028
	1.266	0.026
	1.333	0.025
	1.400	0.024
	1.467	0.023
	1.534	0.022
	1.601	0.021
	1.668	0.020
T _D	1.735	0.019
	1.843	0.017
	1.950	0.016
	2.056	0.014
	2.166	0.012
	2.274	0.011
	2.382	0.010
	2.490	0.009
	2.598	0.008
	2.706	0.008
	2.813	0.007
	2.921	0.007
	3.029	0.007
	3.137	0.007
	3.245	0.007
	3.353	0.007
	3.461	0.007
	3.569	0.007
	3.676	0.007
	3.784	0.007
	3.892	0.007
	4.000	0.007

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: **SLD**

STATO LIMITE	SLD
a_{hv}	0.008 g
S_{Dv}	1.000
S_{Iv}	1.000
T_{Dv}	1.000 s

Parametri dipendenti	
F_v	0.628
S	1.000

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_0 \cdot S_I$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)
 $\eta = 1/q$ (NTC-08 § 3.2.3.5)
 $F_v = 1.35 \cdot F_a \cdot \left(\frac{a_h}{g} \right)^{0.5}$ (NTC-08 Eq. 3.2.11)

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

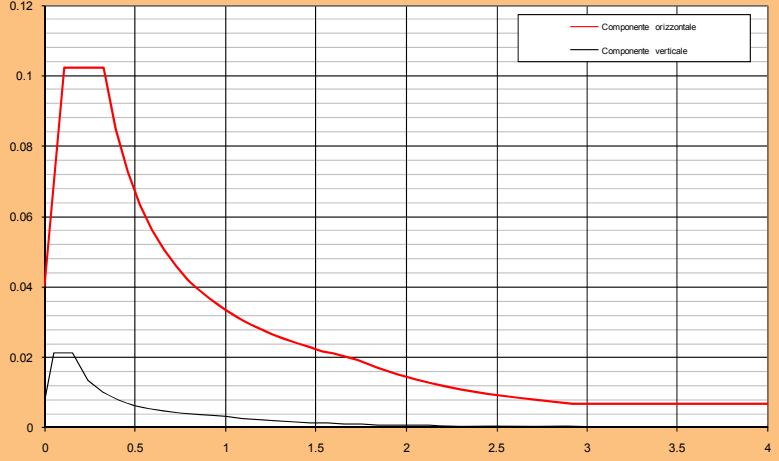
$0 \leq T < T_{Dv}$ $S_d(T) = a_{hv} \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_{Dv}} + 1 \cdot \left(1 - \frac{T}{T_{Dv}} \right) \right]$
 $T_{Dv} \leq T < T_c$ $S_d(T) = a_{hv} \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$
 $T_c \leq T < T_D$ $S_d(T) = a_{hv} \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$
 $T_D \leq T$ $S_d(T) = a_{hv} \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_c \cdot T_D}{T^2} \right)$

Punti dello spettro di risposta	T (s)	S _d
	0.000	0.008
	0.050	0.021
	0.100	0.021
	0.235	0.013
	0.320	0.010
	0.405	0.008
	0.490	0.006
	0.575	0.006
	0.660	0.005
	0.745	0.004
	0.830	0.004
	0.915	0.003
	1.000	0.003
	1.084	0.003
	1.168	0.002
	1.251	0.002
	1.335	0.002
	1.419	0.001
	1.503	0.001
	1.586	0.001
	1.670	0.001
	1.754	0.001
	1.838	0.001
	1.922	0.001
	2.006	0.001
	2.090	0.001
	2.174	0.001
	2.258	0.001
	2.342	0.001
	2.426	0.001
	2.510	0.001
	2.594	0.000
	2.678	0.000
	2.762	0.000
	2.846	0.000
	2.930	0.000
	3.014	0.000
	3.098	0.000
	3.182	0.000
	3.266	0.000
	3.350	0.000
	3.434	0.000
	3.518	0.000
	3.602	0.000
	3.686	0.000
	3.770	0.000
	3.854	0.000
	3.938	0.000
	4.022	0.000
	4.106	0.000
	4.190	0.000
	4.274	0.000
	4.358	0.000
	4.442	0.000
	4.526	0.000
	4.610	0.000
	4.694	0.000
	4.778	0.000
	4.862	0.000
	4.946	0.000
	5.030	0.000
	5.114	0.000
	5.198	0.000
	5.282	0.000
	5.366	0.000
	5.450	0.000
	5.534	0.000
	5.618	0.000
	5.702	0.000
	5.786	0.000
	5.870	0.000
	5.954	0.000
	6.038	0.000
	6.122	0.000
	6.206	0.000
	6.290	0.000
	6.374	0.000
	6.458	0.000
	6.542	0.000
	6.626	0.000
	6.710	0.000
	6.794	0.000
	6.878	0.000
	6.962	0.000
	7.046	0.000
	7.130	0.000
	7.214	0.000
	7.298	0.000
	7.382	0.000
	7.466	0.000
	7.550	0.000
	7.634	0.000
	7.718	0.000
	7.802	0.000
	7.886	0.000
	7.970	0.000
	8.054	0.000
	8.138	0.000
	8.222	0.000
	8.306	0.000
	8.390	0.000
	8.474	0.000
	8.558	0.000
	8.642	0.000
	8.726	0.000
	8.810	0.000
	8.894	0.000
	8.978	0.000
	9.062	0.000
	9.146	0.000
	9.230	0.000
	9.314	0.000
	9.398	0.000
	9.482	0.000
	9.566	0.000
	9.650	0.000
	9.734	0.000
	9.818	0.000
	9.902	0.000
	9.986	0.000
	10.070	0.000

Spettro SLD edificio di classe d'uso II sito a Trento su sottosuolo B

STATI LIMITE PER VERIFICA SISMICA

Spettro di progetto per SLD



STATI LIMITE PER VERIFICA SISMICA

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

STATO LIMITE	SLV
a_y	0.071 g
F_a	2.668
T_a	0.328 s
S_a	1.200
C_a	1.375
S_T	1.000
q	4.500

Parametri dipendenti	
S	1.200
η	0.222
T_B	0.150 s
T_C	0.451 s
T_D	1.885 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_a \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)
 $\eta = \sqrt{0.15 + 0.5} \geq 0.55$; $\eta = 1/q$ (NTC-08 Eq. 3.2.6; § 3.2.3.5)
 $T_B = T_a / 3$ (NTC-08 Eq. 3.2.7)
 $T_C = C_a \cdot T_a$ (NTC-08 Eq. 3.2.8)
 $T_D = 4.0 \cdot a_y / g + 1.6$ (NTC-08 Eq. 3.2.9)

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$0 \leq T < T_B$ $S_d(T) = a_y \cdot S \cdot \eta \cdot E_s \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot E_s} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$
 $T_B \leq T < T_C$ $S_d(T) = a_y \cdot S \cdot \eta \cdot E_s$
 $T_C \leq T < T_D$ $S_d(T) = a_y \cdot S \cdot \eta \cdot E_s \left(\frac{T_C}{T} \right)$
 $T_D \leq T$ $S_d(T) = a_y \cdot S \cdot \eta \cdot E_s \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	S _d [g]
0.000	0.086
0.150	0.051
0.451	0.051
0.519	0.044
0.598	0.039
0.656	0.035
0.724	0.032
0.792	0.029
0.861	0.027
0.929	0.025
0.997	0.023
1.066	0.021
1.134	0.020
1.202	0.019
1.271	0.018
1.339	0.017
1.407	0.016
1.475	0.015
1.544	0.015
1.612	0.014
1.680	0.014
1.749	0.014
1.817	0.014
1.885	0.014
1.954	0.014
2.022	0.014
2.090	0.014
2.158	0.014
2.226	0.014
2.294	0.014
2.362	0.014
2.430	0.014
2.498	0.014
2.566	0.014
2.634	0.014
2.702	0.014
2.770	0.014
2.838	0.014
2.906	0.014
2.974	0.014
3.042	0.014
3.110	0.014
3.178	0.014
3.246	0.014
3.314	0.014
3.382	0.014
3.450	0.014
3.518	0.014
3.586	0.014
3.654	0.014
3.722	0.014
3.790	0.014
3.858	0.014
3.926	0.014
4.000	0.014

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLV

STATO LIMITE	SLV
B_{sv}	0.028 g
S_B	1.000
S_V	1.000
q	1.000
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti	
F_v	0.981
S	1.000
η	0.667

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_a \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)
 $\eta = 1/q$ (NTC-08 § 3.2.3.5)
 $F_v = 1.35 \cdot E_s \left(\frac{a_y}{g} \right)^{0.5}$ (NTC-08 Eq. 3.2.11)

