



CITTA' DI SCAFATI
*Croce al Valor Militare e
Medaglia d'oro alla Resistenza*

CITTA' DI SCAFATI

(Provincia di Salerno)

Lavori di Adeguamento Sismico della Scuola Elementare e Materna Ferdinando II di
Borbone di Via Genova – CUP: G83H19000720001

CORPO C

PNRR: Missione 5-Componente 2 Investimento/Subinvestimento 2.1 "Rigenerazione Urbana"

STAZIONE APPALTANTE

Comune di Scafati (SA) – Via P. Melchiade - 84018

Settore VI – LL.PP. e Manutenzione

Descrizione

PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO
Relazione di calcolo stato di progetto

Codice

C_RT_06



Scala

-

Il R.U.P.

Arch. Mirko Sasso

Scafati, 2 maggio 2023

Il RTP

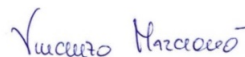
Ing. Massimo Viglianisi
Ing. Vincenzo Marcianò
Ing. Girolamo Siciliano

Ing. Massimo
Viglianisi

Dott. Ing. Massimo VIGLIANISI
Iscrizione all'Albo n° A 3245
alla Sezione degli Ingegneri (Sez. A)
- Settore civile e ambientale
ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROVINCIA DI REGGIO CALABRIA



Ing. Vincenzo
Marcianò

Ing. Girolamo
Siciliano

Dott. Ing. Girolamo SICILIANO
Iscrizione all'Albo n° A 3656
alla Sezione degli Ingegneri (Sez. A)
- Settore civile e ambientale
ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROVINCIA DI REGGIO CALABRIA



Indice

CAPITOLO 1.....	2
Premessa.....	2
Oggetto	2
Quadro normativo adottato.....	2
CAPITOLO 2.....	2
Modellazione della struttura.....	2
Sicurezza e prestazioni attese.....	4
Verifiche	4
CAPITOLO 3.....	5
Azioni sulla costruzione	5
Azione sismica.....	9
Vita nominale e Classe d'uso	10
Periodo di riferimento per l'azione sismica	11
Spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali.....	12
Fattore di Comportamento.....	14
ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO.....	15
CAPITOLO 4.....	15
Descrizione e condizioni di applicabilità del metodo - Analisi Dinamica Lineare	15
Analisi svolte.....	16
Analisi storico critica	16
Rilievo	17
Livello di conoscenza.....	17
Caratterizzazione meccanica dei materiali.....	19
Classificazione dei meccanismi duttili e fragili e relative verifiche	20
Risultati dell'analisi dinamica modale.....	21
VERIFICA DEL GIUNTO TECNICO.....	31

CAPITOLO 1

Premessa

Il seguente elaborato costituisce la relazione di calcolo strutturale, comprensiva di una descrizione generale dell'opera e dei criteri generali di analisi e verifica come previsto al § 10.1 del Decreto ministeriale 17 gennaio 2018 “Aggiornamento Norme Tecniche per le Costruzioni” di seguito denominato NTC18 e dalla relativa Circolare del 21 Gennaio 2019 n. 7.

Oggetto

La descrizione dell'edificio nel suo stato di fatto e gli interventi previsti sono riportati in maniera dettagliata nella relazione tecnica descrittiva sugli interventi allegata.

Quadro normativo adottato

Nella redazione del progetto e nello sviluppo delle analisi vengono rispettate le seguenti normative tecniche:

- Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni;
- Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 gennaio 2019 n. 7 – Istruzioni per l'applicazione dell' aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018 (Supplemento Ordinario alla Gazzetta Ufficiale n. 35 del 11 febbraio 2019).

CAPITOLO 2

Modellazione della struttura

Il paragrafo 7.2.6. delle Norme tecniche stabilisce che il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidità e resistenza, con particolare attenzione alle situazioni nelle quali componenti orizzontali dell'azione sismica possono produrre forze verticali. Il modello tridimensionale messo a punto per l'analisi della struttura è costituito di elementi monodimensionali tipo frame che consentono la modellazione di travi e pilastri. Il modello della struttura rappresenta in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa rigidità e resistenza. Gli elementi strutturali non portanti (tamponature, tramezzi, solai) sono stati considerati nelle analisi unicamente come carichi assegnati alle travi. Gli impalcati, a cui è affidato il compito di ridistribuire sugli elementi verticali le forze d'inerzia indotte dal sisma, sono stati considerati infinitamente rigidi nel loro piano (inserimento di diaframmi di piano). Nelle figure successive è riportato il modello agli elementi finiti utilizzato per effettuare le analisi e le verifiche.

La corretta modellazione degli elementi strutturali è uno dei passaggi più importanti nell'iter progettuale in quanto da essa dipendono tutti i risultati che nelle fasi successive verranno analizzate per le verifiche. La

procedura di modellazione è un processo attraverso il quale si passa dalla struttura reale al modello numerico di calcolo con il quale si cerca di simulare la possibile risposta dell'opera sottoposta alle azioni esterne. Per la modellazione della struttura si adotta un modello tridimensionale a comportamento elastico lineare, impiegando elementi finiti monodimensionali rettilinei sia per le travi che per i pilastri. Per simulare la presenza del solaio, considerato rigido nel proprio piano, viene assegnato ai nodi di ogni piano una condizione di vincolo che costringe tutti i nodi che appartengono allo stesso impalcato a spostarsi in maniera coerente con l'ipotesi di diaframma infinitamente rigido nelle traslazioni lungo gli assi X e Y e nelle rotazioni attorno all'asse Z (asse verticale).

Il peso del solaio (peso proprio + carichi permanenti + sovraccarichi variabili) è assegnato come carico distribuito alle travi in funzione delle aree di influenza. Le masse sono assegnate direttamente agli elementi che modellano le travi ed i pilastri. In Figura 1 sono riportate alcune viste del modello strutturale agli elementi finiti.

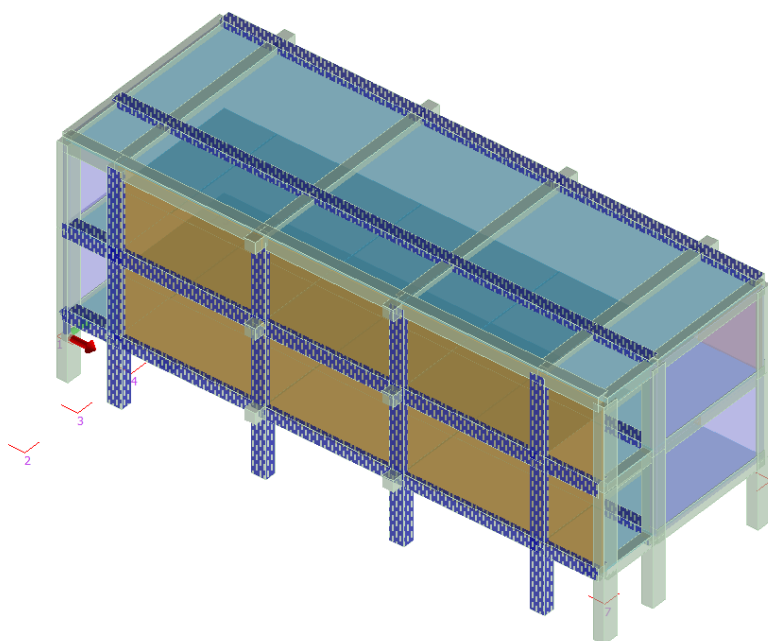


Figura 1 - Vista del modello strutturale ad elementi finiti.

Il modello della sovrastruttura per la valutazione delle azioni sismiche è assunto incastrato alla base in quanto tale modellazione massimizza le azioni sulla struttura stessa mentre è stato implementato un secondo modello nel quale si è verificata la sola fondazione su suolo elastico alla Winkler. La normativa vigente sembra preferire tale metodologia di modellazione come indicato al par. 7.2.6 delle NTC2018 nel quale è riportato che in fase di modellazione di una struttura oggetto di analisi è consentita la modellazione della sovrastruttura assegnando dei vincoli di incastro alla base dei pilastri e calcolare, poi, la sola fondazione su suolo elastico, assegnando come carichi le reazioni vincolari della sovrastruttura incastrata alla base.

Sicurezza e prestazioni attese

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

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

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

Verifiche

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si ottiene con il “metodo dei coefficienti parziali” di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

in cui:

R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto $R_{Di} = R_{ki}\gamma_{Mi}$ della resistenza dei materiali ed ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{Dj} = F_{Kj}\gamma_{Fj}$ delle azioni combinate come indicato nel § 2.5.3 (NTC) o direttamente $E_{Dj} = E_{Kj}\gamma_{Ej}$.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e γ_{Fj} , associati rispettivamente al materiale i-esimo e all'azione j-esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

CAPITOLO 3

Azioni sulla costruzione

Si riportano in seguito l'analisi dei principali carichi agenti sulla struttura in esame. In particolare si riporta l'analisi dei carichi del solaio primo e secondo impalcato

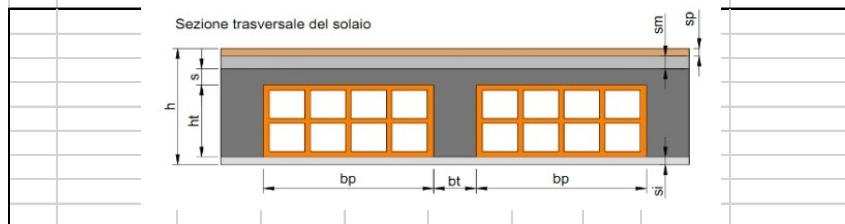
ANALISI DEI CARICHI SOLAIO IN LATERO-CEMENTO			
Caratteristiche geometriche			
Lunghezza pignatta	b_p	40.00 cm	
Larghezza pignatta	l_p	25.00 cm	
Altezza pignatta	h_t	20.00 cm	
Base travetto	b_t	10.00 cm	
Interasse travetti	i	50.00 cm	
Spessore soletta armata	s	5.00 cm	
Spessore massetto	s_m	7.00 cm	
Spessore pavimento	s_p	1.50 cm	
Spessore intonaco inferiore	s_i	1.50 cm	
Altezza complessiva solaio	h	35.00 cm	
Numero di travetti per metro quadro di solaio	n	2.00	
Numero di pignatte per metro quadro di solaio	n	8.00	
Pesi per unità di volume e di superficie dei materiali			
Peso per unità di volume calcestruzzo armato	γ_{ds}	25.00 kN/mc	
Peso per unità di volume acciaio	γ_{acc}	78.50 kN/mc	
Peso per unità di volume pignatte	γ_{iat}	5.0 kN/mc	
Peso per unità di volume massetto	γ_{mas}	20.00 kN/mc	
Peso per unità di volume pavimentazione	γ_{pav}	27.00 kN/mc	
Peso per unità di volume intonaco	γ_{int}	20.00 kN/mc	
Si ottiene dunque:			
Carichi permanenti strutturali (G_1)			
Peso proprio travetti		1.00 kN/mq	
Peso proprio soletta collaborante		1.25 kN/mq	
<i>Totale carichi permanenti strutturali</i>		2.25 kN/mq	
Carichi permanenti non strutturali (G_2)			
Peso proprio pignatte		0.80 kN/mq	
Peso proprio massetto		1.40 kN/mq	
Peso proprio pavimento		0.41 kN/mq	
Peso proprio intonaco inferiore		0.30 kN/mq	
Incidenza tramezzi		1.60 kN/mq	
<i>Totale carichi permanenti non strutturali</i>		4.50 kN/mq	
Carichi accidentali (Q_k)			
Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento		3.00 kN/mq	
Categoria/Azione variabile			
Ambienti suscettibili di affollamento	ψ_{01}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
	0.7	0.7	0.6

Secondo quanto riportato nella normativa vigente, i tramezzi e gli impianti leggeri degli edifici per abitazioni e per uffici potranno assumersi, in genere, come carichi equivalenti distribuiti, purché i solai abbiano adeguata capacità di ripartizione trasversale. Per gli orizzontamenti degli edifici per abitazioni e per uffici, il peso proprio di elementi divisorii interni potrà essere ragguagliato ad un carico permanente uniformemente distribuito G_2 , purché vengano adottate le misure costruttive atte ad assicurare una adeguata ripartizione del carico. Il carico uniformemente distribuito G_2 potrà essere correlato al peso proprio per unità di lunghezza G_2 delle partizioni nel modo seguente:

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

Per il solaio di copertura si è assunto:

