


REGIONE LOMBARDIA	COMUNE DI MARMIROLO	PROVINCIA DI MANTOVA
VALUTAZIONE DI VULNERABILITA' SISMICA		
OGGETTO:	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLA RSA EMANUELE E GIUSEPPINA CORDIOLI IN VIALE VITTORIO GAVIOLI, 15 A MARMIROLO (MN)	

COMMITTENTE:	<i>FONDAZ. MONS. ARRIGO MAZZALI ONLUS - VIA TRENTO, 10 - 46100 MANTOVA (MN)</i>
---------------------	---

TECNICO INCARICATO:	<i>ING. FRANCESCO MANTOVANI – ISCRITTO ALL'ORDINE DEGLI ING. DELLA PROVINCIA DI MANTOVA AL N° 1155.</i>
----------------------------	---

LUOGO E DATA:	<i>MARMIROLO (MN) - DICEMBRE 2022 - REV.00</i>
----------------------	--

TIMBRO E FIRMA:	
------------------------	---



Sommario

1. Premessa	3
2. PARAMETRI SISMICI	4
2.1. PREMESSA	4
3. VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO	4
4. STATI LIMITE, PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO E PERIODO DI RITORNO	6
4.1. DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE	7
5. Pericolosità sismica di sito	10
5.1. Coefficienti sismici	11
5.2. Stabilità dei pendii e fondazioni	11
5.3. Fronti scavo e rilevati	12
5.4. Muri di sostegno	12
5.5. Paratie	13
7. Materiali	19
7.1. Classi di esposizione e prescrizione del calcestruzzo	19
7.2. Copriferri delle armature	20
7.3. Caratteristiche del materiale	21
7.4. Acciaio armature da calcestruzzo	23
8. Analisi sismica	23
9. Analisi dei carichi	25
9.1. Casi di carico:	25
10. IMMAGINI DEL MODELLO STRUTTURALE OTTENUTE MEDIANTE L'AUSILIO DI UN SOFTWARE F.E.M.	27
11. RELAZIONE ILLUSTRATIVA SULLA CLASSIFICAZIONE SISMICA DELL'EDIFICIO ALLO STATO ATTUALE	29

1. Premessa

La presente relazione tecnica è relativa alla valutazione di vulnerabilità sismica allo stato attuale di un edificio con struttura a telaio a più piani e più campate in calcestruzzo armato, con nucleo centrale a setti di c.a. rappresentato dal vano scala e dagli ascensori. L'edificio oggetto di studio è rappresentato dalla R.S.A. "Emanuele e Giuseppina Cordioli". Tale corpo di fabbrica si trova in una zona pianeggiante della provincia di Mantova in viale Gavioli, civ. 15 a Marmirolo (MN); le coordinate geografiche (tipo WGS84) che individuano la posizione della struttura in oggetto sono 10,7574701° di longitudine Est 45,2217789° di latitudine Nord; la quota è di circa 30 m.s.l.m..