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$0 \leq T < T_B$ $S_d(T) = a_y \cdot S \cdot \eta \cdot E_s \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot E_s} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$
 $T_B \leq T < T_C$ $S_d(T) = a_y \cdot S \cdot \eta \cdot E_s$
 $T_C \leq T < T_D$ $S_d(T) = a_y \cdot S \cdot \eta \cdot E_s \left(\frac{T_C}{T} \right)$
 $T_D \leq T$ $S_d(T) = a_y \cdot S \cdot \eta \cdot E_s \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$

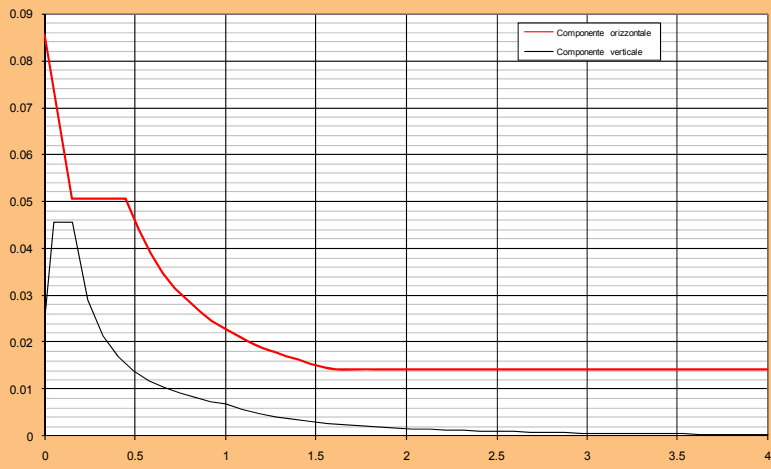
Punti dello spettro di risposta

T [s]	S _d [g]
0.000	0.028
0.050	0.046
0.150	0.046
0.225	0.029
0.300	0.021
0.405	0.017
0.480	0.014
0.575	0.012
0.680	0.010
0.745	0.009
0.830	0.008
0.915	0.007
1.000	0.007
1.094	0.006
1.188	0.005
1.281	0.004
1.375	0.004
1.469	0.003
1.563	0.003
1.656	0.002
1.750	0.002
1.844	0.002
1.938	0.002
2.031	0.002
2.125	0.002
2.219	0.001
2.313	0.001
2.406	0.001
2.500	0.001
2.594	0.001
2.688	0.001
2.781	0.001
2.875	0.001
2.969	0.001
3.063	0.001
3.156	0.001
3.250	0.001
3.344	0.001
3.438	0.001
3.531	0.001
3.625	0.001
3.719	0.000
3.813	0.000
3.906	0.000
4.000	0.000

Spettro SLV edificio di classe d'uso II con q=4.5 sito a Trento su sottosuolo B

STATI LIMITE PER VERIFICA SISMICA

Spettro di progetto per SLV



STATI LIMITE PER VERIFICA SISMICA (NTC 7.1)**Requisiti nei confronti degli stati limite**

Per le azioni sismiche definite devono essere soddisfatti gli stati limite ultimi e di esercizio per:

- **strutture di fondazione;**
- **elementi strutturali;**
- **elementi non strutturali e impianti.**

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

- per **STATI LIMITE DI ESERCIZIO**, se sono rispettate le verifiche relative al solo **SLD**;
- per **STATI LIMITE ULTIMI**, se sono rispettate le **indicazioni progettuali e costruttive** e sono soddisfatte le verifiche relative al solo **SLV**.

Per le costruzioni di **classe d'uso III e IV** gli **elementi non strutturali e gli impianti** devono essere effettuate le verifiche di sicurezza relative allo **SLO**.

Sotto le azioni sismiche il contenimento delle incertezze e il buon comportamento delle strutture sono raggiunti se si adottano **provvedimenti volti ad assicurare caratteristiche di duttilità** agli elementi strutturali ed alla costruzione nel suo insieme.

STATI LIMITE PER VERIFICA SISMICA (NTC 7.1)**Verifiche degli stati limite richieste**

Tabella C7.1.1 - Verifiche di sicurezza in funzione della Classe d'uso.

SL	Descrizione della prestazione	Riferimento Norme	Classe d'uso			
			I	II	III	IV
SLO	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2			x	x
	Funzionalità degli impianti	§ 7.3.7.3			x	x
SLD	Resistenza degli elementi strutturali	§ 7.3.7.1			x	x
	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2	x	x		
	Contenimento delle deformazioni del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x
	Contenimento degli spostamenti permanenti dei muri di sostegno	§ 7.11.6.2.2	x	x	x	x
SLV	Assenza di martellamento tra strutture contigue	§ 7.2.2	x	x	x	x
	Resistenza delle strutture	§ 7.3.6.1	x	x	x	x
	Duttilità delle strutture	§ 7.3.6.2	x	x	x	x
	Assenza di collasso fragile ed espulsione di elementi non strutturali	§ 7.3.6.3	x	x	x	x
	Resistenza dei sostegni e collegamenti degli impianti	§ 7.3.6.3	x	x	x	x
	Stabilità del sito	§ 7.11.3	x	x	x	x
	Stabilità dei fronti di scavo e dei rilevati	§ 7.11.4	x	x	x	x
	Resistenza del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x
	Stabilità dei muri di sostegno	§ 7.11.6.2.2	x	x	x	x
	Stabilità delle paratie	§ 7.11.6.3.2	x	x	x	x
	Resistenza e stabilità dei sistemi di contrasto e degli ancoraggi	§ 7.11.6.4.2	x	x	x	x
	Resistenza dei dispositivi di vincolo temporaneo tra costruzioni sovrastate	§ 7.2.1	x	x	x	x
SLC	Capacità di spostamento degli isolatori	§ 7.10.6.2.2	x	x	x	x

STATI LIMITE PER VERIFICA SISMICA

CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI (resistenza e di duttilità)

Verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza

Per tutti gli elementi strutturali deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d), comprendendo non linearità geometriche e gerarchia delle resistenze, sia inferiore alla resistenza di progetto (R_d).

Verifiche degli elementi strutturali in termini di duttilità e capacità di deformazione

Deve essere verificato che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una duttilità coerente con il **fattore di struttura q** adottato. Questa condizione si può ritenere soddisfatta applicando le **regole di progetto e di gerarchia delle resistenze** indicate per le diverse tipologie costruttive.

Verifiche degli elementi non strutturali e degli impianti

Per gli elementi **costruttivi senza funzione strutturale** devono essere evitati **collassi fragili e prematuri e la possibile espulsione** sotto l'azione della F_a corrispondente allo SLV. Per ciascuno degli impianti principali, gli elementi strutturali che sostengono e collegano i diversi elementi funzionali costituenti l'impianto tra loro ed alla struttura principale devono avere resistenza sufficiente a sostenere l'azione della F_a corrispondente allo SLV.

STATI LIMITE PER VERIFICA SISMICA

CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (resistenza, contenimento danno e mantenimento della funzionalità)

Verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza

Per costruzioni di **Classe III e IV** per tutti gli **elementi strutturali** deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d) calcolato per le azioni sismiche corrispondenti allo **SLD** e attribuendo $\eta=2/3$, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (R_d) calcolato con riferimento alle situazioni eccezionali.

Verifiche in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali

Per le costruzioni di **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. Questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli **spostamenti interpiano d_r** ottenuti dall'analisi allo SLD siano inferiori a:

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

$$d_r < 0,005 h$$

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

$$d_r \leq d_{rp} \leq 0,01 h$$

c) per costruzioni con struttura portante in muratura ordinaria 1) e armata 2)

$$1) d_r < 0,003 h \text{ e } 2) d_r < 0,004 h$$

Se gli spostamenti di interpiano sono $> 0,005h$ le verifiche della capacità di spostamento degli elementi non strutturali vanno estese a tamponamenti, tramezzature interne e impianti.

STATI LIMITE PER VERIFICA SISMICA

Per le costruzioni ricadenti in **classe d'uso III e IV** si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca **danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale** tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione. Questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli **spostamenti interpiano** ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo **SLO siano inferiori ai 2/3** dei limiti in precedenza indicati.

Verifiche degli impianti in termini di mantenimento della funzionalità

Per le costruzioni di **Classe d'uso III e IV**, si deve verificare che gli spostamenti strutturali o le accelerazioni prodotti dalle azioni relative allo SLO non siano tali da produrre interruzioni d'uso degli impianti stessi.