ANALISI DEI CARICHI SOLAIO IN LATERO-CEMENTO



Caratteristiche geometriche		
Lunghezza pignatta	b_p	40.00 cm
Larghezza pignatta	l_p	25.00 cm
Altezza pignatta	h_t	25.00 cm
Base travetto	b_t	10.00 cm
Interasse travetti	i	50.00 cm
Spessore soletta armata	s	5.00 cm
Spessore massetto	s_m	7.00 cm
Spessore pavimento	s_p	1.50 cm
Spessore intonaco inferiore	s_i	1.50 cm
Altezza complessiva solaio	h	40.00 cm
Numero di travetti per metro quadro di solaio	n	2.00
Numero di pignatte per metro quadro di solaio	n	8.00

Pesi per unità di volume e di superficie dei materiali		
Peso per unità di volume calcestruzzo armato	γ_{cls}	25.00 kN/mc
Peso per unità di volume acciaio	γ_{acc}	78.50 kN/mc
Peso per unità di volume pignatte	γ_{iat}	5.0 kN/mc
Peso per unità di volume massetto	γ_{mas}	20.00 kN/mc
Peso per unità di volume pavimentazione	γ_{pav}	27.00 kN/mc
Peso per unità di volume intonaco	γ_{int}	20.00 kN/mc

Si ottiene dunque:

Carichi permanenti strutturali (G_1)	
Peso proprio travetti	1.25 kN/mq
Peso proprio soletta collaborante	1.25 kN/mq
<i>Totale carichi permanenti strutturali</i>	2.50 kN/mq

Carichi permanenti non strutturali (G_2)	
Peso proprio pignatte	1.00 kN/mq
Peso proprio massetto	1.40 kN/mq
Peso proprio pavimento	0.41 kN/mq
Peso proprio intonaco inferiore	0.30 kN/mq
Incidenza tramezzi	0.00 kN/mq
<i>Totale carichi permanenti non strutturali</i>	3.10 kN/mq

Le tamponature esterne sono state portate in conto come carichi agenti sulle travi come di seguito riportato

ANALISI DEI CARICHI TAMPONATURA ESTERNA			
Caratteristiche geometriche			
Spessore intonaco interno	$S_{int,int}$	1.50 cm	
Spessore muratura in mattoni forati	S_{mur}	30.00 cm	
Spessore intonaco esterno	$S_{int,ext}$	1.50 cm	
Spessore complessivo tamponatura	s	33.00 cm	
Pesi per unità di volume e di superficie dei materiali			
Peso per unità di volume intonaco interno	$\gamma_{int,int}$	20.00 kN/mc	
Peso per unità di volume muratura in mattoni forati comprensivo di malta	γ_{mur}	9.00 kN/mc	
Peso per unità di volume intonaco esterno	$\gamma_{int,ext}$	20.00 kN/mc	
Carichi permanenti non strutturali (G_2)			
Peso proprio intonaco interno		0.30 kN/mq	
Peso proprio muratura in mattoni forati per tamponatura esterna		2.70 kN/mq	
Peso proprio intonaco esterno		0.30 kN/mq	
		<i>Totale carichi permanenti non strutturali</i>	3.30 kN/mq
Peso specifico muratura equivalente comprensivo di intonaco e malta			11.0 kN/mc

ed in particolare si è tenuto conto della presenza delle aperture e dell'effettivo sviluppo in altezza della tamponatura esistente considerando un'aliquota di riduzione del 30% in presenza di aperture.

NOTA: I setti del piano seminterrato saranno scollegati dalla struttura e pertanto non saranno considerati come elementi strutturali nel modello agli elementi finiti.

Sul solaio di copertura è stato considerato il carico da neve come di seguito riportato

Zona Neve = III

Periodo di ritorno, $T_r = 50$ anni

$C_{tr} = 1$ per $T_r = 50$ anni

C_e (coeff. di esposizione al vento) = 1.00

Valore caratteristico del carico al suolo = $q_{sk} C_e C_{tr} = 0.60$ kN/mq

Copertura ad una falda:

Angolo di inclinazione della falda $\alpha = 0.0^\circ$

- Copertura piana $W = 10.0$ m, $L = 50.0$ m $\Rightarrow L_c = 18.0$, $C_{ef} = 1.000$

$m_1 = 0.80 \Rightarrow Q_1 = 0.48$ kN/mq

Inoltre, poiché il comune di Scafati è compreso nella zona rossa 2 (R2) cioè in un'area esposta all'invasione di flussi piroclastici e, pertanto, "soggetta ad alta probabilità di crolli delle coperture degli edifici per importanti accumuli di materiale piroclastico" è stato considerato, in accordo con quanto indicato nella relazione geologica, un "carico massimo per probabilità di superamento del 10%" di 700 Kg/mq".

Azione sismica

Per la definizione dei parametri di pericolosità sismica di base si rimanda a quanto indicato nella relazione sulla pericolosità sismica di base.

Gli spettri elastici sono definiti mediante le espressioni seguenti:

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

nelle quali T ed S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale.

Inoltre:

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_S \cdot S_T$$

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica (nel caso in esame valutato da RSL specifica) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.VI delle NTC08);

η è il fattore che consente di modificare lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione:

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

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2.2;

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:

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

dove T^*C viene definito nel § 3.2 delle NTC18 e CC è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.V delle NTC18);

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante,

$$T_C = T_B/3$$

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

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

La tabella sottostante riporta i parametri di pericolosità sismica del sito ove sorgono gli edifici oggetto dell'intervento:

T_R : tempo di ritorno dell'evento sismico di progetto;

a_g : accelerazione massima al suolo con probabilità di superamento del 5% nel periodo di riferimento ai fini della verifica della struttura.

La normativa prevede la verifica nei confronti di uno o più stati limite, facendo riferimento ad un evento sismico, definito in termini di probabilità di superamento in un certo intervallo di tempo, o di periodo di ritorno. La normativa definisce i valori della probabilità di superamento P_{vr} per i diversi stati limite, associati ad un periodo di riferimento.

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

Il periodo di riferimento VR per l'azione sismica, viene determinato come prodotto di due valori:

$$VR = VN \cdot CU$$

Vita nominale e Classe d'uso

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tabella 1.

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di VN (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazione ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazione elevati	100

Tabella 1 – Vita nominale V_N per i diversi tipi di opere (NTC18- Tab. 2.4.I)

L'edificio in esame appartiene alla Classe d'uso III "Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi."
Con vita nominale pari a 50 anni.

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in 4 classi d'uso, definite come segue:

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

Periodo di riferimento per l'azione sismica

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

$$V_R = V_N \times C_U$$

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente C_U	0.7	1	1.5	2

Tabella 2 - Valori del coefficiente d'uso C_U (NTC18- Tab. 2.4.II)

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella Tabella 2 delle NTC 18. Posto $V_N = 50$ e ricavato $C_U = 1.5$, si trova $V_R = 75$.

Dal periodo di riferimento V_R e dalla probabilità di superamento P_{VR} si può calcolare il periodo di ritorno dell'evento sismico T_R :

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

Con riferimento al periodo di ritorno si valuta la pericolosità sismica, definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$.

La normativa definisce l'azione sismica agente sulla struttura oltre che in termini di accelerazione massima attesa, anche attraverso lo spettro di risposta elastico in accelerazione. Lo spettro di risposta fornito dalla normativa rappresenta un involucro degli spettri di risposta elastica dei terremoti attesi in un assegnato sito. L'azione sismica prevista da normativa prevede due direzioni orizzontali e una verticale, tra loro indipendenti. Le costruzioni devono essere dotate di sistemi strutturali che garantiscano rigidità e resistenza nei confronti delle due componenti ortogonali orizzontali delle azioni sismiche.

Spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali

Si riportano di seguito gli spettri elastici corrispondenti ai diversi stati limite.

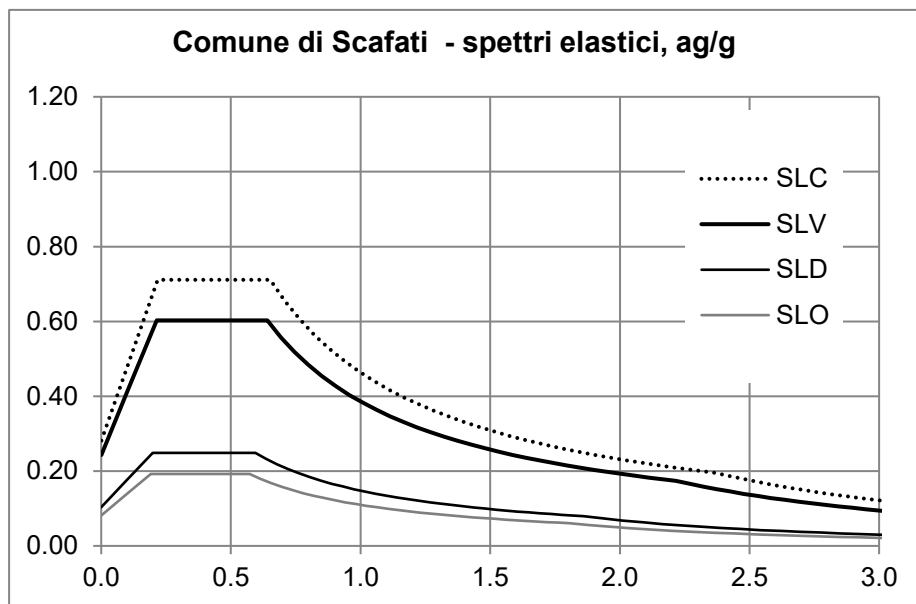


Figura 2 - Spettri elastici per i diversi stati limite

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

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

in cui:

- G1 = peso proprio di tutti gli elementi strutturali
- G2 = peso proprio di tutti gli elementi non strutturali
- Qk = sovraccarichi variabili

Ψ_{2j} = coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi permanente della azione variabile Q_{kj} .

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

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

essendo:

E l'azione sismica per lo stato limite in esame;

Gk il valore caratteristico delle azioni permanenti;

Qkj il valore caratteristico della azione variabile Q_j ;

Ψ_{2j} coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi permanente della azione variabile Q_j .

I valori dei coefficienti Ψ_{2j} sono riportati nella Tabella 3

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
A Ambienti ad uso residenziale	0.7	0.5	0.3
B Uffici	0.7	0.5	0.3
C Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6
D Ambienti ad uso commerciale	0.7	0.7	0.6
E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1	0.9	0.8
F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0.7	0.7	0.6
G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0.7	0.5	0.3
H Coperture	0	0	0
Vento	0.6	0.2	0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0.5	0.2	0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0.7	0.5	0.2
Variazioni termiche	0.6	0.5	0

Tabella 3 – Valori dei coefficienti di combinazione (NTC18 Tab. 2.5.I)

In aggiunta all'eccentricità effettiva è stata considerata un'eccentricità accidentale e_{ai} , sommando agli effetti sismici quelli dovuti ai momenti $M_i = e_{ai} \cdot F_i$ (con $F_i = m_i \cdot S_e(T_i)$), ossia spostando il centro di massa di ogni piano, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a +/- 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica.

Le due componenti orizzontali dell'azione sismica sono state considerate agenti simultaneamente. Le combinazioni di carico adottate sono di seguito riportate:

$$G + 0.3 Q \pm \{(S_x \pm E_x) \pm 0.3(S_y \pm E_y)\}$$

$$G + 0.3 Q \pm \{(S_y \pm E_y) \pm 0.3(S_x \pm E_x)\}$$

In cui:

G = carichi permanenti

Q = carichi accidentali ridotti attraverso i coefficienti Ψ_{2i}

S_x = azione sismica agente in direzione X

S_y = azione sismica agente in direzione Y

E_x = effetto dovuto all'eccentricità accidentale dell'azione sismica agente in direzione X

E_y = effetto dovuto all'eccentricità accidentale dell'azione sismica agente in direzione Y

Fattore di Comportamento

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo, il valore del fattore di comportamento q , da utilizzare per lo stato limite considerato e nella direzione considerata per l'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e tiene conto, convenzionalmente, delle capacità dissipative del materiale. Le strutture possono essere classificate come appartenenti ad una tipologia in una direzione orizzontale e ad un'altra tipologia nella direzione orizzontale ortogonale alla precedente, utilizzando per ciascuna direzione il fattore di comportamento corrispondente.