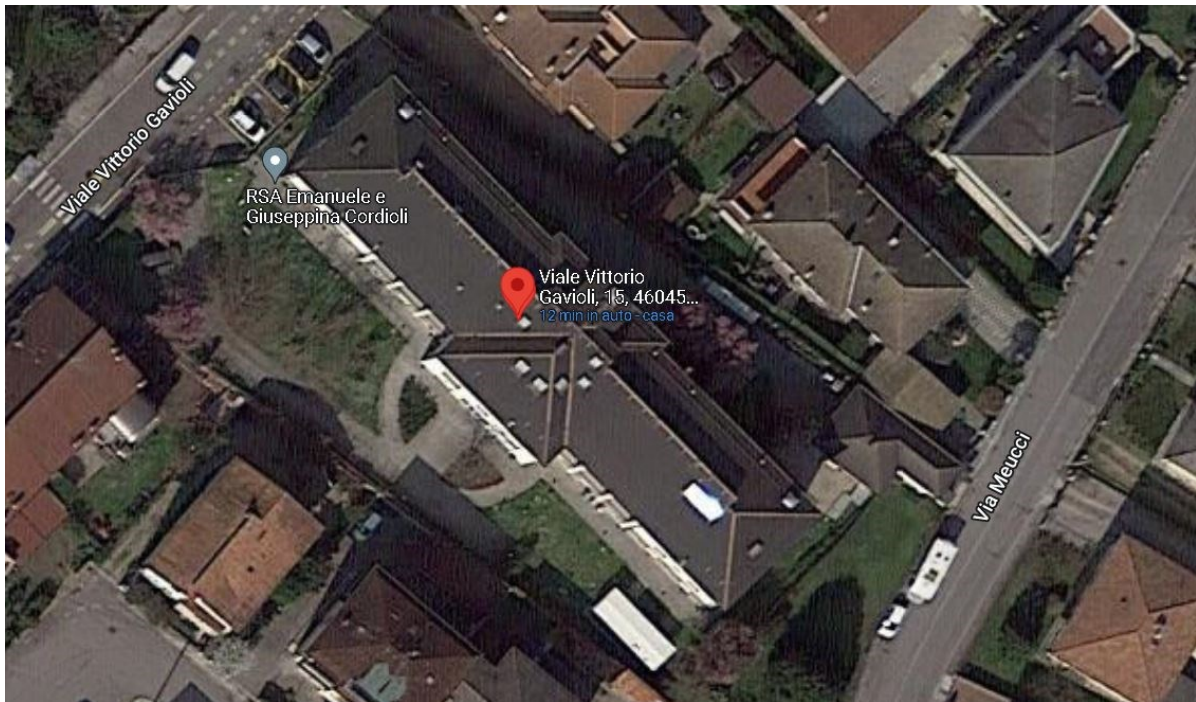
Le strutture fuori terra dell'edificio, allo stato di progetto, presentano dimensioni in pianta pari a 63,11 m x 13,00 m ed una altezza al colmo di 15,23 m dal piano campagna; esso è costituito da tre piani fuori terra (terra – primo – secondo) e da un sottotetto, avente altezza massima in gronda di circa 11 m.

Le strutture portanti sono di tipo tradizionale e sono di seguito sinteticamente descritte:

- Fondazioni a plinto isolato o binato per i pilastri, a cordolo continuo sotto i muri dei vani scala laterali, a platea sotto il vano scala e ascensori principale;
- Strutture in elevazione in C.A., con pilastri di diverse dimensioni, variabili da piano a piano, murature dei vani scala e ascensori di spessore di 20 o 15 cm, costante per tutta l'altezza dell'edificio;
- Travi realizzate in C.A. in spessore di solaio oppure ribassate ,
- Solai a lastre di c.a. e alleggerimento di polistirolo con cappa armata sul vespaio, misti in laterizio e c.a. con cappa armata per i piani superiori.
- Scale in getto di c.a.

In base a quanto è stato possibile verificare si tratta di una struttura la cui progettazione risale al 1999, calcolata secondo la normativa tecnica dell'epoca, dimensionata per resistere ai soli carichi gravitazionali, quindi senza considerare le azioni sismiche alle quali può essere assoggetta secondo i criteri previsti dalla normativa tecnica vigente (D.M. 17.01.2018: Aggiornamento delle nuove "Norme tecniche per le costruzioni", Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale", n.42 del 20 febbraio 2018).

In questa fase di studio preliminare si è condotta un'analisi per la verifica della adeguatezza della struttura a sopportare le azioni sismiche nello stato in cui si trova. Date le caratteristiche costruttive e la disposizione di pilastri, muri e setti si andrà a determinare nel seguito il rapporto ζ_E tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione e la classe sismica in cui essa rientra.



2. PARAMETRI SISMICI

2.1. PREMESSA

Per valutare se un'opera strutturale è sicura bisogna far riferimento a degli *stati limite*, che possono verificarsi durante un determinato *periodo di riferimento* della stessa opera. Quindi per poter stimare l'azione sismica che dovrà essere utilizzata nelle verifiche agli stati limite o nella progettazione, bisognerà stabilire:

- in primo luogo la *vita nominale* dell'opera, che congiuntamente alla *classe d'uso*, permette di determinare il *periodo di riferimento*;
- una volta definito il periodo di riferimento e i diversi stati limite da considerare, dopo aver definito le relative *probabilità di superamento* è possibile stabilire il *periodo di ritorno* associato a ciascun stato limite;
- a questo punto è possibile definire la *pericolosità sismica di base* per il sito interessato alla realizzazione dell'opera, facendo riferimento agli studi condotti sul territorio nazionale dal Gruppo di Lavoro 2004 nell'ambito della convenzione-progetto S1 DPC-INGV 2004-2006 e i cui risultati sono stati promulgati mediante l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri (OPCM) 3519/2006.

3. VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Nel **DM 17 gennaio 2018**-Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» il periodo di riferimento, che non può essere inferiore a 35 anni, è dato dalla seguente relazione:

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (2.1)$$

dove:

V_R = periodo di riferimento

V_N = vita nominale

C_U = coefficiente d'uso

La vita nominale di un'opera strutturale V_N , secondo le NTC 2018, è definita 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 e viene definita attraverso tre diversi valori, a seconda dell'importanza dell'opera e perciò delle esigenze di durabilità.

I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.1. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

Tab. 3.1 – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

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

Nel caso specifico $V_N = 50$ anni.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Le NTC 2018 prevedono quattro classi d'uso a ciascuna delle quali è associato un valore del coefficiente d'uso:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli. $C_U = 0.7$;

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. $C_U = 1.0$;

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. $C_U = 1.5$;

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 DM 5/11/2001, 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. $C_U = 2.0$;

Nel caso in esame viene presa in considerazione la **classe d'uso III** a cui è associato il coefficiente d'uso $C_U = 1.5$.

Ricavati i valori di V_N e C_U , è possibile calcolare il periodo di riferimento V_R , che qui vale:

$$V_R = 50 * 1.5 = 75 \text{ anni.}$$

4. STATI LIMITE, PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO E PERIODO DI RITORNO

Le NTC 2018 prendono in considerazione 4 possibili *stati limite* (SL) individuati facendo riferimento alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti: due sono *stati limite di esercizio* (SLE) e due sono *stati limite ultimi* (SLU). Uno stato limite è una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per la quale è stata progettata.

Più in particolare le opere e le varie tipologie strutturali devono essere dotate di capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (sicurezza nei confronti di SLE) e di capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e di dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone o comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera (sicurezza nei confronti di SLU).

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività** (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno** (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed 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): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso** (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Ad ogni stato limite è associata una *probabilità di superamento* P_{VR} (Tabella 3.1), ovvero la probabilità che, nel periodo di riferimento V_R , si verifichi almeno un evento sismico ($n \geq 1$) di a_g prefissata (a_g = accelerazione orizzontale massima del suolo) avente frequenza media annua di ricorrenza $\lambda = 1/T_R$ (T_R = periodo di ritorno).

Tabella 4.1- Stati limite e rispettive probabilità di superamento, nel periodo di riferimento V_R

Stato limite di esercizio: operatività	SLO	$P_{VR} = 81\%$
Stato limite di esercizio: danno	SLD	$P_{VR} = 63\%$
Stati limite ultimo: salvaguardia della vita	SLV	$P_{VR} = 10\%$
Stati limite ultimo: di prevenzione del collasso	SLC	$P_{VR} = 5\%$

Fissati V_R e P_{VR} associata ad ogni stato limite, è possibile calcolare il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni, mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \quad (3.1)$$

Tale relazione tra P_{VR} (probabilità) e T_R (statistica) risulta biunivoca poiché utilizza la distribuzione discreta Poissoniana.

Poiché è $V_R = 75$ anni, il tempo di ritorno T_R sarà:

Tabella 4.2- Stati limite e rispettivi tempi di ritorno, nel periodo di riferimento V_R

Stato limite di esercizio: operatività	SLO	$T_R = 45$
Stato limite di esercizio: danno	SLD	$T_R = 75$
Stati limite ultimo: salvaguardia della vita	SLV	$T_R = 712$
Stati limite ultimo: di prevenzione del collasso	SLC	$T_R = 1462$

4.1. DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

La pericolosità sismica di base, cioè le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di interesse, nelle NTC 2018, per una determinata probabilità di superamento, si può ritenere definita quando vengono designati un'accelerazione orizzontale massima (a_g) ed il corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione, riferiti ad un suolo rigido e ad una superficie topografica orizzontale.

Per poter definire la pericolosità sismica di base le NTC 2018 si rifanno ad una procedura basata sui risultati disponibili anche sul sito web dell'INGV <http://eskel-gis.mi.ingv.it/>, nella sezione “Mappe interattive della pericolosità sismica”.