STATI LIMITE PER VERIFICA SISMICA

Combinazioni con le altre azioni

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \Psi_{2j} Q_{kj}$$

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \Psi_{2j} Q_{kj}$$

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{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	0,5
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,5
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 ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,5
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 ≤ 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

Nel caso dei ponti si assumerà per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\Psi_{2j} = 0,2$, quando rilevante.

VERIFICHE SEMPLIFICATE IN ZONA 4**VERIFICHE ALLE TENSIONI AMMISSIBILI (NTC 2.7)**

Per le **costruzioni di tipo 1 e 2 e classe d'uso I e II**, limitatamente a siti ricadenti in **Zona 4 (secondo la classificazione provinciale al momento in vigore)**, è ammesso il metodo di verifica alle **tensioni ammissibili**. Per tali verifiche si deve fare riferimento alle norme tecniche di cui al D.M. 14.02.92, per le strutture in calcestruzzo e in acciaio, al D.M. 20.11.87, per le strutture in muratura e al D.M. 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 il grado di sismicità **S=5**, D.M. 16.01.1996, ed assumendo le **modalità costruttive e di calcolo** di cui al D.M. citato, nonché alla Circ. **10.04.97** e relativi allegati.

VERIFICHE SEMPLIFICATE IN ZONA 4**VERIFICA SISMICA SEMPLIFICATA IN ZONA 4 (NTC 7)**

Le costruzioni in **zona 4** possono essere progettate e verificate applicando le regole per le strutture **non soggette all'azione sismica**, con le condizioni:

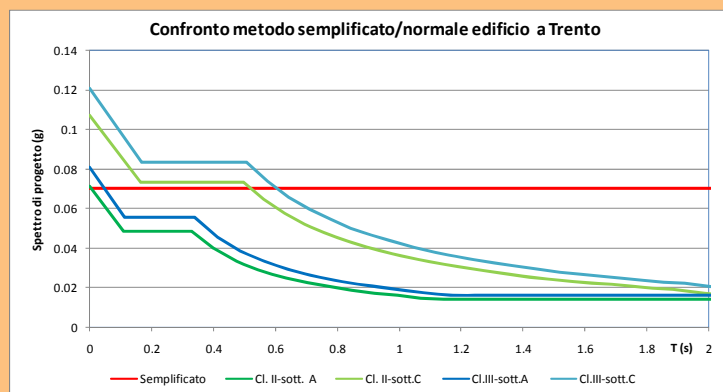
- i **diaframmi orizzontali** devono essere considerati infinitamente rigidi;
- gli elementi strutturali devono rispettare le **limitazioni di geometria e di quantitativi d'armatura** relative alla **bassa duttilità** (CD "B");
- le sollecitazioni debbono essere valutate applicando, in due direzioni ortogonali, il sistema di forze orizzontali in cui si assumerà $S_d(T_1) = 0,07g$, dove T_1 è il periodo del modo principale nella direzione in esame.

N.B.: l'Eurocodice 8 consiglia l'uso di metodi semplificati per valori di $a_g < 0.1g$ (andrebbe tenuto in considerazione).

Gli **orizzontamenti** possono essere considerati **infinitamente rigidi** nel loro piano, se sono realizzati in **cemento armato**, oppure in **latero-cemento con soletta in c.a. di almeno 40 mm**, o in struttura **mista con soletta in cemento armato di almeno 50 mm** collegata da **connettori a taglio** agli elementi strutturali in **acciaio o in legno** e purché le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidità.

VERIFICHE SEMPLIFICATE IN ZONA 4

Le relative verifiche di sicurezza debbono essere effettuate, in modo **indipendente nelle due direzioni**, allo stato limite ultimo. **Non è richiesta la verifica agli stati limite di esercizio.**



Confronto metodo semplificato con spettri per edificio di classe d'uso II/III sito a Trento nell'ipotesi di bassa duttilità su sottosuoli A/C

CRITERI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE (NTC 7.2)

CARATTERISTICHE GENERALI COSTRUZIONI

Le costruzioni devono avere (quanto più possibile) struttura **iperstatica regole in pianta e in altezza** (anche attraverso giunti sismici).

Una costruzione è **regolare in pianta** se:

- la configurazione è compatta e approssimativamente **simmetrica** nelle due direzioni ortogonali, in relazione a masse e rigidezze;
- il **rapporto tra i lati** di un rettangolo in cui risulta inscritta è **inferiore a 4**;
- nessuna dimensione di eventuali **rientri o sporgenze supera il 25%** della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione;
- gli **orizzontamenti sono considerati infinitamente rigidi** nel loro piano.

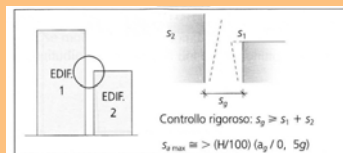
Una costruzione è **regolare in altezza** se:

- i **sistemi resistenti verticali** si estendono per tutta l'**altezza** della costruzione;
- massa e rigidezza rimangono costanti** o variano gradualmente dalla base alla sommità della costruzione;
- nelle strutture intelaiate progettate con CD "B" il rapporto tra **resistenza effettiva e resistenza richiesta** non è significativamente diverso per piani diversi;
- eventuali **restringimenti della sezione orizzontale** della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo.

CRITERI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE (NTC 7.2)

Distanza tra costruzioni contigue

La distanza deve essere tale da evitare fenomeni di **martellamento** e non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV; la distanza tra due punti che si fronteggiano non può essere inferiore ad 1/100 della quota dei punti, misurata dal piano di fondazione, moltiplicata per $a_g \cdot S / (0,5g) \leq 1$.



Altezza massima dei nuovi edifici

Tipologie strutturali come costruzioni di **legno e di muratura non armata** che non accedono alle riserve anelastiche in **zona 1** devono avere altezza massima pari a **2 piani dal p.c.**. Per le **altre zone** l'altezza massima degli edifici deve essere **limitata** in funzione delle loro capacità deformative e dissipative e della classificazione sismica del territorio. Per le **altre tipologie** strutturali l'altezza massima è determinata unicamente dalle **capacità resistenti e deformative**.

Limitazione dell'altezza in funzione della larghezza stradale

I regolamenti e le norme di attuazione degli strumenti urbanistici possono introdurre limitazioni all'altezza degli edifici in funzione della larghezza stradale.

CRITERI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE (NTC 7.2)

CRITERI DI PROGETTAZIONE ELEMENTI STRUTTURALI "SECONDARI"

Alcuni elementi strutturali possono venire considerati "**secondari**". Rigidezza e resistenza di tali elementi **vengono ignorate** nell'analisi e tali elementi vengono progettati per resistere ai soli carichi verticali. Tali elementi devono essere in grado di **assorbire le deformazioni della struttura** soggetta all'azione sismica, mantenendo la capacità portante nei confronti dei carichi verticali; agli elementi "secondari" si applicano i **particolari costruttivi definiti per gli elementi strutturali**. La scelta degli elementi da considerare secondari non può cambiare la struttura da "irregolare" a "regolare", né il loro contributo alla rigidezza totale per azioni orizzontali può superare il 15% della rigidezza degli elementi principali.

DIFFERENZA CON NORMATIVA EUROPEA

Eurocodice UNI EN 1998-1:2005

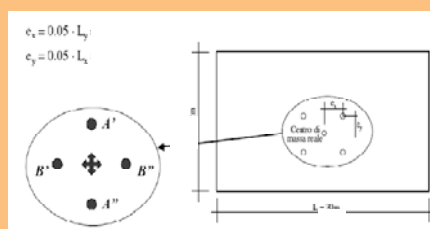
Un certo numero di membrature strutturali (cioè travi e/o colonne) possono essere progettate come membrature sismiche "secondarie", non facenti parte del sistema resistente all'azione sismica dell'edificio. **Non è necessario che essi rispettino i requisiti degli elementi strutturali**. Queste membrature e i loro collegamenti devono essere progettati e dotati di dettagli costruttivi per sostenere i carichi gravitazionali quando soggetti a spostamenti causati dalle condizioni sismiche di progetto. **Vengono fornite regole progettuali e non imposti i dettagli costruttivi degli elementi sismici**.

CRITERI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE (NTC 7.2)

MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DELL'AZIONE SISMICA

Il modello della struttura deve essere 3D e rappresentare le distribuzioni spaziali di massa, rigidità e resistenza. Nella definizione del modello elementi strutturali "secondari" e gli elementi non strutturali, possono essere rappresentati unicamente in termini di massa, considerando il loro contributo di rigidità e resistenza solo se essi sono significativi. Per rappresentare la rigidità degli elementi strutturali si possono adottare **modelli lineari** e **modelli non lineari**; in ambo i casi si deve tener conto della fessurazione dei materiali fragili. Quindi la **rigidità flessionale e a taglio** di elementi in muratura, cemento armato, acciaio-calcestruzzo, può essere **ridotta sino al 50%** della rigidità dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo conto dell'influenza della sollecitazione assiale permanente. Nel caso di **comportamento non dissipativo** si adottano unicamente **modelli lineari**.