Il limite superiore q_{lim} del fattore di comportamento relativo allo SLV è calcolato tramite la seguente espressione:

$$q_{lim} = q_0 \times K_R$$

dove:

- q_0 è il valore base del fattore di comportamento allo SLV, i cui massimi valori sono riportati in Tab. 7.3. Il in dipendenza della Classe di Duttività, della tipologia strutturale, del coefficiente λ di cui al 7.9.2.1 e del rapporto $\alpha u/\alpha_1$ tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la plasticizzazione in un numero di zone dissipative tale da rendere la struttura un meccanismo e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione; la scelta di q_0 deve essere esplicitamente giustificata;

- K_R è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0.8 per costruzioni non regolari in altezza.

Per costruzioni regolari in pianta, qualora non si proceda a un'analisi non lineare finalizzata alla sua valutazione, per il rapporto $\alpha u/\alpha_1$, possono essere adottati i valori indicati nei paragrafi successivi per le diverse tipologie costruttive.

Per le costruzioni non regolari in pianta, si possono adottare valori di $\alpha u/\alpha_1$ pari alla media tra 1 e i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

Per le costruzioni esistenti tutti gli elementi strutturali duttili devono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta del fattore di comportamento q , che per il caso specifico varia tra 1.5 e 3, sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.

Tutti gli elementi strutturali fragili devono, invece soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta per $q=1.5$ sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.

Per il calcolo della resistenza di elementi/meccanismi fragili, si impiegano le proprietà dei materiali esistenti direttamente ottenute da prove in sito e da eventuali informazioni aggiuntive, divise per i fattori di confidenza e per il fattore di conoscenza. Per le verifiche duttili, si impiegano le proprietà dei materiali esistenti direttamente ottenute da prove in sito divise per il fattore di conoscenza;

Nel caso in esame è stato considerato un fattore di comportamento pari a 3.0 per le verifiche duttili dettato da considerazioni sulla regolarità della struttura.

ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO

Per la realizzazione dei modelli strutturali è stato utilizzato il seguente programma di calcolo:

Titolo:	PROSAP
Produttore:	2SI
Distributore:	2SI
Versione:	22.5.2

CAPITOLO 4

METODI DI ANALISI E COMBINAZIONI DI VERIFICA

La normativa ammette quattro metodi di analisi caratterizzati da complessità e accuratezza crescenti:

- analisi statica lineare;
- analisi dinamica lineare;
- analisi statica non lineare o Push-Over;
- analisi dinamica non lineare

Nel caso specifico, per le verifiche è stata impiegata l'analisi dinamica lineare.

Descrizione e condizioni di applicabilità del metodo - Analisi Dinamica Lineare

L'Analisi Dinamica Lineare, associata allo spettro di risposta di progetto, è da considerarsi il metodo più diffuso per la definizione delle sollecitazioni di progetto, e va applicata ad un modello tridimensionale dell'edificio. Questo tipo di analisi prevede un'analisi modale iniziale per l'individuazione delle caratteristiche modali effettive della struttura. Le forme modali consentono di definire delle distribuzioni di forze orizzontali che tengono conto anche di eventuali fenomeni torsionali per strutture irregolari. Lo scopo è quello di sollecitare la struttura con distribuzioni di forze statiche proporzionale ai modi propri di vibrare della struttura, ottenendo la risposta dinamica come combinazione lineare delle risposte ottenute con le singole distribuzioni. L'analisi dinamica modale può essere utilizzata per valutare il modo principale di vibrazione in ciascuna direzione (quello cui corrisponde il massimo valore del coefficiente di partecipazione delle masse).

L'analisi prevede il calcolo, tramite lo spettro di risposta in pseudo-accelerazione, dei valori massimi di sollecitazioni e spostamenti associati a ciascun modo di vibrare della struttura, ipotizzata elastica lineare; quindi, segue la combinazione della risposta secondo le comuni regole di combinazione modale, calibrate su strutture a telaio, SRSS (Square Root of Sum of Squares), o CQC (Complete Quadratic Combination), presupponendo valido il principio di sovrapposizione degli effetti.

L'analisi modale a spettro di risposta possiede sicuramente una maggiore accuratezza nel prevedere la risposta sismica, rispetto all'analisi statica lineare; il vantaggio di tale analisi risiede nella capacità di cogliere il comportamento torsionale delle strutture attraverso l'applicazione di coppie torcenti di piano. Grazie a ciò,

è possibile estendere il campo di applicazione di tale procedura a un più vasto insieme di strutture, ossia a strutture spaziali irregolari, di discreta altezza o molto deformabili.

Questa tipologia di analisi appartiene ancora alla classe delle analisi lineari, quindi è affetta, come quella statica, dai problemi e dalle limitazioni proprie di questa classe di metodi. Tali procedure non sono in grado di cogliere i cambiamenti nella risposta dinamica della struttura, che si verificano man mano che i singoli elementi entrano in campo anelastico; non consentono inoltre di dedurre informazioni sulla distribuzione della domanda di duttilità della struttura.

I metodi di analisi elastico-lineari possono in parte tener conto del comportamento non lineare tramite un fattore di struttura q , che permette di ridurre lo spettro di risposta elastico; per operare questa riduzione è necessario garantire una sufficiente duttilità, mediante un opportuno rispetto dei dettagli strutturali così come indicato in normativa ed in accordo con la teoria della gerarchia delle esistenze (capacity-design).

Analisi svolte

Seguendo quanto descritto al §8.5 dell'NTC 2018, si definisce l'iter progettuale per una corretta valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti:

- 1) **Analisi storico-critica:** è di fondamentale importanza, in quanto lo strumento che guida il progettista nella ricostruzione dello stato di sollecitazione attuale alla luce delle modifiche e degli eventi che hanno interessato l'edificio nel tempo;
- 2) **Rilievo:** è il primo passo quando ci si approccia ad un edificio esistente, si definisce lo stato attuale della costruzione mediante rilievi plano-altimetrici, strutturali e dello stato di danno e deformativo della struttura;
- 3) **Caratterizzazione meccanica dei materiali:** consiste nella valutazione della capacità di resistenza dei materiali mediante indagini svolte in sito o in laboratorio;
- 4) **Definizione dei livelli di conoscenza e dei conseguenti fattori di confidenza:** la norma definisce dei coefficienti riduttivi delle proprietà meccaniche dei materiali che si riducono al crescere del grado di approfondimento delle indagini;
- 5) **Analisi strutturale e valutazione della sicurezza del sistema strutturale esistente;**
- 6) **Proposta degli interventi di adeguamento.**

Analisi storico critica

Al capitolo 8.5.1. le NTC 2018 scrivono: *“Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale e del suo stato di sollecitazione è importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dalla costruzione, nonché gli eventi che l'hanno interessata.”*

La conoscenza della storia di un fabbricato è un elemento indispensabile, sia per la valutazione della sicurezza attuale, sia per la definizione degli interventi e la previsione della loro efficacia. L'analisi storica è stata finalizzata a comprendere le vicende costruttive, i dissesti, i fenomeni di degrado, le trasformazioni operate dall'uomo che possono aver prodotto cambiamenti nell'assetto statico originario, gli eventi sismici che lo hanno interessato e agli eventuali danni rilevati. In tal senso l'indagine storica diventa una fonte di conoscenza finalizzata all'interpretazione del comportamento strutturale.

L'analisi ha previsto il reperimento di tutti i documenti disponibili sulle origini del fabbricato quali, ad esempio, elaborati e relazioni progettuali della prima realizzazione della costruzione e di eventuali successivi interventi, elaborati e rilievi già prodotti, con particolare riferimento a :

- l'epoca di costruzione;
- le tecniche, le regole costruttive e, se esistenti, le norme tecniche dell'epoca di costruzione;
- la forma originaria e le successive modifiche;
- i traumi subiti e le alterazioni delle condizioni al contorno;
- le deformazioni, i dissesti e i quadri fessurativi, con indicazioni, ove possibile, della loro evoluzione nel tempo;
- gli interventi di consolidamento pregressi;
- gli aspetti urbanistici e storici che hanno regolato lo sviluppo dell'aggregato edilizio di cui l'edificio è parte.

Rilievo

Si tratta di una procedura fondamentale per l'acquisizione dei dati necessari per la realizzazione di un modello di calcolo rappresentativo dell'edificio esistente. L'indagine consiste nella definizione della geometria strutturale e dei dettagli costruttivi. L'NTC 2018 al §8.5.2. scrive:

“Il rilievo deve individuare l'organismo resistente della costruzione, tenendo anche presenti la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi. Dovranno altresì essere rilevati i dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno.”

Questa prima fase è necessaria anche per individuare eventuali danni presenti nell'edificio e/o situazioni critiche che possono comportare una crisi imminente e dei meccanismi di danno. Il rilievo è stato finalizzato alla definizione sia della geometria esterna, sia dei dettagli di tutti gli elementi costruttivi effettivamente raggiungibili, con funzione strutturale o meno.

Per gli elementi aventi funzione strutturale la geometria esterna deve essere sempre descritta in maniera la più completa possibile, allo scopo di ottenere un modello di calcolo affidabile, mentre i dettagli, spesso occultati alla vista (come ad esempio la disposizione delle armature), sono stati rilevati a campione, estendendo poi le valutazioni agli altri elementi operando per analogia, anche in forza delle norme vigenti e delle consuetudini costruttive all'epoca della costruzione.

Livello di conoscenza

Sulla base di quanto indicato nelle NTC 2018 si hanno tre livelli di conoscenza, ordinati per livello di informazione crescente:

- LC1: Livello di conoscenza limitata;
- LC2: Livello di conoscenza adeguata;
- LC3: Livello di conoscenza accurata.

Gli aspetti da considerare nella definizione dei livelli di conoscenza sono:

- Geometria: schema geometrico-strutturale;
- Dettagli costruttivi: disposizione di armatura, ancoraggi, staffe per strutture in c.a.;

- Materiali: proprietà meccaniche dei materiali;
- Connessioni tra i diversi elementi e loro presumibili modalità di collasso.

La Circolare Ministeriale del 2019 fornisce poi una guida alla stima dei Fattori di Confidenza (FC) definiti con riferimento ai tre Livelli di Conoscenza (LC) crescenti, definiti dalla normativa.

- LC1: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, il rilievo geometrico completo, indagini limitate sui dettagli costruttivi e prove limitate sulle caratteristiche meccaniche dei materiali. Il corrispondente fattore di confidenza per questo livello di conoscenza è:

$$FC = 1,35$$

- LC2: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, il rilievo geometrico completo, indagini estese sui dettagli costruttivi e prove estese sulle caratteristiche meccaniche dei materiali.

Il corrispondente fattore di confidenza per questo livello di conoscenza è:

$$FC = 1,2$$

- LC3: si intende raggiunto quando siano stati effettuati l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, il rilievo geometrico, completo ed accurato in ogni sua parte, indagini esaustive sui dettagli costruttivi e prove esaustive sulle caratteristiche meccaniche dei materiali.

Il corrispondente fattore di confidenza per questo livello è da applicarsi limitatamente ai valori di quei parametri per i quali sono state eseguite le prove e le indagini su citate ed è:

$$FC = 1$$

La Circolare Ministeriale fornisce le seguenti tabelle per gli edifici in cemento armato per chiarire quantitativamente quando i rilievi effettuati possono essere definiti "limitati", "estesi" e "esaustivi", distinguendo il caso dei dettagli costruttivi e dei collegamenti.

Tabella C8.5.V – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prova per edifici di c.a.

Livello di Indagini e Prove	Rilievo(dei dettagli costruttivi) ^(a)	Prove (sui materiali) ^{(b)(c)(d)}
	Per ogni elemento "primario" (trave, pilastro)	
<i>limitato</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
<i>esteso</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
<i>esaustivo</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

Tabella 1 Definizione dei livelli di rilievo per edifici in c.a., Fonte: Tabella C8.5.V Circolare Ministeriale 2019

Le quantità indicate assumono carattere di validità generale e possono essere interpretate a seconda dei particolari casi.

I fattori di confidenza descritti hanno un duplice utilizzo, descritto al C8.7.2.2. della Circolare Ministeriale del 2019:

- 1) Per definire le resistenze dei materiali da utilizzare nelle formule di capacità degli elementi duttili e fragili: le resistenze medie, ottenute dalle prove in situ e dalle informazioni aggiuntive devono essere divise per i fattori di confidenza;
- 2) Per determinare le sollecitazioni trasmesse dagli elementi/meccanismi duttili a quelli fragili: in questo caso le resistenze medie degli elementi duttili, ottenute dalle prove in situ e dalle informazioni aggiuntive, devono essere moltiplicate per i fattori di confidenza.