Secondo le NTC 2018 le forme spettrali sono definite per 9 differenti periodi di ritorno T_R (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975 e 2475 anni) a partire dai valori dei seguenti parametri riferiti a terreno rigido orizzontale, cioè valutati in condizioni ideali di sito, definiti nell'**Allegato A** alle NTC08:

a_g = accelerazione orizzontale massima;

F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_C^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I tre parametri si ricavano per il 50° percentile ed attribuendo a:

a_g , il valore previsto dalla pericolosità sismica S1

F_0 e T_C^* i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC08 scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica S1 (il minimo è ottenuto ai minimi quadrati, su valori normalizzati).

I valori di questi parametri vengono forniti in tabella (Tabella 4.1), contenuta nell'**Allegato B** delle NTC08 (a cui le NTC 2018 fanno riferimento), per i 10751 punti di un reticolo di riferimento in cui è suddiviso il territorio nazionale, identificati dalle coordinate geografiche longitudine e latitudine.

Tabella 4.3- Stralcio della tabella contenuta nell'Allegato B delle NTC08, che fornisce i 3 parametri di pericolosità sismica, per diversi periodi di ritorno e per ogni nodo del reticolo che viene identificato da un ID e dalle coordinate geografiche.

ID	LON	LAT	$T_R = 30$			$T_R = 50$			$T_R = 72$			$T_R = 101$		
			a_g	F_0	T_C^*	a_g	F_0	T_C^*	a_g	F_0	T_C^*	a_g	F_0	T_C^*
13111	6.5448	45.1340	0.263	2.500	0.180	0.340	2.510	0.210	0.394	2.550	0.220	0.469	2.490	0.240
13333	6.5506	45.0850	0.264	2.490	0.180	0.341	2.510	0.210	0.395	2.550	0.220	0.469	2.490	0.240
13555	6.5564	45.0350	0.264	2.500	0.180	0.340	2.510	0.200	0.393	2.550	0.220	0.466	2.500	0.240
13777	6.5621	44.9850	0.263	2.500	0.180	0.338	2.520	0.200	0.391	2.550	0.220	0.462	2.510	0.240
12890	6.6096	45.1880	0.284	2.460	0.190	0.364	2.510	0.210	0.431	2.500	0.220	0.509	2.480	0.240

13112	6.6153	45.1390	0.286	2.460	0.190	0.366	2.510	0.210	0.433	2.500	0.220	0.511	2.480	0.240
13334	6.6210	45.0890	0.288	2.460	0.190	0.367	2.510	0.210	0.434	2.500	0.220	0.511	2.490	0.240
13556	6.6268	45.0390	0.288	2.460	0.190	0.367	2.510	0.210	0.433	2.510	0.220	0.510	2.490	0.240
13778	6.6325	44.9890	0.288	2.460	0.190	0.366	2.520	0.210	0.430	2.510	0.220	0.507	2.500	0.240
14000	6.6383	44.9390	0.286	2.470	0.190	0.363	2.520	0.210	0.426	2.520	0.220	0.502	2.500	0.240
14222	6.6439	44.8890	0.284	2.470	0.190	0.360	2.530	0.210	0.421	2.530	0.220	0.497	2.500	0.240
12891	6.6803	45.1920	0.306	2.430	0.200	0.389	2.500	0.210	0.467	2.470	0.230	0.544	2.490	0.230
10228	6.6826	45.7940	0.283	2.420	0.200	0.364	2.460	0.220	0.430	2.460	0.240	0.505	2.440	0.250
13113	6.6860	45.1430	0.309	2.430	0.200	0.391	2.510	0.210	0.470	2.470	0.230	0.546	2.490	0.230
10450	6.6885	45.7450	0.278	2.440	0.200	0.356	2.480	0.220	0.415	2.500	0.230	0.485	2.470	0.250
13335	6.6915	45.0930	0.310	2.430	0.200	0.392	2.510	0.210	0.470	2.480	0.230	0.546	2.500	0.230
10672	6.6942	45.6950	0.275	2.450	0.200	0.351	2.490	0.210	0.406	2.520	0.230	0.475	2.490	0.250
13557	6.6973	45.0430	0.311	2.440	0.200	0.392	2.520	0.210	0.469	2.480	0.230	0.545	2.500	0.230
13779	6.7029	44.9930	0.310	2.440	0.200	0.391	2.520	0.210	0.467	2.480	0.230	0.543	2.500	0.230

Qualora la pericolosità sismica del sito sul reticolo di riferimento non consideri il periodo di ritorno T_R corrispondente alla V_R e P_{V_R} fissate, il valore del generico parametro p ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione (Figura 4.1), a partire dai dati relativi ai tempi di ritorno previsti nella pericolosità di base, utilizzando la seguente espressione dell'Allegato A alle NTC08:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1} \quad (4.1)$$

nella quale p è il valore del parametro di interesse (a_g, F_o, T_C^*) corrispondente al periodo di ritorno T_R desiderato, mentre $p_1, 2$ è il valore di tale parametro corrispondente al periodo di ritorno $T_{R1}, 2$.