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico e di incertezze nella localizzazione delle masse, al **centro di massa deve essere attribuita una eccentricità accidentale** rispetto alla posizione di calcolo. L'eccentricità accidentale in ogni direzione deve essere 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.



METODI DI ANALISI PER LA VERIFICA SISMICA

ANALISI LINEARE

L'analisi lineare può essere utilizzata sia nel caso di **sistemi dissipativi** sia nel caso di **sistemi non dissipativi**.

	Fattore q	Verifiche di resistenza	Verifiche duttilità
Sistemi non dissipativi	q=1	Regole per azioni non sismiche	Non richieste
Sistemi dissipativi	q>1	Regole per azioni sismiche, gerarchie delle resistenze	richieste

Il fattore di struttura q da utilizzare dipende dalla tipologia strutturale, dai criteri di progettazione adottati e considera le non linearità di materiale.

$$q = q_0 \cdot K_R$$

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura; K_R è un fattore riduttivo che considera la regolarità in altezza della costruzione, pari ad 1 per costruzioni regolari e pari a 0,8 per costruzioni non regolari.

Per le costruzioni regolari in pianta possono essere adottati i valori indicati per le diverse tipologie costruttive. La scelta del fattore di struttura deve essere adeguatamente giustificata. Il valore adottato deve dar luogo ad azioni di progetto agli stati limite ultimi coerenti con le azioni di progetto assunte per gli stati limite di esercizio.

Per la componente verticale dell'azione sismica si può assumere $q=1,5$ per qualunque tipologia strutturale e di materiale, tranne che per i ponti per i quali è $q = 1$.

METODI DI ANALISI PER LA VERIFICA SISMICA

Le non linearità geometriche sono considerate attraverso il fattore θ . In particolare esse possono essere trascurate nel caso in cui ad ogni orizzontamento risulti:

$$\theta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h} \leq 0,1$$

P è il carico verticale totale della parte di struttura sovrastante l'orizzontamento in esame, d_r è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano, ovvero la differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento sottostante; V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame; h è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.

Quando θ è compreso tra 0,1 e 0,2 gli effetti delle non linearità geometriche possono essere presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a $1/(1-\theta)$; θ non può comunque superare il valore 0,3.

METODI DI ANALISI PER LA VERIFICA SISMICA

ANALISI DINAMICA LINEARE

L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei **modi di vibrare** della costruzione,
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo **spettro di risposta di progetto**, per ciascuno dei modi di vibrare individuati,
- nella **combinazione** di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i **modi con massa partecipante significativa**. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con **massa partecipante > 5%** e comunque un numero di modi la cui **massa partecipante totale > 85%**.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una Combinazione Quadratica Completa (CQC) degli effetti relativi a ciascun modo.

Per gli edifici, gli effetti della eccentricità accidentale del centro di massa possono essere determinati mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla posizione di calcolo.

METODI DI ANALISI PER LA VERIFICA SISMICA

ANALISI STATICA LINEARE

L'analisi statica lineare consiste nell'applicazione di **forze statiche equivalenti** alle forze di inerzia e può essere effettuata 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 di altezza inferiore a 40 m, con massa approssimativamente uniformemente distribuita lungo l'altezza, T_1 può essere assunto:

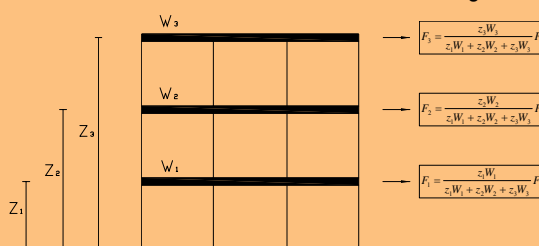
$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$$

dove: H è l'altezza della costruzione dal piano di fondazione e C_1 vale 0,085 per costruzioni a telaio in acciaio, 0,075 per costruzioni a telaio in calcestruzzo armato e 0,050 per costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura. L'entità delle forze si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente a T_1 e la loro distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame.

La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j W_j$$

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$$

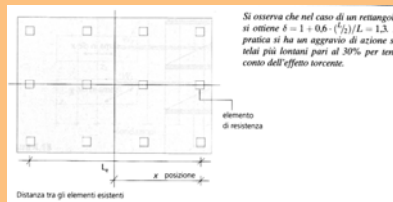


METODI DI ANALISI PER LA VERIFICA SISMICA

Se le rigidzze laterali e le masse sono distribuite simmetricamente in pianta, gli **effetti torsionali accidentali** possono essere considerati amplificando le sollecitazioni su ogni elemento resistente attraverso il **fattore δ**

$$\delta = 1 + 0,6 x / L_e$$

Dove x è la distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico di piano, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata; L_e è la distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata allo stesso modo.



Valutazione degli spostamenti

Gli spostamenti d_E della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

$$\mu_d = q \quad \text{se } T_1 \geq T_C$$

$$\mu_d = 1 + (q - 1) \cdot T_C / T_1 \quad \text{se } T_1 < T_C$$

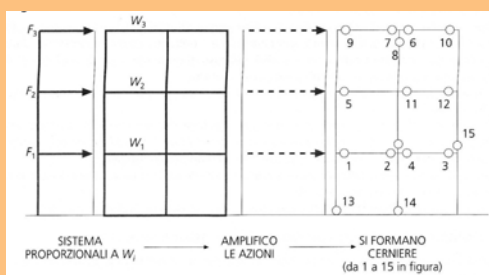
In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

METODI DI ANALISI PER LA VERIFICA SISMICA

Analisi non lineare statica

L'analisi non lineare statica consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali e per l'azione sismica un sistema di forze orizzontali distribuite ad ogni livello della costruzione, proporzionalmente alle forze d'inerzia ed aventi risultante (taglio alla base) F_b . Tali forze sono scalate in modo da crescere monotonamente fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale d_c di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione. Il diagramma $F_b - d_c$ rappresenta la curva di capacità della struttura.

Questo tipo di analisi permette di valutare i rapporti di sovraresistenza α_u/α_1 ; verificare l'effettiva distribuzione della domanda inelastica negli edifici progettati con il fattore di struttura q .



METODI DI ANALISI PER LA VERIFICA SISMICA

Analisi non lineare dinamica

L'analisi non lineare dinamica consiste nel calcolo della risposta sismica della struttura mediante integrazione delle equazioni del moto, utilizzando un modello non lineare della struttura e gli accelerogrammi. Essa ha lo scopo di valutare il comportamento dinamico della struttura in campo non lineare, consentendo il confronto tra duttilità richiesta e duttilità disponibile, nonché di verificare l'integrità degli elementi strutturali nei confronti di possibili comportamenti fragili. L'analisi dinamica non lineare deve essere confrontata con una analisi modale con spettro di risposta di progetto. **Le due componenti accelerometriche orizzontali sono applicate simultaneamente a formare un gruppo di accelerogrammi** e gli effetti sulla struttura sono rappresentati dai **valori medi** degli effetti più sfavorevoli ottenuti dalle analisi, se si utilizzano **7 gruppi di accelerogrammi**, dai **valori più sfavorevoli** degli effetti, **in caso contrario**. In nessun caso si possono adottare meno di **tre gruppi** di accelerogrammi.

Risposta alla diverse componenti dell'azione sismica

Se la risposta viene valutata mediante analisi statica o dinamica in campo lineare, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti; la risposta a ciascuna componente è combinata utilizzando la radice quadrata della somma dei quadrati. Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

APPLICAZIONE SU EDIFICIO A TELAIO IN C.A.**COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO**

Conglomerato: non è ammesso di classe inferiore a C20/25

Acciaio: B450C, B450A ammesso per reti e tralici, consentito come staffe per elementi a plasticizzazione impedita con gerarchia delle resistenze, elementi strutturali secondari e per strutture poco dissipative $q \leq 1.5$.

Tipologie strutturali

- ✓ strutture a telaio, resistenza alle azioni verticali e orizzontali affidata a telai spaziali, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale;
- ✓ strutture a pareti, resistenza alle azioni verticali e orizzontali è affidata a pareti aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale;
- ✓ strutture miste telaio-pareti, resistenza alle azioni verticali è affidata ai telai, la resistenza alle azioni orizzontali è affidata in parte ai telai ed in parte alle pareti (se più del 50% è assorbita dai telai si parla di strutture miste equivalenti a telai, altrimenti si parla di strutture miste equivalenti a pareti);
- ✓ strutture deformabili torsionalmente;
- ✓ strutture a pendolo inverso, nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione o nelle quali la dissipazione d'energia avviene alla base di un singolo elemento strutturale.