I fattori di confidenza sono dunque dei coefficienti che tengono conto delle carenze nella conoscenza dei parametri del modello. Lo scopo di questi coefficienti è quello di aggravare le verifiche a favore di sicurezza, in ogni situazione in cui sia presente un certo grado di incertezza.

Nel caso in esame, come riportato nella relazione sul livello di conoscenza, è stato assunto un livello di conoscenza pari a LC2 cui corrisponde un fattore di confidenza $F_c = 1.20$.

La conoscenza delle caratteristiche dei materiali sarà ancora basata sulla documentazione disponibile e su prove in situ. Il paragrafo 8.5.3 delle Norme Tecniche stabilisce che:

“le indagini dovranno essere motivate, per tipo e quantità, dal loro effettivo uso nelle verifiche, nel caso di beni culturali e nel recupero di centri storici, dovrà essere considerato l’impatto in termini di conservazione del bene”.

La normativa prescrive l’utilizzo di prove sia di tipo distruttivo che non distruttivo, ai fini di una caratterizzazione meccanica dei materiali. I valori delle resistenze dei materiali vengono desunti dalle prove effettuate prescindendo dalle classi discretizzate previste dalle norme. Un’altra possibilità per definire le caratteristiche meccaniche dei materiali è fare riferimento alle norme dell’epoca della costruzione.

Caratterizzazione meccanica dei materiali

La conoscenza delle caratteristiche dei materiali è stata basata sulla documentazione disponibile e su prove in situ. Il paragrafo 8.5.3 delle Norme Tecniche stabilisce che: “*le indagini dovranno essere motivate, per tipo e quantità, dal loro effettivo uso nelle verifiche, nel caso di beni culturali e nel recupero di centri storici, dovrà essere considerato l’impatto in termini di conservazione del bene*”.

La normativa prescrive l’utilizzo di prove sia di tipo distruttivo che non distruttivo, ai fini di una caratterizzazione meccanica dei materiali. I valori delle resistenze dei materiali sono stati desunti dalle prove di carattere distruttivo effettuate e i risultati di tali prove sono indicati nella relazione sul livello di conoscenza allegato.

Si specifica che per effetto dell’incamiciatura delle travi e dei pilastri si è considerato un valore di resistenza equivalente del calcestruzzo ottenuta come media pesata delle aree di calcestruzzo nuovo ed esistente, come di seguito riportato

Elemento	Piano	R _{cm}	f _{cm}	f _{cd}	f _{ctm}	f _{ctk}	E _{cm}	f _{bk}	f _{bd}
		(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
-	-								
TRAVE PIANO SEMINTERR.	Seminterrato	30.80	25.56	14.49	2.60	1.82	29155	4.10	2.73
PILASTRO PIANO SEMINTERR.	Seminterrato	24.57	20.39	11.55	2.24	1.57	27243	3.53	2.35
PILASTRO PIANO TERRA	Terra	30.69	25.47	14.43	2.60	1.82	29123	4.09	2.73
TRAVE PIANO TERRA	Terra	28.76	23.87	13.53	2.49	1.74	28561	3.92	2.61
PILASTRO PIANO PRIMO	Primo	27.74	23.02	13.05	2.43	1.70	28254	3.82	2.55
TRAVE PIANO PRIMO	Primo	32.49	26.97	15.28	2.70	1.89	29627	4.25	2.83

Classificazione dei meccanismi duttili e fragili e relative verifiche

Per quanto riguarda l'analisi di vulnerabilità sismica di un edificio esistente, seguendo quanto indicato dalla Circolare Ministeriale del 2019, è necessario distinguere verifiche duttili e verifiche fragili per una corretta valutazione delle caratteristiche dei materiali.

Per un edificio esistente, non progettato seguendo gli attuali criteri di gerarchia delle resistenze, comprendere la distinzione fra questi due meccanismi diventa un aspetto di cruciale importanza; infatti, la formazione di collassi di tipo duttile (ad esempio rottura a flessione che precede la rottura a taglio) consente agli elementi di mantenere residue capacità portanti ai carichi verticali. Viceversa, rotture di tipo fragile innescano possibili sequenze di collasso di altri elementi adiacenti con conseguente perdita di capacità portante nei riguardi dei carichi verticali. La modalità di collasso di tipo fragile spesso si manifestano senza fenomeni di preavviso

Con il termine "Verifiche Duttile" si fa riferimento alle verifiche di elementi strutturali che danno luogo a un meccanismo duttile quando la sollecitazione supera la resistenza. Un meccanismo duttile rappresenta la capacità dell'elemento strutturale di deformarsi, una volta che la verifica non è più soddisfatta, esibendo visibili deformazioni plastiche prima di giungere a rottura.

Per questo tipo di verifica la Circolare Ministeriale al §C8.7.2.2. prescrive che se si sta effettuando un'analisi lineare con spettro elastico, un'analisi lineare con fattore di struttura q o un'analisi non lineare. La capacità degli elementi duttili, in termini di resistenza, si valuta dividendo le proprietà dei materiali esistenti per il solo fattore di confidenza FC.

Dunque le caratteristiche dei materiali per questo tipo di verifica si valutano nel seguente modo:

$$f_d = f_m / FC$$

in cui

- f_d rappresenta la resistenza di progetto del materiale;
- f_m rappresenta la resistenza media del materiale, ricavata da prove in situ;
- FC rappresenta il fattore di confidenza appropriato in relazione al livello di conoscenza raggiunto.

Per quanto riguarda le “Verifiche Fragili” si fa riferimento alle verifiche di elementi strutturali che danno luogo a un meccanismo fragile quando la sollecitazione supera la resistenza. Un meccanismo fragile rappresenta l’istantanea rottura che si genera non appena la verifica non è più soddisfatta, senza mostrare visivamente nessun preavviso. Questo genere di rottura è estremamente pericoloso a causa della sua imprevedibilità, pertanto è necessario tutelarsi maggiormente.

Per questo tipo di verifica la Circolare Ministeriale al §C8.7.2.2. prescrive che nel caso di un’analisi lineare con spettro elastico, “la capacità degli elementi fragili in termini di resistenza, si valuta dividendo le proprietà dei materiali esistenti per il fattore di confidenza FC e per il coefficiente parziale ovvero

$$f_d = f_m / (\gamma_m FC)$$

in cui

- f_d rappresenta la resistenza di progetto del materiale;
- f_m rappresenta la resistenza media del materiale, ricavata da prove in situ;
- γ_m rappresenta il coefficiente parziale di sicurezza del materiale (1.5 per elementi in ca);
- FC rappresenta il fattore di confidenza appropriato in relazione al livello di conoscenza raggiunto

Risultati dell’analisi dinamica modale

In seguito sono riportati i risultati delle analisi lineari effettuate per lo stato di progetto della struttura in esame operando un confronto di massima con calcoli indipendenti effettuati mediante fogli di calcolo excel.

Si è operato un controllo del valore dei pesi sismici di piano. In particolare per il primo impalcato sono stati calcolati i seguenti valori:

Solai e balconi W=	1798.114	kN
Scala W=	0	kN
Travi W=	875.2113	kN
Pilastri/setti W=	495	kN
Tamponature W=	182.8244	kN
Totale =	3351.15	kN

Massa sismica=	335.11	KN/(m/sec ²)
-----------------------	---------------	--------------------------

W è il peso sismico espresso in KN. Il valore corrispondente calcolato mediante il software di calcolo è pari a W=3382.49 kN come riportato in Figura 3

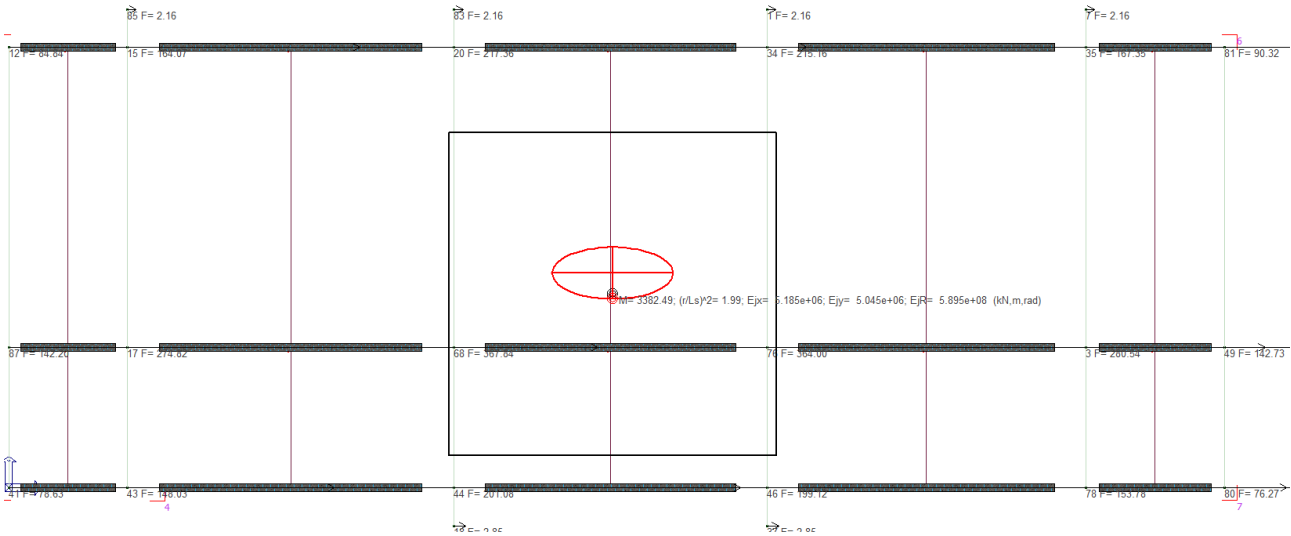


Figura 3 – Vista del modello strutturale ad elementi finiti - Peso sismico primo impalcato e posizione del baricentro delle masse

Come si osserva non vi è grande differenza tra quanto calcolato manualmente e quanto fornito dal software di calcolo.

Considerate le masse calcolate dal software si è stimato il taglio alla base come di seguito riportato:

piano	W [kN]	z (m)	Wz	Fi (kN)	Vi (kN)
5	0	0.00	0	0.00	0.0
4	0	0.00	0	0.00	0.0
3	2611	10.15	26500	739.95	739.9
2	3692	6.40	23628	659.75	1399.7
1	3382	2.70	9133	255.02	1654.7
Totale	9685		59261	1654.7	

Overo un tagliante alla base pari a

$$F_h = 1654.71 \text{ kN}$$

Il tagliante alla base in direzione x riportato dal software di calcolo è pari a 1599.99 kN:

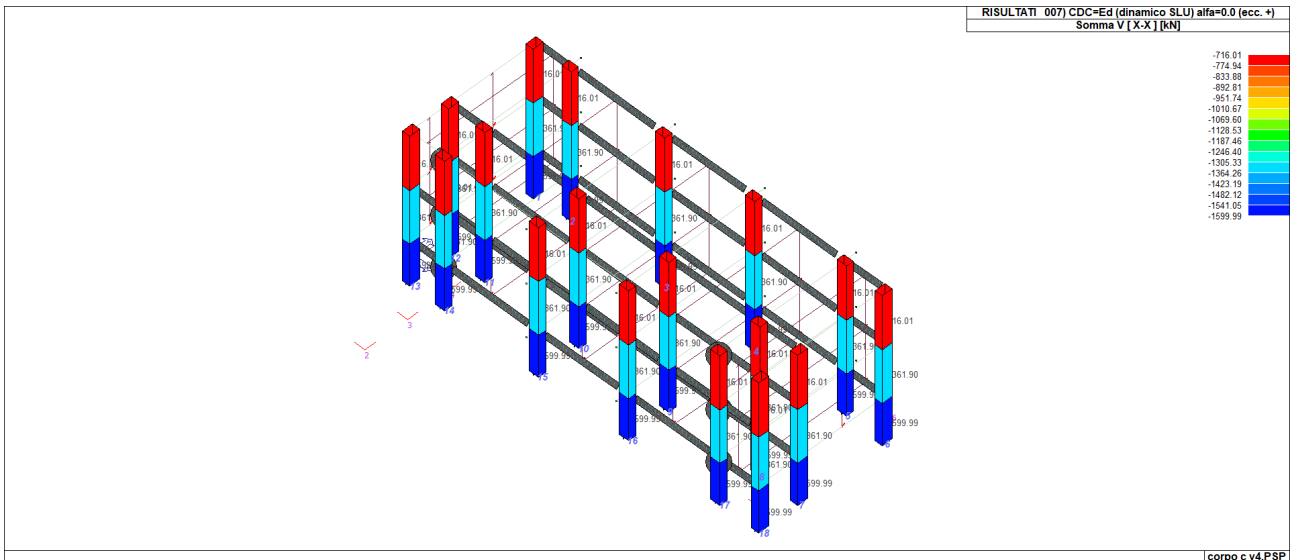


Figura 4 - Vista del modello strutturale ad elementi finiti – Tagliante alla base

La differenza tra il calcolo manuale effettuato con la formula dell'analisi statica lineare e quello indicato dal programma di calcolo è giustificata dal fatto che le analisi lineari generalmente sovrastimano il valore del tagliante e pertanto il risultato appare plausibile.