Per un qualunque punto del territorio non ricadente nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri p possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame, utilizzando l'espressione dell'Allegato A alle NTC08:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}} \quad (4.2)$$

nella quale p è il valore del parametro di interesse (a_g, F_o, T_C^*) corrispondente al punto considerato, p_i è il valore di tale parametro nell' i -esimo vertice della maglia elementare contenente il punto in esame e d_i è la distanza del punto in esame dall' i -esimo vertice della suddetta maglia.

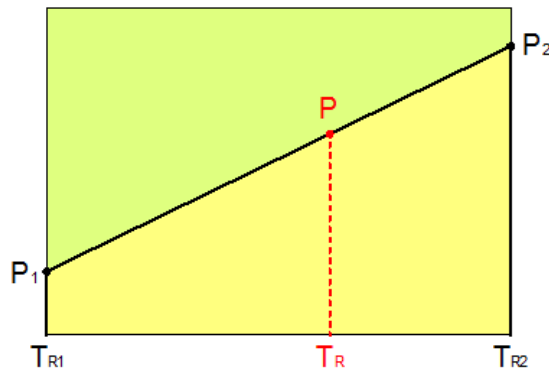


Figura 4.4 - Interpolazione dei periodi di ritorno, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC08.

La procedura per interpolare le coordinate geografiche è schematizzata nella Figura 4.2

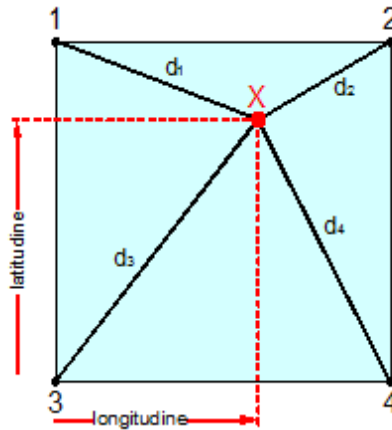


Figura 4.5 - Interpolazione delle coordinate geografiche, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC08.

Pertanto per poter procedere all'interpolazione delle coordinate geografiche, in accordo alla procedura delle NTC08, bisogna calcolare le distanze che intercorrono tra i 4 punti del reticolo e il punto di interesse. Questo calcolo può essere eseguito approssimativamente utilizzando le formule della trigonometria sferica, che danno la distanza geodetica tra due punti, di cui siano note le coordinate geografiche. Utilizzando quindi il teorema di Eulero, la distanza d tra due punti, di cui siano note latitudine e longitudine, espresse però in radianti, si ottiene dall'espressione seguente:

$$d = R \cdot \arccos[\sin(\text{lat}\beta) \cdot \sin(\text{lat}\alpha) + \cos(\text{lat}\beta) \cdot \cos(\text{lat}\alpha) \cdot \cos(\text{lon}\alpha - \text{lon}\beta)] \quad (4.3)$$

dove $R = 6371$ è il raggio medio terrestre in km, mentre $\text{lat}\alpha$, $\text{lon}\alpha$, $\text{lat}\beta$ e $\text{lon}\beta$ sono la latitudine e la longitudine, espresse in radianti, di due punti A e B di cui si vuole calcolare la distanza.

La formula di interpolazione sopra proposta, semplice da usare, presenta però l'inconveniente di condurre a valori di pericolosità lievemente diversi per punti affacciati ma appartenenti a maglie contigue. La modestia delle differenze (scostamenti in termini di PGA dell'ordine di $\pm 0,01g$ ossia della precisione dei dati) a fronte della semplicità d'uso, rende tale stato di cose assolutamente accettabile.

Qualora si vogliano rappresentazioni continue della funzione interpolata, si dovrà ricorrere a metodi di interpolazione più complessi, ad esempio i polinomi di Lagrange.