APPLICAZIONE SU EDIFICIO A TELAIO IN C.A.**Fattori di struttura**

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

Tabella 7.4.I – Valori di q_0

Tipologia	q_0	
	CD"B"	CD"A"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3,0 \alpha_2 / \alpha_1$	$4,5 \alpha_2 / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4,0 \alpha_2 / \alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

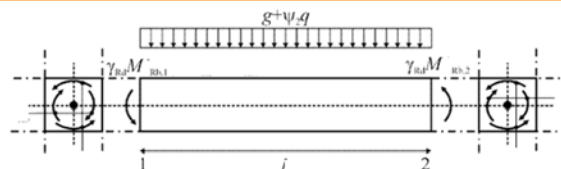
Strutture aventi i telai resistenti all'azione sismica composti, anche in una sola delle direzioni principali, con travi a spessore devono essere progettate in CD"B" a meno che tali travi non si possano considerare elementi strutturali "secondari". E' stato introdotto un fattore k_w che moltiplica q_0 nel caso di strutture a parete.

- | | |
|--|-----------------------------|
| a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai | |
| - strutture a telaio di un piano | $\alpha_2 / \alpha_1 = 1,1$ |
| - strutture a telaio con più piani ed una sola campata | $\alpha_2 / \alpha_1 = 1,2$ |
| - strutture a telaio con più piani e più campate | $\alpha_2 / \alpha_1 = 1,3$ |
| b) Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti | |
| - strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale | $\alpha_2 / \alpha_1 = 1,0$ |
| - altre strutture a pareti non accoppiate | $\alpha_2 / \alpha_1 = 1,1$ |
| - strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti | $\alpha_2 / \alpha_1 = 1,2$ |

APPLICAZIONE SU EDIFICIO A TELAIO IN C.A.**Dimensionamento e verifica elementi strutturali (struttura a bassa duttilità CD "B")**

		Sollecitazioni di calcolo	Verifiche di resistenza
TRAVI	Taglio	Gravitazionali+momento resistente con $\gamma_{Rd}=1$	Taglio resistente non sismico
	Momento	Ottenuti dall'analisi	Momento resistente non sismico
PILASTRI	Taglio	Equilibrio momento resistente amplificato con 1.1	Taglio resistente non sismico
	Presso-flessione	Momenti resistenti colonna > 1.1 momenti resistenti trave	Azione assiale < 65% ($A_c f_{cd}$), M_{Rd} con $\varepsilon_{su}=1\%$
NODI TRAVI-PILASTRI	Taglio	Nessuna verifica	Nessuna verifica
PARETI	Taglio	Valori da analisi per 1.5	Taglio resistente non sismico
	Momento	Momento traslato di $H_{critica}$	Azione assiale < 40% ($A_c f_{cd}$), M_{Rd} con $\varepsilon_{su}=1\%$

Equilibrio dei momenti per il calcolo delle sollecitazioni di taglio di calcolo

**APPLICAZIONE SU EDIFICIO A TELAIO IN C.A.****Dimensionamento e verifica elementi strutturali (struttura ad alta duttilità CD "A")**

		Sollecitazioni di calcolo	Verifiche di resistenza
TRAVI	Taglio	Gravitazionali+momento resistente con $\gamma_{Rd}=1.2$	Taglio resistente non sismico con puntone di cls $\theta=45$
	Momento	Ottenuti dall'analisi	Momento resistente non sismico
PILASTRI	Taglio	Equilibrio momento resistente amplificato con 1.3	Taglio resistente non sismico
	Presso-flessione	Momenti resistenti colonna > 1.3 momenti resistenti trave	Azione assiale < 55% ($A_c f_{cd}$), M_{Rd} con $\varepsilon_{su}=1\%$
NODI TRAVI-PILASTRI	Taglio	Azione della forza di taglio agente nel nucleo di cls del nodo	Verifica della forza di taglio agente nel nucleo di cls del nodo
PARETI	Taglio	Valori da analisi incrementati da fattore variabile di q (>1.5 e <q)	Verifica compressione cls anima, trazione armatura anima e scorrimento zone critiche
	Momento	Momento traslato di $H_{critica}$	Azione assiale < 35% ($A_c f_{cd}$), M_{Rd} con $\varepsilon_{su}=1\%$

APPLICAZIONE SU EDIFICIO A TELAIO IN C.A.

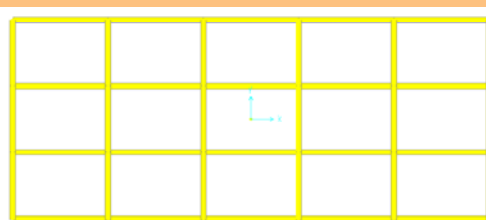
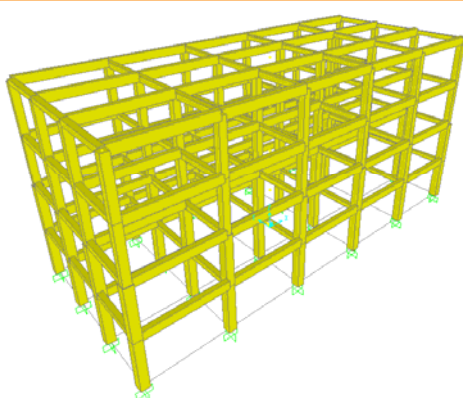
**Caratteristiche edificio:
struttura portante a telaio in c.a.**

Altezza	12m
Lunghezza	25m
Larghezza	10.5m

Edificio sito a **Trento** con vita nominale 50 anni, Classe d'uso II su Categoria sottosuolo B

Carichi	kN/m
G tr.cent. p.interm.	19.1
G tr.spina p.interm.	17.4
Q tr.cent. p.interm.	3.5
Q tr.spina p.interm.	1.3
G tr.cent. p.cop.	17.5
G tr.spina p.cop.	6.4

5 Campate in direzione x L=5m
3 Campate in direzione y L=3.5m



APPLICAZIONE SU EDIFICIO A TELAIO IN C.A.

Analisi statica equivalente

Periodo proprio semplificato della struttura

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$$

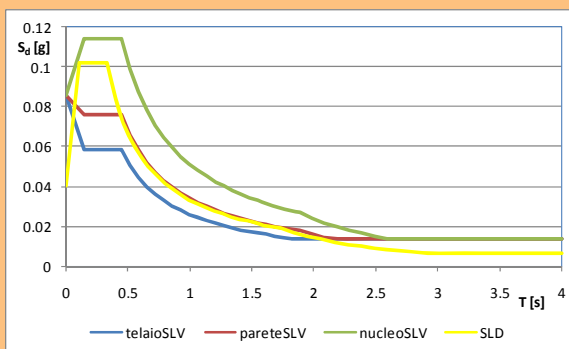
$T_1 = 0.48s$

Fattore di struttura
 $q = q_0 \cdot K_R = q_0 \cdot 1$

Ipotesi bassa duttilità "B"
 $q_0 = 3\alpha_u / \alpha_1 = 3 \times 1.3 = 3.9$

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j W_j$$

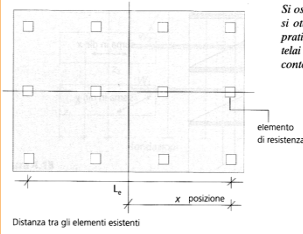
$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$$



	F_i [kN]	Z_i [m]	W_i [kN]
Piano cop	130.6	12.0	1616.6
Piano 3	181.2	9.0	2991.4
Piano 2	120.8	6.0	2991.4
Piano 1	61.8	3.0	3063.4
Tot	494.4		10662.8

APPLICAZIONE SU EDIFICIO A TELAIO IN C.A.