Noti i taglianti ai piani e gli spostamenti relativi di interpiano (medi) forniti dal programma si è stimato il periodo di vibrazione nelle due direzioni x e y mediante il metodo di Rayleigh:

Forze orizzontali in X

piano	W (kN)	Fi	Vi [kN]	k [kN/mm]	dr [mm]	u [mm]	m [t]	m u ²	F u
5	0.00	0.0	0.00	0.00	0.000	5.40	0.0	0.0	0
4	0.00	0.0	0.00	0.00	0.000	5.40	0.0	0.0	0
3	2610.87	716.0	716.01	467.98	1.530	5.40	266.1	7.8	3866
2	3691.82	645.9	1361.90	536.18	2.540	3.87	376.3	5.6	2500
1	3382.49	238.1	1599.99	1203.00	1.330	1.33	344.8	0.6	317
Totale	9685.18	1600.0						14.0	6682.7

T_x 0.29 sec

Forze orizzontali in Y

piano	W (kN)	Fi	Vi [kN]	k [kN/mm]	dr [mm]	u [mm]	m [t]	m u ²	F u
5	0.00	0.0	0.00	0.00	0.000	7.25	0.0	0.0	0
4	0.00	0.0	0.00	0.00	0.000	7.25	0.0	0.0	0
3	2610.87	700.9	700.90	298.26	2.350	7.25	266.1	14.0	5082
2	3691.82	599.8	1300.72	388.86	3.345	4.90	376.3	9.0	2939
1	3382.49	217.2	1517.96	976.18	1.555	1.56	344.8	0.8	338
Totale	9685.18	1518.0						23.9	8358.5

T_y 0.34 sec

I risultati dell'analisi forniscono i seguenti valori dei periodo propri di vibrazione:

CDC	Modo	Frequen...	Periodo	X M effi...	%	Y M effi...	%	Z M effi...	%	RZ M effi...	%	Energia [...]	Fatt. eta
7	1	2.96	0.34	0.06	0	766100.84	79	19.97	0	250.64	0	172.86	1.00
7	2	3.45	0.29	782440.45	80	0.12	0	0.12	0	276837.96	0	234.42	1.00
7	3	3.60	0.28	2851.90	0	2.70	0	0.00	0	5699388...	78	256.38	1.00
7	4	9.18	0.11	0.06	0	121880.54	12	91.44	0	55.28	0	1662.82	1.00
7	5	10.73	0.09	109980.31	11	0.12	0	0.33	0	49749.49	0	2271.47	1.00
7	6	11.53	0.09	389.43	0	0.32	0	0.03	0	8824385....	12	2622.04	1.00
7	7	14.57	0.07	0.13	0	68257.31	7	8.71	0	86.96	0	4193.02	1.00
7	8	17.05	0.06	72509.18	7	0.04	0	0.00	0	17073.63	0	5738.75	1.00
7	9	17.53	0.06	4.21	0	696.78	0	3.64	0	230.59	0	6066.68	1.00
7	10	19.41	0.05	141.98	0	3.34	0	0.00	0	5738143....	7	7436.08	1.00
7	11	21.21	0.05	0.00	0	2325.95	0	373.87	0	112.60	0	8883.13	1.00
7	12	22.87	0.04	0.00	0	26.58	0	305452.95	31	1.01	0	10325.37	1.00
7	13	23.47	0.04	0.05	0	0.21	0	4035.07	0	11.48	0	10873.60	1.00
7	14	24.04	0.04	0.00	0	2.12	0	70274.50	7	0.22	0	11407.73	1.00
7	15	24.67	0.04	0.02	0	0.00	0	888.56	0	21.55	0	12014.74	1.00
7	16	25.45	0.04	0.03	0	8728.57	0	328.54	0	240.76	0	12782.59	1.00
7	17	25.92	0.04	0.22	0	10.50	0	2.00	0	2867.82	0	13266.11	1.00
7	18	27.78	0.04	3.76	0	2.30	0	120453.40	12	26.71	0	15236.82	1.00
7	19	28.48	0.04	6.20	0	1.83	0	107057.95	11	76.98	0	16015.15	1.00
7	20	29.12	0.03	2.23	0	2.06	0	19691.04	2	12241.61	0	16738.17	1.00
7	21	29.71	0.03	6.74	0	0.00	0	24919.14	2	65725.96	0	17419.93	1.00
7	22	30.05	0.03	4.87	0	4.43	0	2955.11	0	126626.37	0	17819.83	1.00

Massa efficace rotazionale	
Posizione del centro di rotazione istantaneo:	Automatico
Pos. X	1197.913 [cm]
Pos. Y	383.887 [cm]
<input type="button" value="Esporta"/> <input type="button" value="Esci"/>	

Figura 5 – Tabella analisi dinamiche fornita dal software

Come si osserva vi è un'ottimo accordo con i calcoli manuali e quanto riportato dal software di calcolo relativamente ai primi due modi di vibrazione nelle due direzioni principali.

Infine è stata calcolata la posizione del baricentro delle rigidezze confrontata con quella del baricentro della masse.

1. Posizione dei Centri

Le rigidezze sono calcolate secondo il comportamento a Shear-Type

CENTRO DI MASSA		CENTRO DI RIGIDEZZA		distanza centri	
X _M	11.97 m	X _{CR}	11.97 m	ex	0.00 m
Y _M	4.25 m	Y _{CR}	3.84 m	ey	-0.41 m
				0.41 m	

Dal confronto dalla posizione del baricentro delle rigidezze indicata in Figura 5 si evince che vi è un ottimo accordo tra i calcoli manuali e i risultati del software di calcolo. Inoltre la distanza tra i baricentri delle masse e rigidezze è molto piccola.

Si riporta la verifica di deformabilità torsionale relativa al primo impalcato calcolata manualmente

r_x	r_y	l_s	$(r_x/l_s)^2$	$(r_y/l_s)^2$	$r_{,min}$	$r_{,x} > l_s$	$r_{,y} > l_s$	e_x/r_x	0.00	OK!
10.58 m	10.17 m	7.40 m	2.05 m	1.89 m	10.17 m	verificato	verificato	e_y/r_y	0.04	OK!

Si osserva un buon accordo anche in questo caso (Figura 3). A riguardo si evidenzia che l'ellisse delle rigidezze è regolare ed è maggiore dell'ellisse delle masse, ciò è un indicatore del regolare comportamento strutturale e conferma la bontà dei risultati relativi alla deformabilità torsionale della struttura.



Figura 6 – Ellisse delle masse (rosso) e delle rigidezze (Verde)

Di seguito sono riportati i primi tre modi di vibrazione dell'edificio. La scala delle deformate è stata amplificata per una più chiara visualizzazione.

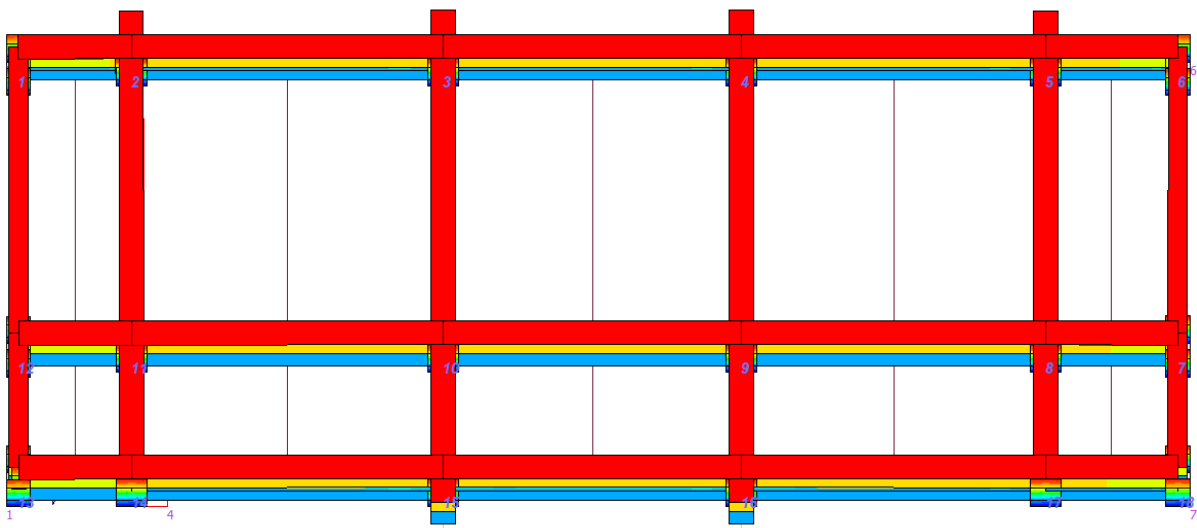


Figura 7 – Vista del modello strutturale ad elementi finiti –Primo modo di vibrazione T=0.34 s

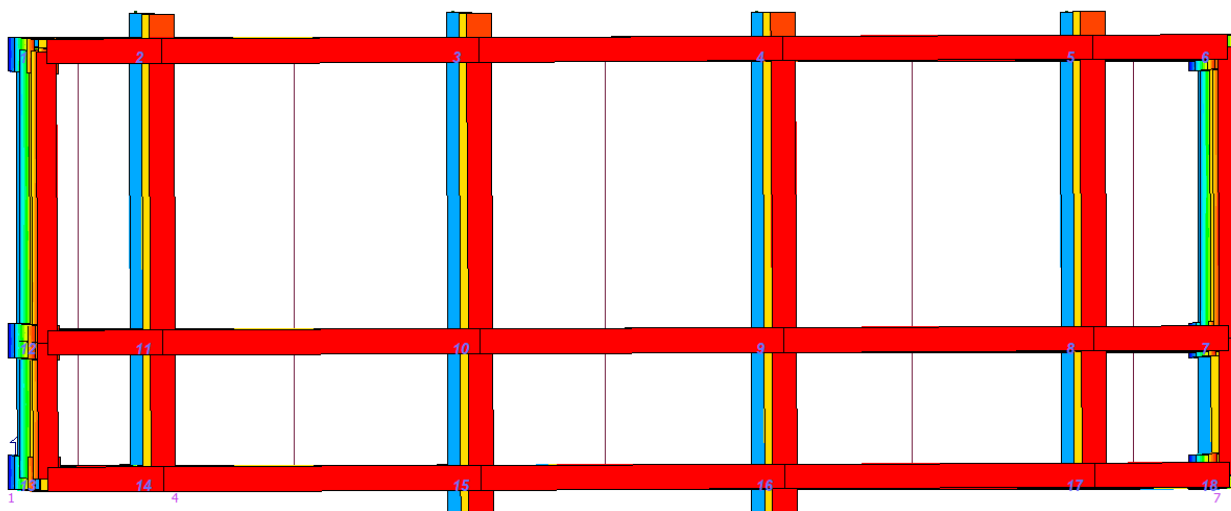


Figura 8 – Vista del modello strutturale ad elementi finiti –Secondo modo di vibrazione T=0.29 s