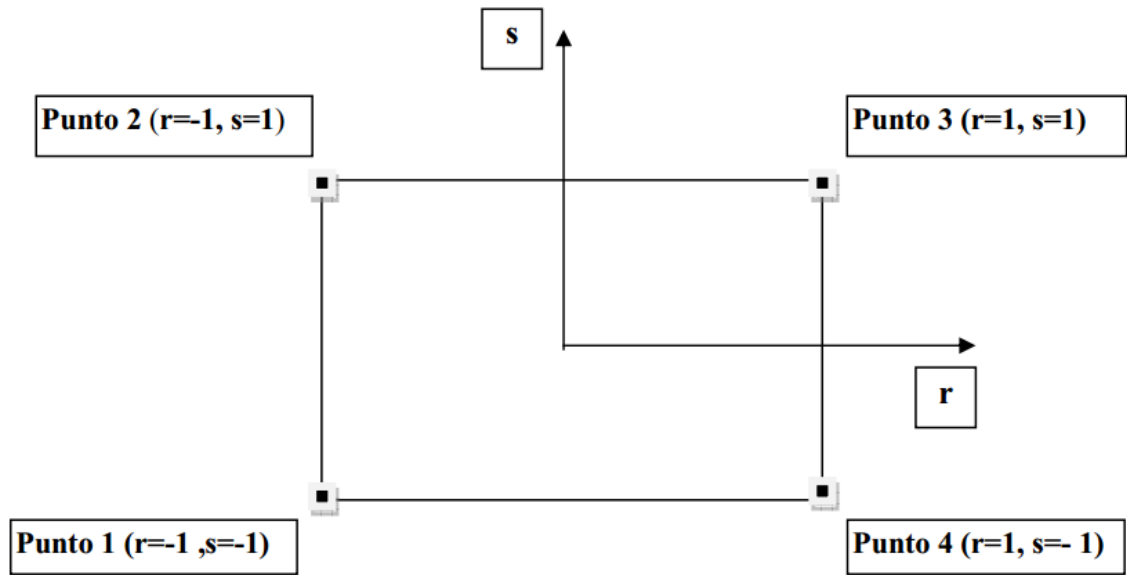


Figura 4.6- Applicazione dell'interpolazione bilineare.

Definiti i 4 vertici di una generica maglia i polinomi di Lagrange sono così determinati:

$$h_1 = (1-r) \cdot (1-s)/4 \quad (4.4)$$

$$h_2 = (1-r) \cdot (1+s)/4 \quad (4.5)$$

$$h_3 = (1+r) \cdot (1+s)/4 \quad (4.6)$$

$$h_4 = (1+r) \cdot (1-s)/4 \quad (4.7)$$

Tra le coordinate x, y di un punto generico e le coordinate r, s dello stesso punto valgono le seguenti relazioni:

$$4x = \sum_{i=1}^4 h_i \cdot x_i = [(1-r) \cdot (1-s) \cdot x_1 + (1-r) \cdot (1+s) \cdot x_2 + (1+r) \cdot (1+s) \cdot x_3 + (1+r) \cdot (1-s) \cdot x_4] \quad (4.8)$$

$$4y = \sum_{i=1}^4 h_i \cdot y_i = [(1-r) \cdot (1-s) \cdot y_1 + (1-r) \cdot (1+s) \cdot y_2 + (1+r) \cdot (1+s) \cdot y_3 + (1+r) \cdot (1-s) \cdot y_4] \quad (4.9)$$

La soluzione del sistema di equazioni non lineari è ottenuta iterativamente e, tramite i valori di r ed s , si determinano i parametri a_g, F_0, T_c^* dall'equazione:

$$4p = \sum_{i=1}^4 h_i \cdot p_i = [(1-r) \cdot (1-s) \cdot p_1 + (1-r) \cdot (1+s) \cdot p_2 + (1+r) \cdot (1+s) \cdot p_3 + (1+r) \cdot (1-s) \cdot p_4] \quad (4.10)$$

Dove p rappresenta il parametro cercato.

5. Pericolosità sismica di sito

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono. Per la singola opera o per il singolo sistema geotecnico la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzidetti,

rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A, definito al § 3.2.2).

5.1. Coefficienti sismici

I coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v dipendono del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi e del tipo di opera da calcolare. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno (T_R) dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})} \quad (5.1)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e P_{VR} probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R non può essere inferiore a 35 anni.

5.2. Stabilità dei pendii e fondazioni

Nel caso di stabilità dei pendii i coefficienti k_h e k_v sono così determinati:

$$k_h = \beta_s \cdot \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \quad (5.2)$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad (5.3)$$

Con

β_s coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{\max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g accelerazione di gravità.