Analisi statica equivalente



Si osserva che nel caso di un rettangolo, si ottiene $\delta = 1 + 0,6 \cdot (h_e/L) = 1,3$. In pratica si ha un aggravio di azione sui telai più lontani pari al 30% per tener conto dell'effetto torcente.

$$\delta = 1 + 0,6 x / L_e$$

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z$$

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

Azioni alla base sui pilastri:
+sismax
+sismay

-sismax
-sismay

(P negativa compressione)

	x	y	d sismax	d sismay	- P	+ P	- V2	+ V2	- V3	+ V3	- M2	+ M2	- M3	+ M3
PII1	-12.50	-5.25	1.3	1.3	-430.9	-205.1	-30.6	17.3	-27.1	22.4	-68.5	64.1	-50.8	-50.8
PII2	-12.50	-1.75	1.1	1.3	-487.4	-393.9	-28.0	12.6	-30.7	30.8	-72.0	72.1	-45.0	-45.0
PII3	-12.50	1.75	1.1	1.3	-487.4	-393.9	-28.0	12.6	-30.8	30.7	-72.1	72.0	-45.0	-45.0
PII4	-12.50	5.25	1.3	1.3	-430.9	-205.1	-30.6	17.3	-22.4	27.1	-64.1	68.5	-50.8	-50.8
PII5	-7.50	-5.25	1.3	1.18	-565.4	-430.1	-29.4	30.6	-23.0	22.0	-60.7	59.7	-49.6	-49.6
PII6	-7.50	-1.75	1.1	1.18	-643.9	-618.1	-24.6	26.1	-27.9	27.9	-65.4	65.3	-41.7	-41.7
PII7	-7.50	1.75	1.1	1.18	-643.9	-618.1	-24.6	26.1	-27.9	27.9	-65.3	65.4	-41.7	-41.7
PII8	-7.50	5.25	1.3	1.18	-565.4	-430.1	-29.4	30.6	-22.0	23.0	-59.7	60.7	-49.6	-49.6
PII9	-2.50	-5.25	1.3	1.06	-532.4	-427.5	-29.4	29.3	-20.7	19.7	-54.5	53.6	-49.6	-49.6
PII10	-2.50	-1.75	1.1	1.06	-610.9	-601.7	-24.7	24.9	-25.1	25.0	-58.8	58.7	-42.0	-42.0
PII11	-2.50	1.75	1.1	1.06	-610.9	-601.7	-24.9	24.7	-25.0	25.1	-58.7	58.8	-42.0	-42.0
PII12	-2.50	5.25	1.3	1.06	-532.4	-427.5	-29.4	29.3	-19.7	20.7	-53.6	54.5	-49.6	-49.6
PII13	2.50	-5.25	1.3	1.06	-532.4	-427.5	-29.3	29.4	-20.7	19.7	-54.5	53.6	-49.6	-49.6
PII14	2.50	-1.75	1.1	1.06	-610.9	-601.7	-24.7	24.9	-25.1	25.0	-58.8	58.7	-41.8	-41.8
PII15	2.50	1.75	1.1	1.06	-610.9	-601.7	-24.7	24.9	-25.0	25.1	-58.7	58.8	-41.8	-41.8
PII16	2.50	5.25	1.3	1.06	-532.4	-427.5	-29.3	29.4	-19.7	20.7	-53.6	54.5	-49.5	-49.5
PII17	7.50	-5.25	1.3	1.18	-565.4	-430.1	-30.6	29.4	-23.0	22.0	-60.7	59.7	-50.7	-50.7
PII18	7.50	-1.75	1.1	1.18	-643.9	-618.1	-26.1	24.6	-27.9	27.9	-65.4	65.3	-43.1	-43.1
PII19	7.50	1.75	1.1	1.18	-643.9	-618.1	-26.1	24.6	-27.9	27.9	-65.3	65.4	-43.1	-43.1
PII20	7.50	5.25	1.3	1.18	-565.4	-430.1	-30.6	29.4	-22.0	23.0	-59.7	60.7	-50.7	-50.7
PII21	12.50	-5.25	1.3	1.3	-430.9	-205.1	-17.3	30.6	-22.4	27.1	-64.1	68.5	-38.0	-38.0
PII22	12.50	-1.75	1.1	1.3	-487.4	-393.9	-12.6	28.0	-30.7	30.8	-72.0	72.1	-30.2	-30.2
PII23	12.50	1.75	1.1	1.3	-487.4	-393.9	-12.6	28.0	-30.8	30.7	-72.1	72.0	-30.2	-30.2
PII24	12.50	5.25	1.3	1.3	-430.9	-205.1	-17.3	30.6	-22.4	27.1	-64.1	68.5	-38.0	-38.0

APPLICAZIONE SU EDIFICIO A TELAIO IN C.A.

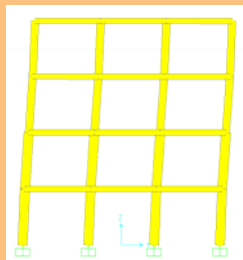
Analisi dinamica lineare

	M ₁ [t]	M rot [tm ²]
Piano cop	164.8	10097
Piano 3	304.9	18683
Piano 2	304.9	18683
Piano 1	312.3	19133
Tot	1066.3	66597

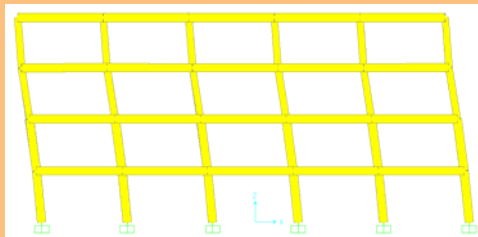
TABLE: Modal Participating Mass Ratios

OutputCase	Num	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	SumUZ	RZ	SumRZ
MODAL	1	0.784	0.0%	76.4%	0.0%	76.4%	0.0%	6.1%	6.1%
MODAL	2	0.600	8.2%	2.0%	8.2%	78.5%	0.0%	67.3%	73.4%
MODAL	3	0.551	72.1%	0.1%	80.3%	78.6%	0.0%	5.5%	78.9%
MODAL	4	0.253	0.0%	12.6%	80.3%	91.2%	0.0%	1.3%	80.2%
MODAL	5	0.205	7.5%	0.3%	87.9%	91.5%	0.0%	6.0%	86.3%
MODAL	6	0.196	6.3%	0.2%	94.1%	91.7%	0.0%	6.1%	92.4%
MODAL	7	0.144	0.0%	4.0%	94.1%	95.7%	0.0%	0.5%	92.8%
MODAL	8	0.127	2.4%	0.1%	96.5%	95.8%	0.0%	0.3%	93.1%
MODAL	9	0.116	0.2%	0.2%	96.7%	96.0%	0.0%	3.1%	96.2%
MODAL	10	0.093	0.1%	3.6%	96.7%	99.6%	0.0%	0.6%	96.8%
MODAL	11	0.088	3.2%	0.1%	99.9%	99.7%	0.0%	0.1%	96.8%
MODAL	12	0.077	0.1%	0.3%	100.0%	100.0%	0.0%	3.2%	100.0%

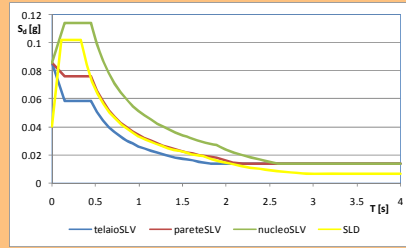
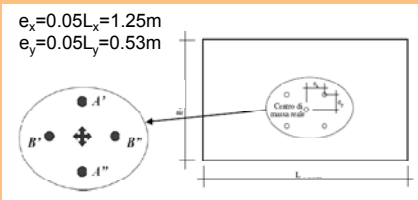
Modo 1 T=0.784s



Modo 3 T=0.551s



APPLICAZIONE SU EDIFICIO A TELAIO IN C.A.



PiI	P	V2	V3	T	M2	M3	
1	Max	-273.5	12.7	16.0	1.4	45.4	33.3
2	Max	-399.4	10.7	22.5	1.4	51.7	30.5
3	Max	-399.4	10.7	22.4	1.4	51.6	30.5
4	Max	-273.5	12.7	20.6	1.4	49.9	33.3
5	Max	-435.6	25.8	15.9	1.4	42.7	46.0
6	Max	-604.2	24.9	20.2	1.4	46.8	44.1
7	Max	-604.2	24.9	20.3	1.4	46.9	44.1
8	Max	-435.6	25.8	16.9	1.4	43.7	46.0
9	Max	-427.2	24.8	14.3	1.4	38.6	45.0
10	Max	-588.8	23.8	18.2	1.4	42.4	43.1
11	Max	-588.8	23.8	18.3	1.4	42.5	43.1
12	Max	-427.2	24.8	15.2	1.4	39.5	45.0
13	Max	-427.9	24.9	14.5	1.4	39.0	45.1
14	Max	-589.0	23.9	18.4	1.4	42.8	43.2
15	Max	-589.0	23.9	18.5	1.4	42.9	43.2
16	Max	-427.9	24.9	15.4	1.4	39.9	45.1
17	Max	-436.6	24.8	16.0	1.4	42.9	45.0
18	Max	-604.2	23.7	20.3	1.4	47.1	43.0
19	Max	-604.2	23.7	20.4	1.4	47.2	43.0
20	Max	-436.6	24.8	17.1	1.4	43.9	45.0
21	Max	-273.5	27.2	16.0	1.4	45.5	47.3
22	Max	-399.3	27.6	22.5	1.4	51.8	46.7
23	Max	-399.3	27.6	22.5	1.4	51.7	46.7
24	Max	-273.5	27.2	20.7	1.4	50.0	47.3

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

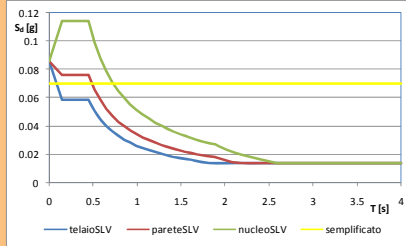
$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z$$

Rispetto all'analisi statica equivalente l'effetto dell'azione sismica è ridotto (risposta più reale della struttura) e la progettazione degli elementi risulta ottimizzata

Pilastro	dinamica	statica
laterale	273.5 [kN]	205.1 [kN]
centrale	427.2 [kN]	427.5 [kN]

APPLICAZIONE SU EDIFICIO A TELAIO IN C.A.