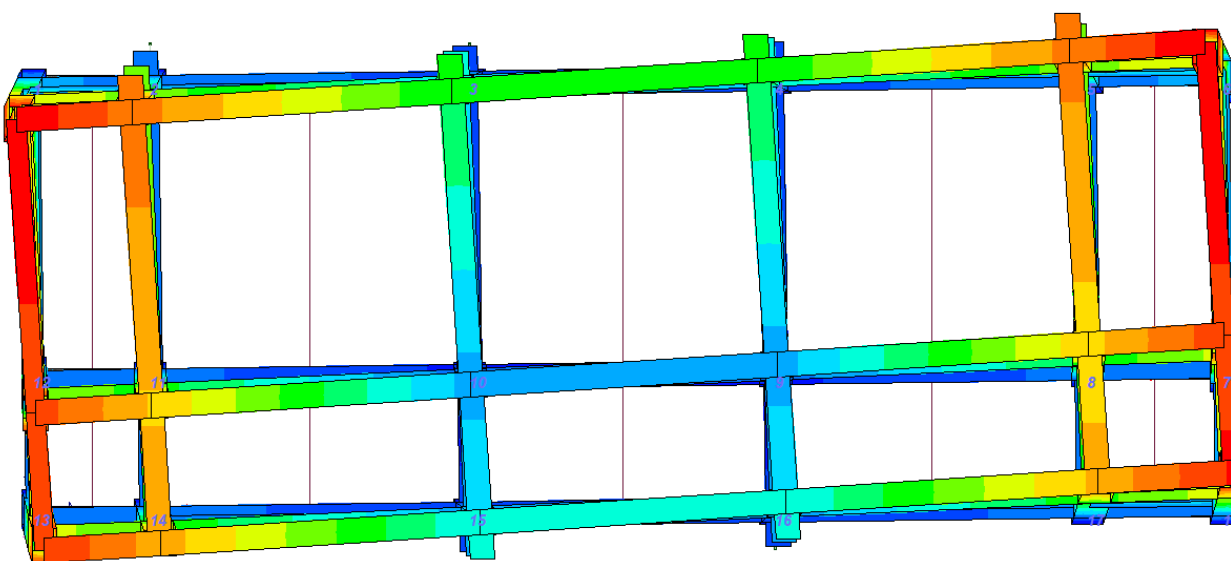


Figura 9 – Vista del modello strutturale ad elementi finiti –Terzo modo di vibrazione T=0.28 s

Di seguito è riportata la tabella dei modi e della percentuale delle masse partecipanti.

MODO	Freq.	Periodo	Mx	My	Mz
(-)	(Hz)	(sec)	(%)	(%)	(%)
1	2.96	0.338	0	79	0
2	3.45	0.290	80	0	0
3	3.6	0.278	0	0	78
4	9.18	0.109	0	12	0
5	10.73	0.093	11	0	0
6	11.53	0.087	0	0	12
7	14.57	0.069	0	7	0

8	17.05	0.059	7	0	0
9	17.53	0.057	0	0	0

Somma	Mx	My	Mz
	98%	98%	90%

RISULTATI DELL'ANALISI LINEARE

Si riportano di seguito i risultati delle principali verifiche condotte sugli elementi esistenti, in particolare le verifiche sono tutte normalizzate ad uno pertanto il coefficiente di sicurezza minore di uno indica che la verifica è stata soddisfatta.

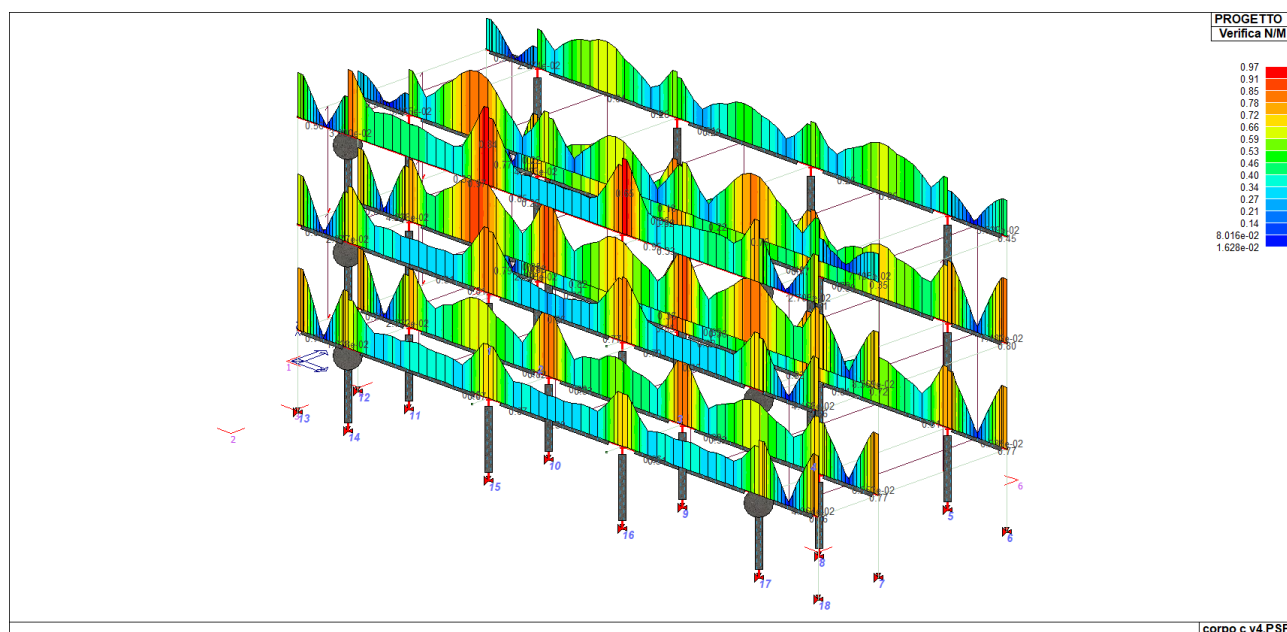


Figura 10 – Vista del modello strutturale ad elementi finiti –Verifica a flessione delle travi

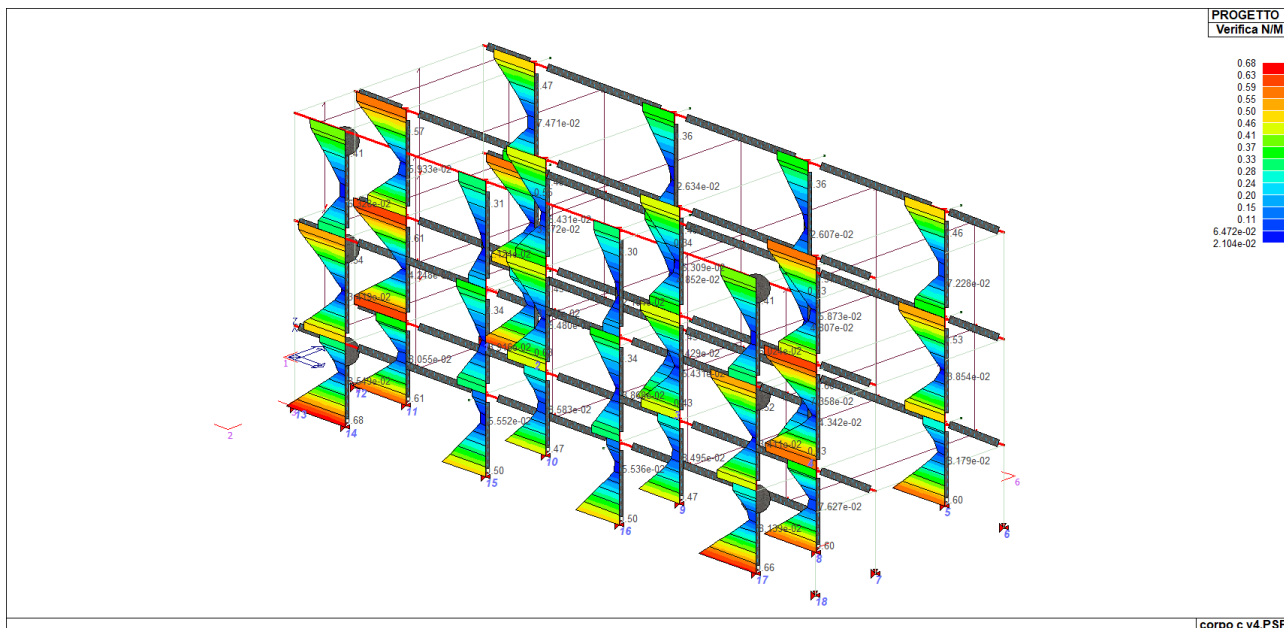


Figura 11 – Vista del modello strutturale ad elementi finiti –Verifiche a pressoflessione dei pilastri

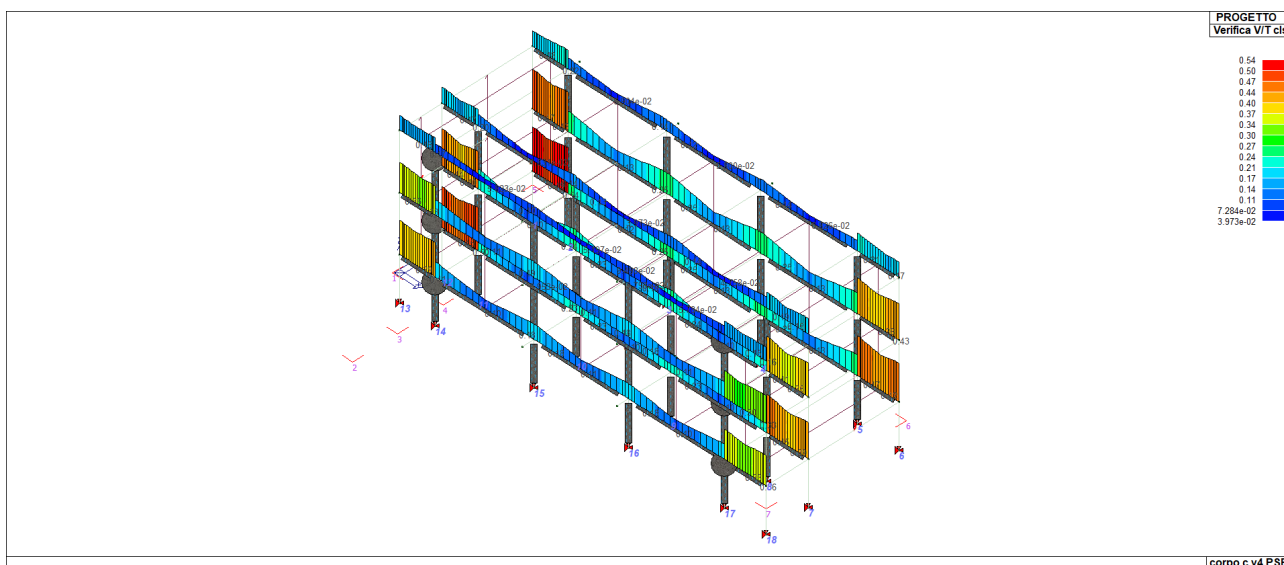


Figura 12 – Vista del modello strutturale ad elementi finiti –Verifiche a taglio delle travi (taglio lato cls)

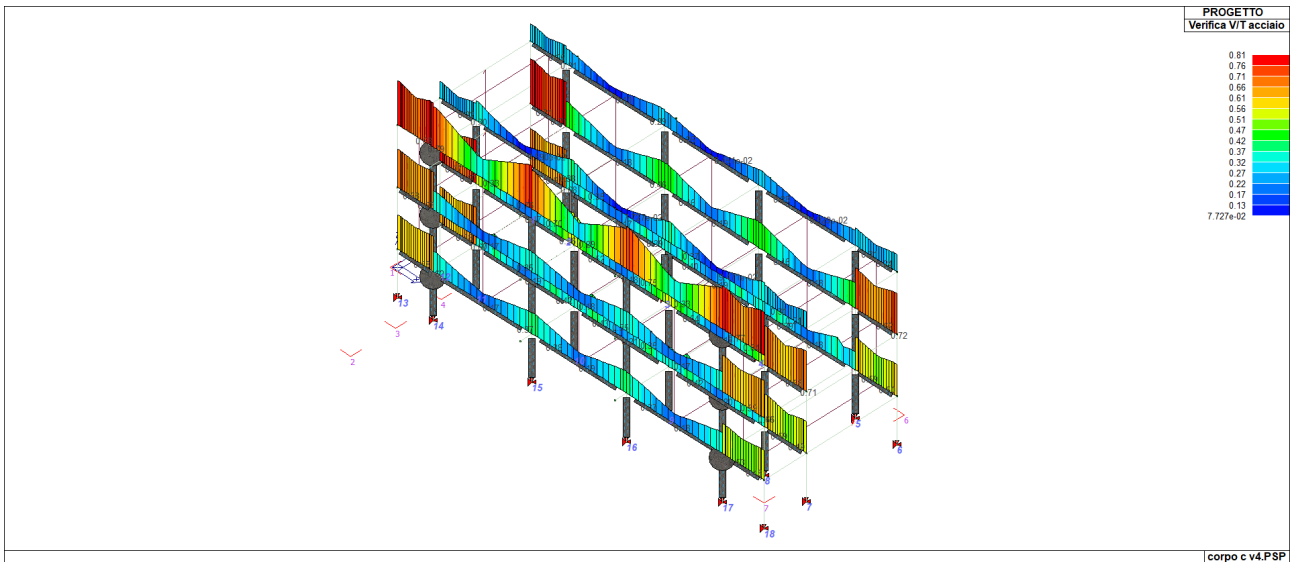


Figura 13 – Vista del modello strutturale ad elementi finiti –Verifiche a taglio delle travi (taglio lato acciaio)