I valori di β_s sono riportati nella tabella 5.1.

Tabella 5.1- Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.20

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa al sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (5.4)$$

S_s (effetto di amplificazione stratigrafica) ($0.90 \leq S_s \leq 1.80$) è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E). e del rapporto a_g/g . S_T (effetto di amplificazione topografica), varia con il variare delle quattro categorie topografiche:

T1: $S_T = 1.0$; **T2:** $S_T = 1.20$; **T3:** $S_T = 1.20$; **T4:** $S_T = 1.40$.

5.3. Fronti scavo e rilevati

Il comportamento in condizioni sismiche dei fronti di scavo e dei rilevati può essere analizzato con gli stessi metodi impiegati per i pendii naturali; specificamente mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi avanzati di analisi dinamica.

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Le componenti orizzontale e verticale di tale forza devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e della capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

In mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale della forza statica equivalente possono esprimersi come

$$F_h = k_h \cdot W \text{ ed } F_v = k_v \cdot W$$

con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale definiti nel § 7.11.3.5.2 e adottando i seguenti valori del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito:

$\beta_s = 0.38$ nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV)

$\beta_s = 0.47$ nelle verifiche dello stato limite di esercizio (SLD).

Nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni (condizione [6.2.1]) impiegando lo stesso approccio di cui al § 6.8.2 per le opere di materiali sciolti e fronti di scavo, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1.2$.

Si deve inoltre tener conto della presenza di manufatti interagenti con l'opera.

5.4. Muri di sostegno

Per i muri di sostegno pendii i coefficienti k_h e k_v sono così determinati:

$$k_h = \beta_m \cdot \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \quad (5.5)$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad (5.6)$$

Con:

β_m coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, per i muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno assume valore unitario altrimenti assume i valori riportati di seguito.

$\beta_m = 0.38$ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)

$\beta_m = 0.47$ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD).

I valori del coefficiente β_m possono essere incrementati in ragione di particolari caratteristiche prestazionali del muro, prendendo a riferimento il diagramma di in Figura 5.2.

a_{max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
g accelerazione di gravità.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (5.7)$$

S è il coefficiente comprendente l'effetto di amplificazione stratigrafica S_S e di amplificazione topografica S_T .

a_g accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

5.5. Paratie

In mancanza di studi specifici, a_h (accelerazione orizzontale) può essere legata all'accelerazione di picco a_{\max} attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{\max} \quad (5.8)$$

dove:

g è l'accelerazione di gravità;

k_h è il coefficiente sismico in direzione orizzontale;

$\alpha \leq 1$ è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera. Può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva **H** della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma in Figura 5.1:

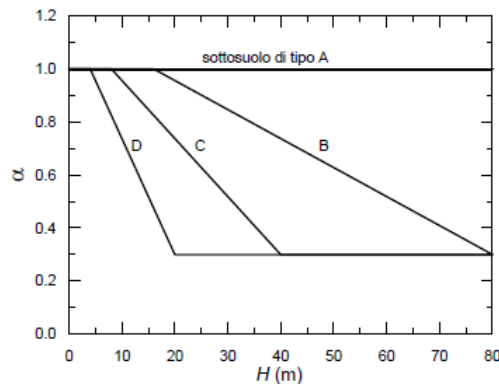


Figura 5.1 - Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α .

Per il sottosuolo di categoria E si utilizzano le curve dei sottosuoli C o D in dipendenza dei valori assunti dalla velocità equivalente V_s . Per la valutazione della spinta nelle condizioni di equilibrio limite passivo deve porsi $\alpha = 1$.

Il valore del coefficiente β può essere ricavato dal diagramma riportato in Figura 5.2, in funzione del massimo spostamento u_s che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza.

Per $u_s = 0$ si ha $\beta = 1$; $u_s \leq 0.005 \cdot H$

Se $\alpha \cdot \beta \leq 0.2$ deve assumersi $k_h = 0.2 \cdot a_{\max}/g$

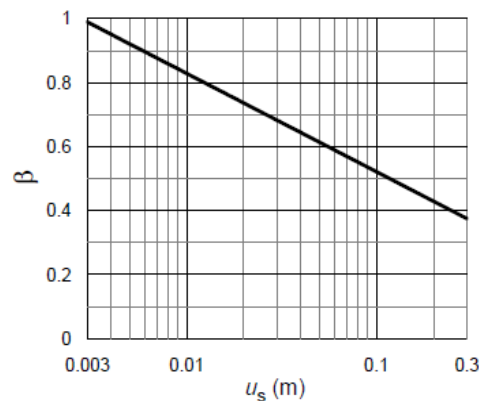


Figura 5.2 - Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β .