Metodo semplificato in zona 4



$$S_d(T) = 0.07g$$

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z$$

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

PiI	P	V2	V3	T	M2	M3	
1	Max	-236.9	21.4	34.3	2.6	94.7	51.1
2	Max	-381.6	19.3	45.2	2.6	105.2	47.8
3	Max	-381.6	19.3	45.1	2.6	105.2	47.8
4	Max	-236.9	21.4	39.0	2.6	99.2	51.1
5	Max	-389.3	37.0	32.4	2.6	87.6	66.1
6	Max	-601.3	35.8	40.8	2.6	95.7	63.7
7	Max	-601.3	35.8	40.9	2.6	95.8	63.7
8	Max	-389.3	37.0	33.5	2.6	88.6	66.1
9	Max	-386.2	35.8	29.3	2.6	79.4	65.0
10	Max	-585.8	34.5	36.9	2.6	86.7	62.5
11	Max	-585.8	34.5	37.0	2.6	86.8	62.5
12	Max	-386.2	35.8	30.2	2.6	80.3	65.0
13	Max	-387.9	35.9	29.5	2.6	79.8	65.0
14	Max	-586.0	34.6	37.1	2.6	87.1	62.6
15	Max	-586.0	34.6	37.2	2.6	87.2	62.6
16	Max	-387.9	35.9	30.4	2.6	80.7	65.0
17	Max	-391.6	36.0	32.6	2.6	87.9	65.1
18	Max	-601.3	34.5	41.0	2.6	95.9	62.5
19	Max	-601.3	34.5	41.1	2.6	96.0	62.5
20	Max	-391.6	36.0	33.6	2.6	88.9	65.1
21	Max	-231.9	35.9	34.2	2.6	94.7	65.1
22	Max	-381.6	36.1	45.2	2.6	105.2	64.0
23	Max	-381.6	36.1	45.1	2.6	105.2	64.0
24	Max	-231.9	35.9	38.9	2.6	99.2	65.1

Pilastro	Spettro di progetto	Metodo semplificato
laterale	273.5 [kN]	231.9 [kN]
centrale	427.2 [kN]	386.2 [kN]

Rispetto all'analisi con spettro di progetto il metodo semplificato in questo caso fornisce valori di azioni sismica più elevati, con analisi però semplificate

APPLICAZIONE SU EDIFICIO A TELAIO IN C.A.

Accettazione del modello lineare

Le non linearità geometriche sono prese in conto attraverso il fattore θ . In particolare esse possono essere trascurate nel caso in cui ad ogni orizzontamento risulti:

$$\theta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h} \leq 0,1$$

Piano Dir x	P	d	d _r	V	h	θ	Piano Dir y	P	d	d _r	V	H	θ
3	1616.6	0.01677	0.00663	181.2	3	0.020	3	1616.6	0.0226	0.0086	181.2	3	0.026
2	4608	0.01014	0.00585	302.0	3	0.030	2	4608.0	0.0140	0.0090	302.0	3	0.046
1	7599.4	0.00429	0.00429	363.8	3	0.030	1	7599.4	0.0051	0.0051	363.8	3	0.035

Quando θ è compreso tra 0,1 e 0,2 gli effetti delle non linearità geometriche possono essere presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a $1/(1-\theta)$; θ non può comunque superare il valore 0,3.

Pertanto le non linearità geometriche possono essere trascurate.

APPLICAZIONE SU EDIFICIO A TELAIO IN C.A.

VERIFICHE PER GLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO

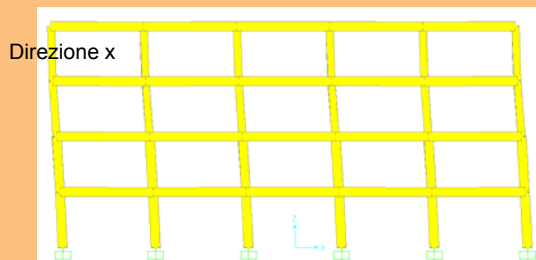
Verifiche in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali

Gli **spostamenti interpiano** d_r ottenuti dall'analisi allo SLD devono essere inferiori a:

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

$$d_r < 0,005 h$$

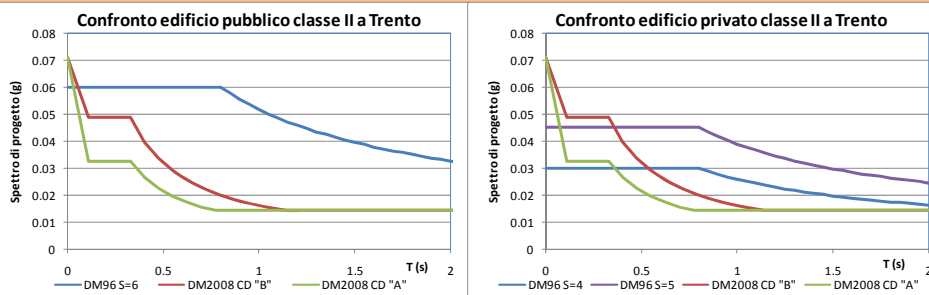
Piano Dir x	d	d _r	h	d _{r,max}	Piano Dir y	d	d _r	h	d _{r,max}
cop	0.0065	0.0011	3	0.015	cop	0.009	0.0016	3	0.015
3	0.0054	0.0021	3	0.015	3	0.0074	0.0029	3	0.015
2	0.0033	0.0019	3	0.015	2	0.0045	0.0028	3	0.015
1	0.0014	0.0014	3	0.015	1	0.0017	0.0017	3	0.015



CONFRONTO CON NORMATIVA D.M. 16/01/1996

SPETTRO DI PROGETTO DM1996-DM2008

Confrontiamo gli spettri di progetto nelle diverse normative per strutture intelaiate

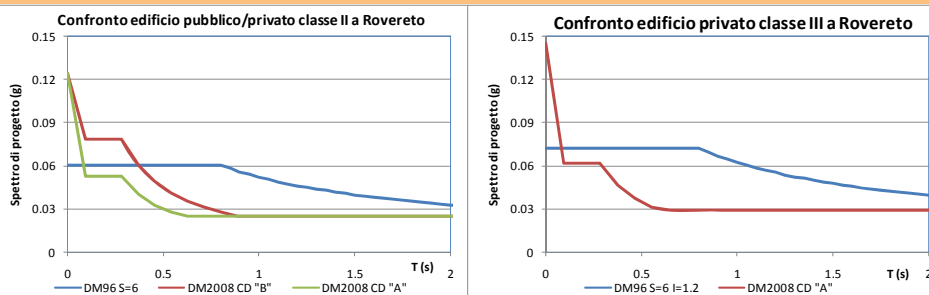


E' stato ipotizzato un sottosuolo di tipo A, struttura intelaiata in c.a. con fattore di struttura 3.9 (classe bassa) e 5.85 (classe alta), ubicazione a Trento centro ed edificio con più di un piano e più di una campata

CONFRONTO CON NORMATIVA D.M. 16/01/1996

SPETTRO DI PROGETTO DM1996-DM2008

Confrontiamo gli spettri di progetto nelle diverse normative per strutture intelaiate



E' stato ipotizzato un sottosuolo di tipo A, struttura intelaiata in c.a. con fattore di struttura 3.9 (classe bassa) e 5.85 (classe alta), ubicazione a Rovereto ed edificio con più di un piano e più di una campata

CONFRONTO CON NORMATIVA D.M. 16/01/1996**MASSE SISMICHE DM1996-DM2008**

Per il calcolo delle masse sismiche che contribuiscono al calcolo delle azioni sismiche abbiamo nelle due normative:

	DM 1996	DM 2008
Abitazioni e uffici non aperti al pubblico	0.33Q	0.3Q
Coperture	0.33Q	0
Locali suscettibili di affollamento	0.5Q	0.6Q
Locali suscettibili di grande affollamento	Q	0.6Q
Biblioteche	Q	0.8Q

Si può quindi evidenziare una generale riduzione delle masse sismiche e di conseguenza delle azioni sismiche a parità di spettro di accelerazione.