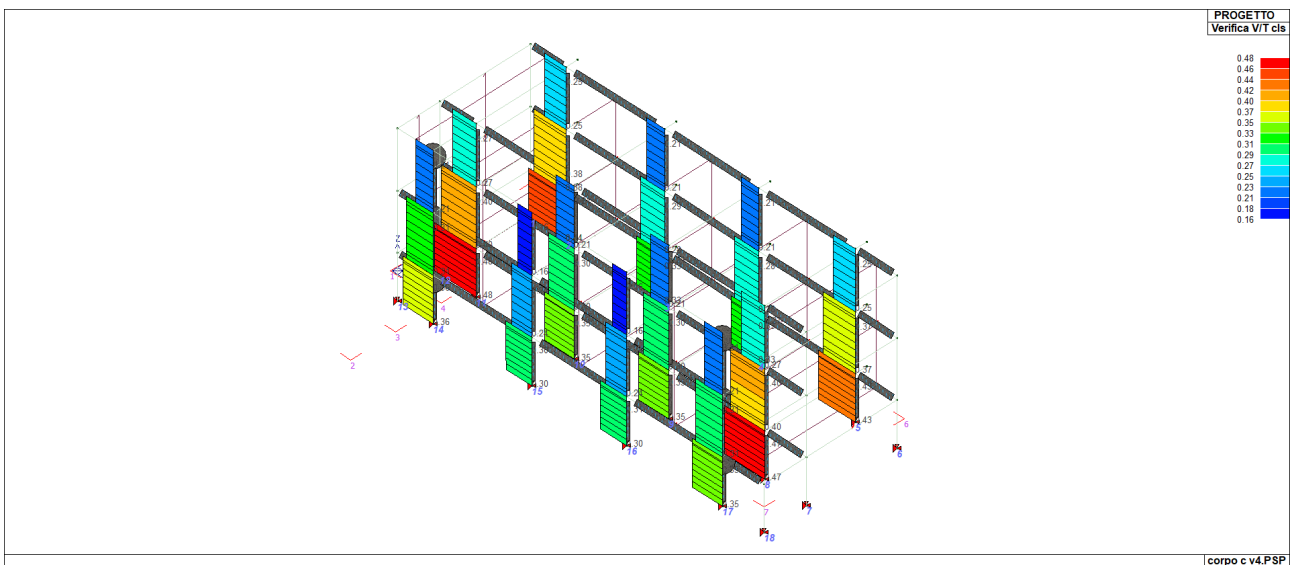


Figura 14 – Vista del modello strutturale ad elementi finiti – Verifiche taglio dei pilastri (taglio lato cls)

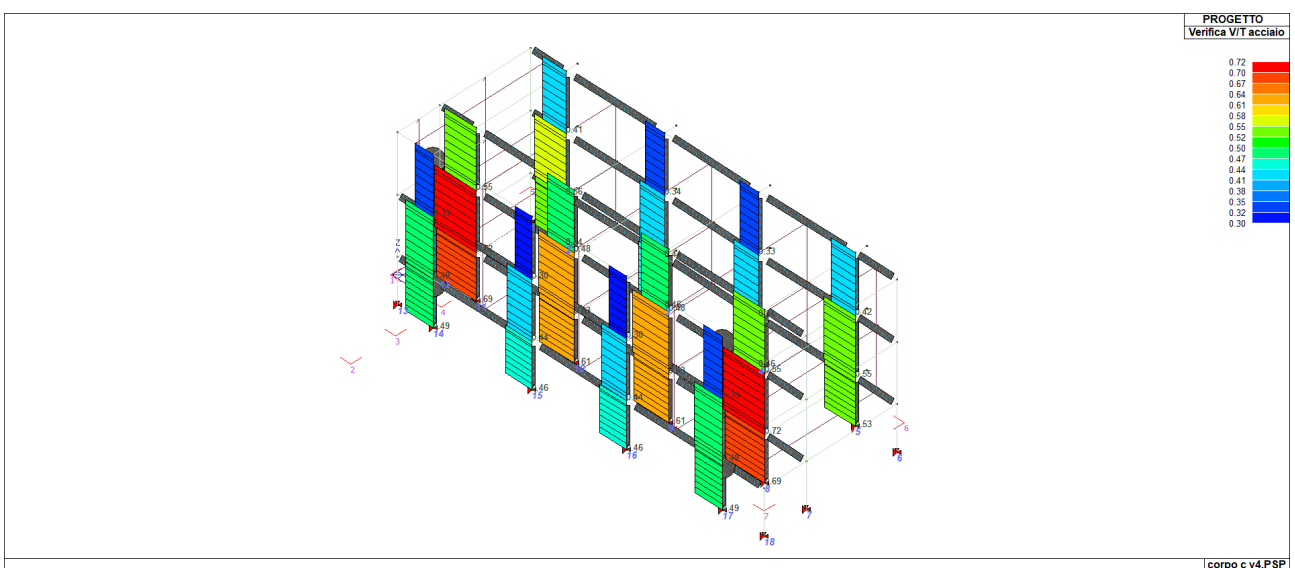


Figura 15 – Vista del modello strutturale ad elementi finiti – Verifiche a taglio dei pilastri (taglio lato acciaio)

Nota: Tutte le altre verifiche sono riportate nel fascicolo dei calcoli allegato.

RISULTATI DELL'ANALISI: VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI RIGIDEZZA (PAR 7.3.6.1, NTC18)

La condizione in termini di rigidezza sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora la conseguente deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile. Nel caso delle costruzioni civili ed industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti di interpiano eccessivi, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto corrispondente allo SL e alla CU considerati siano inferiori ai limiti indicati di seguito.

Per le CU I e II ci si riferisce allo SLD e deve essere:

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

$$qdr \leq 0,005 h \quad \text{per tamponature fragili}$$

$$qdr \leq 0,0075 h \quad \text{per tamponature duttili}$$

b) per tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano drp, per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura:

$$qdr \leq drp \leq 0,01 h$$

c) per costruzioni con struttura portante in muratura ordinaria $dr < 0,002 h$ (NTC 08 7.3.18)

c) per costruzioni con struttura portante in muratura ordinaria $dr < 0,003 h$ (NTC 08 7.3.18)

d) per costruzioni con struttura portante in muratura armata $dr < 0,0025 h$ (NTC 08 7.3.19)

dove:

dr è lo spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, calcolati secondo i §§ 7.3.3 o 7.3.4,

h è l'altezza del piano.

Per CU III e IV ci si riferisce allo SLO e gli spostamenti d'interpiano devono essere inferiori a 2/3 dei limiti in precedenza indicati.

Il software di calcolo indica gli spostamenti relativi dei nodi di estremità degli elementi pilastro, espressi in modo indipendente dall'altezza di interpiano. In altre parole, il valore riportato nella mappa cromatica è quello dello spostamento di interpiano, moltiplicato per 1000 e diviso per l'altezza di interpiano; i valori riportati sono verificati se inferiori a quelli riportati nella normativa in base alla tipologia di struttura. ad esempio per edifici con tamponamenti collegati rigidamente alla struttura il valore massimo deve essere < 5 allo SLD e 3.33 per SLO.

In particolare si ha in Figura 16 il controllo degli spostamenti allo SLD e in Figura 17 allo SLO:

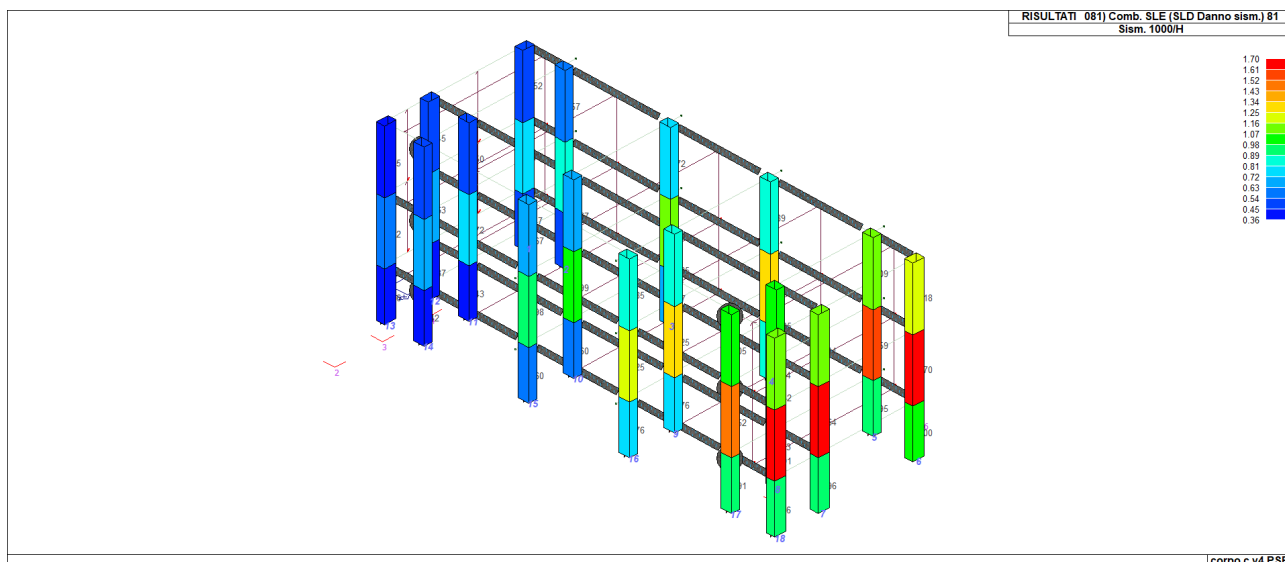


Figura 16 – Vista del modello strutturale ad elementi finiti- Verifiche spostamenti in condizioni sismiche SLD

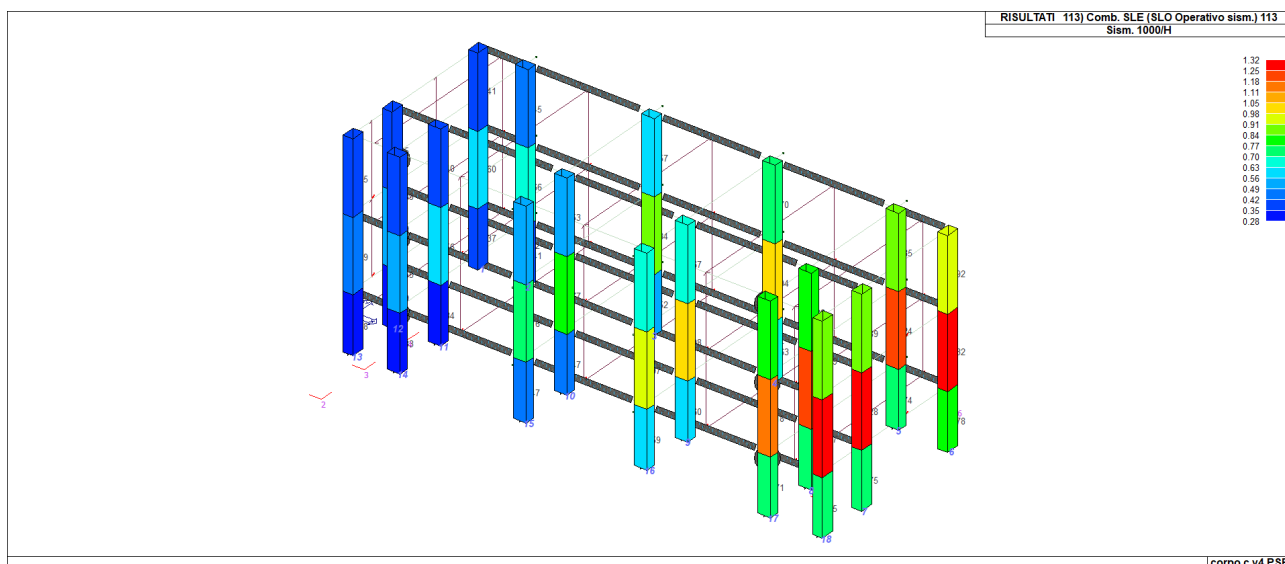


Figura 17 – Vista del modello strutturale ad elementi finiti- Verifiche spostamenti in condizioni sismiche SLO

Gli spostamenti risultano tutti inferiori ai limiti di normativa

VERIFICA DEL GIUNTO TECNICO

Le NTC 2018 riportano al paragrafo § 7.2.1 che la distanza tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV, calcolati per ciascuna costruzione secondo il §7.3.3 (Analisi lineare) o il § 7.3.4 (Analisi non lineare) e tenendo conto, laddove significativo, dello spostamento relativo alle fondazioni delle due costruzioni contigue, secondo quanto indicato ai §§ 3.2.4.1, 3.2.4.2 e 7.3.5.