DM 1996

$$\alpha'_p \pm \gamma_e \alpha.$$

in cui α sono le sollecitazioni dovute al sisma convenzionale, γ_e è pari a 1,5, mentre α'_p si valuta con riferimento alla seguente combinazione, espressa in forma convenzionale:

$$\alpha'_p = \gamma_g G_k + \gamma_p P_k + \gamma_q \left[Q_k + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} Q_{ki}) \right]$$

DM 2008

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

CONFRONTO CON NORMATIVA D.M. 16/01/1996**DETTAGLI COSTRUTTIVI DM1996-DM2008 (COSTRUZIONI IN C.A.)**

(Circolare n°65/10 aprile 1997)

Nell'analisi sismica statica o dinamica occorre ricordare che le sollecitazioni vengono valutate in modo convenzionale. La convenzionalità è riconducibile **all'entità attribuita azioni sismiche** e all'ipotesi di comportamento **elastico lineare della struttura**; in realtà le azioni sismiche possono avere entità maggiore e quindi viene a cadere l'ipotesi di comportamento elastico lineare della struttura. La valutazione delle sollecitazioni conseguita in accordo con la normativa è idonea a conseguire il desiderato livello di sicurezza, purché la struttura possieda un **sufficiente grado di duttilità**. Per garantire l'effettivo conseguimento dei risultati desiderati è fondamentale assicurare un comportamento duttile della struttura. A tal fine vengono indicati **alcuni accorgimenti costruttivi** atti a conseguire una certa duttilità locale e globale.

(DM 14/01/2008)

Le costruzioni devono essere dotate di sistemi strutturali che garantiscano rigidità e resistenza nei confronti delle azioni sismiche. Le costruzioni soggette all'azione sismica devono essere progettate con comportamento strutturale **non-dissipativo** per gli **stati limite di esercizio** e **dissipativo** per gli **stati limite ultimi**. Per assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile si fa ricorso alla **gerarchia delle resistenze**. Si localizzano dunque le dissipazioni di energia in **zone "critiche"** a tal fine individuate e progettate. Esse debbono formarsi ove previsto e mantenere la capacità di trasmettere le sollecitazioni e di dissipare energia. Tali fini sono conseguiti se le parti **non dissipative ed i collegamenti** delle parti dissipative possiedono una **sovresistenza** sufficiente a consentire lo sviluppo della plasticizzazione ciclica.

CONFRONTO CON NORMATIVA D.M. 16/01/1996**LIMITI GEOMETRICI (COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO)**

(Circolare n°65/10 aprile 1997)

TRAVI:

La larghezza della trave, b , non deve essere minore di 20 cm e, per le travi "a spessore", non maggiore della larghezza del pilastro, aumentata da ogni lato di metà dell'altezza della sezione trasversale del pilastro stesso; Il rapporto b/h non deve essere minore di 0,25.

PILASTRI:

La dimensione minima della sezione trasversale non deve essere inferiore a 30 cm. Il rapporto L/b tra l'altezza netta e la minima dimensione trasversale non deve essere maggiore di: 16 se il pilastro è soggetto a momenti di segno opposto alle due estremità; 10 negli altri casi. Se gli indicati valori del rapporto L/b non sono rispettati, occorre eseguire una specifica verifica che tenga conto delle sollecitazioni indotte dagli effetti del 2° ordine.

(DM 14/01/2008)

TRAVI:

La larghezza b della trave deve essere ≥ 20 cm e, per le travi "a spessore", deve essere non maggiore della larghezza del pilastro, aumentata da ogni lato di metà dell'altezza della sezione trasversale della trave stessa, risultando comunque $<$ due volte la larghezza del pilastro ortogonale all'asse della trave. Le zone critiche si estendono, per CD "B" e CD "A", per una lunghezza pari rispettivamente a 1 e 1,5 volte l'altezza della sezione della trave.

PILASTRI:

La dimensione minima della sezione trasversale non deve essere inferiore a 250 mm. Se il fattore θ risulta $> 0,1$, l'altezza della sezione non deve essere inferiore ad $1/10$ della maggiore tra le distanze tra il punto in cui si annulla il momento flettente e le estremità del pilastro. La lunghezza della zona critica sia la maggiore tra: l'altezza della sezione, $1/6$ dell'altezza libera del pilastro, 45 cm, l'altezza libera del pilastro se questa è inferiore a 3 volte l'altezza della sezione.

CONFRONTO CON NORMATIVA D.M. 16/01/1996**LIMITAZIONI DI ARMATURA (COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO)**

(Circolare n°65/10 aprile 1997)

TRAVI:Armature longitudinali

Rapporto d'armatura inferiore e superiore

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \frac{7}{f_{yk}}$$

2 barre con \emptyset non inferiore a 12 mm devono essere presenti sup. e inf. per tutta la trave. A ciascuna estremità collegata con pilastri (zona critica), per $2d$, la percentuale di armatura compressa $\geq \frac{1}{2}$ di quella tesa. $1/4$ dell'armatura superiore necessaria alle estremità della trave deve essere mantenuta per tutto il bordo superiore della trave.

Armature trasversali

Nelle zone di attacco con i pilastri, per $2d$, devono essere previste staffe di contenimento. La prima staffa di contenimento entro 5cm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non maggiore di min ($1/4d$, $6\emptyset$ barre longitudinali, 15cm)

(DM 14/01/2008)

TRAVI:Armature longitudinali

Rapporto d'armatura tesa

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}}$$

2 barre con \emptyset non inferiore a 14 mm devono essere presenti sup. e inf. per tutta la trave. Nelle zone critiche la percentuale di armatura compressa $\geq \frac{1}{2}$ di quella tesa e comunque $> 1/4$ dell'armatura tesa.

Armature trasversali

Nelle zone critiche devono essere previste staffe di contenimento. La prima staffa di contenimento entro 5cm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non maggiore di min ($1/4d$, 175 , $6\emptyset$ barre longitudinali, $24\emptyset$ staffe) per CD "A" e ($1/4d$, 225 , $8\emptyset$ barre longitudinali, $24\emptyset$ staffe) per CD "B".

CONFRONTO CON NORMATIVA D.M. 16/01/1996**LIMITAZIONI DI ARMATURA (COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO)**

(Circolare n°65/10 aprile 1997)

PILASTRI:

Armature longitudinali

la percentuale di armatura longitudinale deve essere compresa tra i seguenti limiti:

$$1\% \leq \frac{A}{A_c} \leq 4\%$$

Per la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm.

Armature trasversali

Per un tratto dall'estremità del pilastro pari a max lato maggiore della sezione trasversale, 1/6 altezza netta del pilastro, 45 cm, devono essere rispettate le condizioni: barre disposte sugli angoli contenute dalle staffe; almeno 1 barra su 2 trattenuta da staffe interne o da legature; le barre non fissate a meno di 15 cm da una barra fissata.

Ø minimo staffe pari a 8 mm e passo pari a min (6Ø barre longitudinali, ¼ lato minore della sezione trasversale, 15cm). Nelle parti intermedie del pilastro passo staffe pari (10Ø barre longitudinali, 1/2 lato minore, 25cm).

(DM 14/01/2008)

PILASTRI:

Armature longitudinali

la percentuale di armatura longitudinale deve essere compresa tra i seguenti limiti:

$$1\% \leq \rho \leq 4\%$$

Per la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm.

Armature trasversali

Nelle zone critiche devono essere rispettate le condizioni: barre disposte sugli angoli contenute dalle staffe; almeno 1 barra su 2 trattenuta da staffe interne o da legature; le barre non fissate a meno di 15cm (CD "A") e 20cm (CD "B") da una barra fissata. Staffe disposte ad un passo non maggiore di min (1/3 min sezione, 125, 6Ø barre longitudinali) per CD "A" e (1/2 min sezione, 175, 8Ø barre longitudinali) per CD "B". Si deve disporre min

$$\frac{A_s}{s} \geq \begin{cases} 0,08 \frac{f_{ct} \cdot b_s}{f_{ct}} & \text{per CD "A" al di fuori della zona critica e per CD "B"} \\ 0,12 \frac{f_{ct} \cdot b_s}{f_{ct}} & \text{per CD "A"} \end{cases}$$

***Grazie per l'attenzione!***

Ing. Leonardo Vulcan
Provincia Autonoma di Trento