La distanza tra due punti di costruzioni che si fronteggiano non potrà in ogni caso essere inferiore a 1/100 della quota dei punti considerati, misurata dallo spicco della fondazione o dalla sommità della struttura scatolare rigida di cui al §7.2.1, moltiplicata per $2agS/g \leq 1$.

Qualora non si possano eseguire calcoli specifici, lo spostamento massimo di una costruzione non isolata alla base può essere stimata in 1/100 della sua altezza, misurata come sopra, moltiplicata per agS/g ; in

questo caso, la distanza tra costruzioni contigue non potrà essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi di ciascuna di esse.

Gli spostamenti dE sotto l'azione sismica di progetto relativa allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore di duttilità in spostamento μ_d i valori dE_e ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione:

$$dE = \pm \mu_d \cdot dE_e$$

dove

$$\mu_d = q \text{ se } T1 \geq TC$$

$$\mu_d = 1 + (q-1) \cdot TC/T1 \text{ se } T1 < TC$$

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

In Figura 17 e Figura 18 si riportano i risultati degli spostamenti massimi per l'edificio in esame:

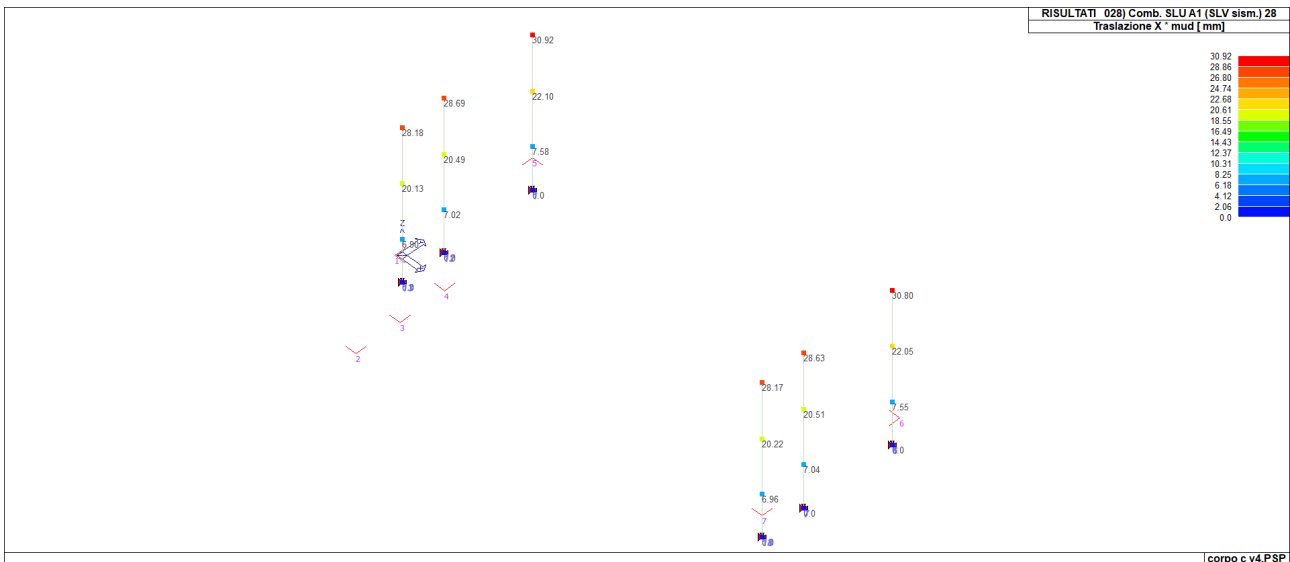


Figura 18 – Vista del modello strutturale ad elementi finiti- Spostamenti massimi in direzione x

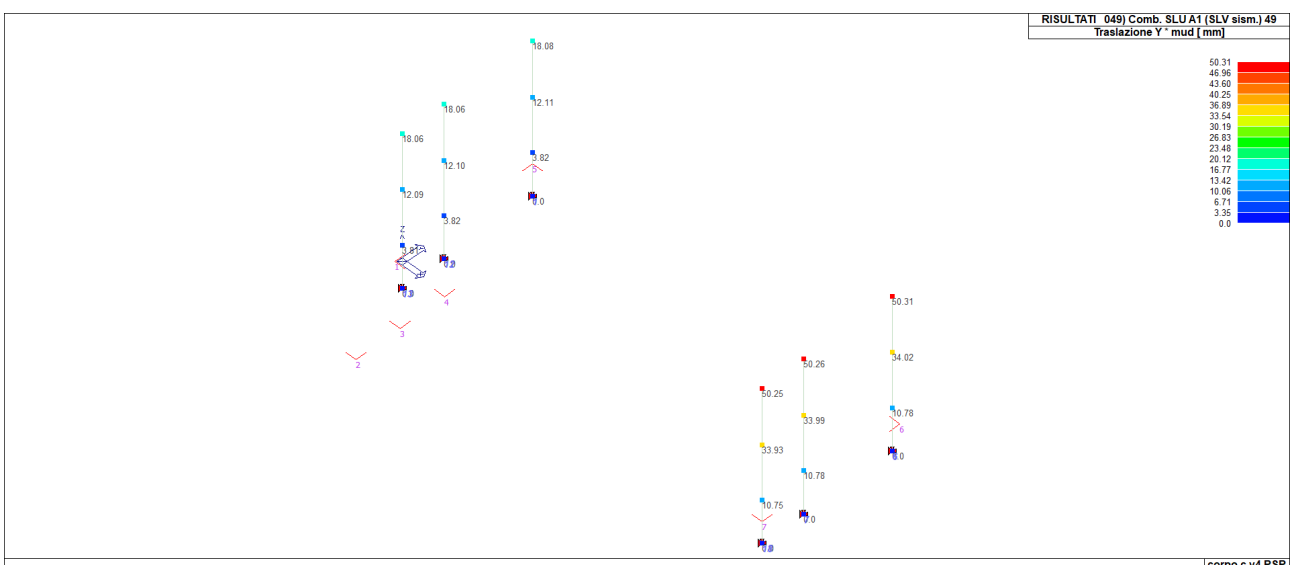


Figura 19 – Vista del modello strutturale ad elementi finiti- Spostamenti massimi in direzione y

Gli spostamenti delle strutture adiacenti (Corpo A) e Corpo C nuova realizzazione sono indicati nelle rispettive relazioni di calcolo.

Edificio 1 in cemento armato consolidato

Direzione:	X
Combinazione:	SLV
$d_{E1} = \mu_d * d_{Ee} =$	3.092 [cm]

Direzione:	Y
Combinazione:	SLV
$d_{E1} = \mu_d * d_{Ee} =$	5.03 [cm]

Direzione:	risultante
Combinazione:	SLV
$d_{E1} = \mu_d * d_{Ee} =$	5.91

Edificio 2 in ca nuovo

Direzione:	X
Combinazione:	SLV
$d_{E1} = \mu_d * d_{Ee} =$	4.573 [cm]

Direzione:	Y
Combinazione:	SLV
$d_{E1} = \mu_d * d_{Ee} =$	2.66

Direzione:	risultante
Combinazione:	SLV
$d_{E1} = \mu_d * d_{Ee} =$	5.29

EDIFICIO 1

Direzione:	
Nodo:	
Combinazione:	SLV
d_{Ee} :	[cm]
T_1 :	0.38 [sec.]
T_c :	0.643 [sec.]
q:	3
μ_d :	4.38
$d_{E1} = \mu_d * d_{Ee} =$	5.91 [cm]

H:	1085 [cm] Altezza del punto di massimo spostamento
a_g/g :	0.1530
S_s :	1.583 Amplificazione stratigrafica [Tab. 3.2.IV NTC2018]
S_T :	1 Amplificazione topografica [Tab. 3.2.V NTC2018]
$S = S_s * S_T$:	1.900

EDIFICIO 2

Direzione:	
Nodo:	2
Combinazione:	SLV
d_{Ee} :	[cm]
T_1 :	0.25 [sec.]
T_c :	0.643 [sec.]
q:	2.25
μ_d :	4.215
$d_{E2} = \mu_d * d_{Ee} =$	5.29 [cm]

Giunto min. = $d_{E1} + d_{E2}$
= **11.195** [cm]

Giunto di progetto = 15.0 [cm]

VERIFICATO

Edificio 1 in cemento armato

Direzione:	X
Combinazione:	SLV
$d_{E1} = \mu_d * d_{Ee} =$	3.092 [cm]

Direzione:	Y
Combinazione:	SLV
$d_{E1} = \mu_d * d_{Ee} =$	5.03 [cm]

Direzione:	risultante
Combinazione:	SLV
$d_{E1} = \mu_d * d_{Ee} =$	5.91

Edificio 2 in muratura

Direzione:	X
Combinazione:	SLV
d_{E1} =	0.350 [cm]

Direzione:	Y
Combinazione:	SLV
d_{E1} =	0.20

Direzione:	risultante
Combinazione:	SLV
d_{E1} =	0.40

EDIFICIO 1

Direzione:	
Nodo:	
Combinazione:	SLV
d_{Ee} :	0.53 [cm]
T_1 :	0.38 [sec.]
T_c :	0.643 [sec.]
q:	3
μ_d :	4.38
$d_{E1} = \mu_d * d_{Ee}$ =	5.91 [cm]

H:	1085 [cm] Altezza del punto di massimo spostamento
a_g/g :	0.1530
S_S :	1.583 Amplificazione stratigrafica [Tab. 3.2.IV NTC2018]
S_T :	1 Amplificazione topografica [Tab. 3.2.V NTC2018]
$S = S_S * S_T$:	1.900

EDIFICIO 2

Direzione:	
Nodo:	2
Combinazione:	SLV
d_{Ee} :	0.40 [cm]
T_1 :	0.25 [sec.]
T_c :	0.643 [sec.]
q:	2.25
μ_d :	4.215
$d_{E2} = \mu_d * d_{Ee}$ =	1.70 [cm]

Giunto min. = $d_{E1} + d_{E2}$
= **7.604** [cm]

Giunto di progetto = 20.0 [cm]

VERIFICATO

Nuova struttura

Direzione:	X
Combinazione:	SLV
$d_{E1} = \mu_d * d_{Ee}$ =	3.092 [cm]

Direzione:	Y
Combinazione:	SLV
$d_{E1} = \mu_d * d_{Ee}$ =	5.03

Direzione:	risultante
Combinazione:	SLV
$d_{E1} = \mu_d * d_{Ee}$ =	5.91

Struttura esistente non oggetto di intervento

H:	1085 [cm] Altezza del punto di massimo spostamento
a_g/g :	0.153
S_S :	1.583 Amplificazione stratigrafica [Tab. 3.2.IV NTC2018]
S_T :	1.000 Amplificazione topografica [Tab. 3.2.V NTC2018]
$S = S_S * S_T$:	1.583
$d_{E2} = (H/100) * (a_g * S/g)$ =	2.628 [cm]

Giunto min. = $d_{E1} + d_{E2} =$ 8.53 [cm]

Giunto di progetto = 20.0 [cm]

VERIFICATO

Scafati, 02/05/2023

Il Capogruppo Mandatario

Dott. Ing. Massimo VIGLIANISI
Iscrizione all'Albo n° A 3245
alla Sezione degli Ingegneri (Sez. A)
- Settore Civile e ambientale
ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROVINCIA DI REGGIO CALABRIA