L'accelerazione di picco a_{\max} è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, ovvero come

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (5.9)$$

dove:

S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

PERICOLOSITÀ SISMICA

Data: 26/12/2022
Comune: Marmirolo (MN)
Vita nominale (V_n): 50 [anni]
Classe d'uso: III
Coefficiente d'uso (C_u): 1,5
Periodo di riferimento (V_r): 75 [anni]

Periodo di ritorno (Tr) SLO: 45 [anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLD: 75 [anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLV: 712 [anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLC: 1462 [anni]

Tipo di interpolazione: Media ponderata

Coordinate geografiche del punto

Latitudine (WGS84): 45,2217789 [°]
Longitudine (WGS84): 10,7574701 [°]
Latitudine (ED50): 45,2227058 [°]
Longitudine (ED50): 10,7584896 [°]

Coordinate dei punti della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il sito e valori della distanza rispetto al punto in esame

Punto	ID	Latitudine (ED50) [°]	Longitudine (ED50) [°]	Distanza [m]
1	13614	45,203050	10,725240	3400,04
2	13615	45,204660	10,796050	3561,31
3	13393	45,254630	10,793770	4498,08
4	13392	45,253030	10,722870	4375,91

Parametri di pericolosità sismica per TR diversi da quelli previsti nelle NTC, per i nodi della maglia elementare del reticolo di riferimento

Punto 1

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
	30	0,034	2,517	0,217
SLO	45	0,039	2,538	0,249
	50	0,041	2,544	0,258
	72	0,048	2,510	0,272
SLD	75	0,049	2,514	0,273
	101	0,055	2,548	0,278
	140	0,062	2,577	0,281
	201	0,071	2,638	0,279
	475	0,101	2,551	0,289
SLV	712	0,117	2,536	0,290
	975	0,132	2,526	0,290
SLC	1462	0,153	2,504	0,293
	2475	0,184	2,476	0,296

Punto 2

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
	30	0,034	2,511	0,218
SLO	45	0,039	2,543	0,250
	50	0,041	2,552	0,260
	72	0,048	2,499	0,272
SLD	75	0,049	2,506	0,273
	101	0,055	2,562	0,277
	140	0,062	2,584	0,282
	201	0,071	2,642	0,279
	475	0,101	2,557	0,291
SLV	712	0,117	2,540	0,291
	975	0,132	2,527	0,292
SLC	1462	0,152	2,507	0,294
	2475	0,183	2,481	0,297

Punto 3

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
	30	0,035	2,498	0,223

SLO	45	0,042	2,511	0,252
	50	0,044	2,514	0,260
	72	0,051	2,583	0,264
SLD	75	0,052	2,581	0,265
	101	0,060	2,564	0,271
	140	0,069	2,573	0,272
	201	0,080	2,602	0,271
	475	0,117	2,483	0,284
SLV	712	0,137	2,483	0,284
	975	0,154	2,483	0,284
SLC	1462	0,179	2,460	0,287
	2475	0,217	2,430	0,291

Punto 4

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
	30	0,035	2,504	0,222
SLO	45	0,042	2,513	0,251
	50	0,044	2,516	0,259
	72	0,051	2,572	0,264
SLD	75	0,052	2,570	0,265
	101	0,060	2,555	0,271
	140	0,069	2,567	0,272
	201	0,080	2,606	0,270
	475	0,117	2,483	0,284
SLV	712	0,137	2,481	0,284
	975	0,155	2,479	0,284
SLC	1462	0,180	2,456	0,287
	2475	0,218	2,427	0,290

Punto d'indagine

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	45	0,040	2,528	0,251
SLD	75	0,050	2,539	0,269
SLV	712	0,126	2,513	0,288
SLC	1462	0,164	2,485	0,290

PERICOLOSITÀ SISMICA DI SITO

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ : 5 %
Fattore di alterazione dello spettro elastico $\eta = [10/(5+\xi)]^{(1/2)}$: 1,000
Categoria sottosuolo: B
Categoria topografica:
T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore o uguale a 15°

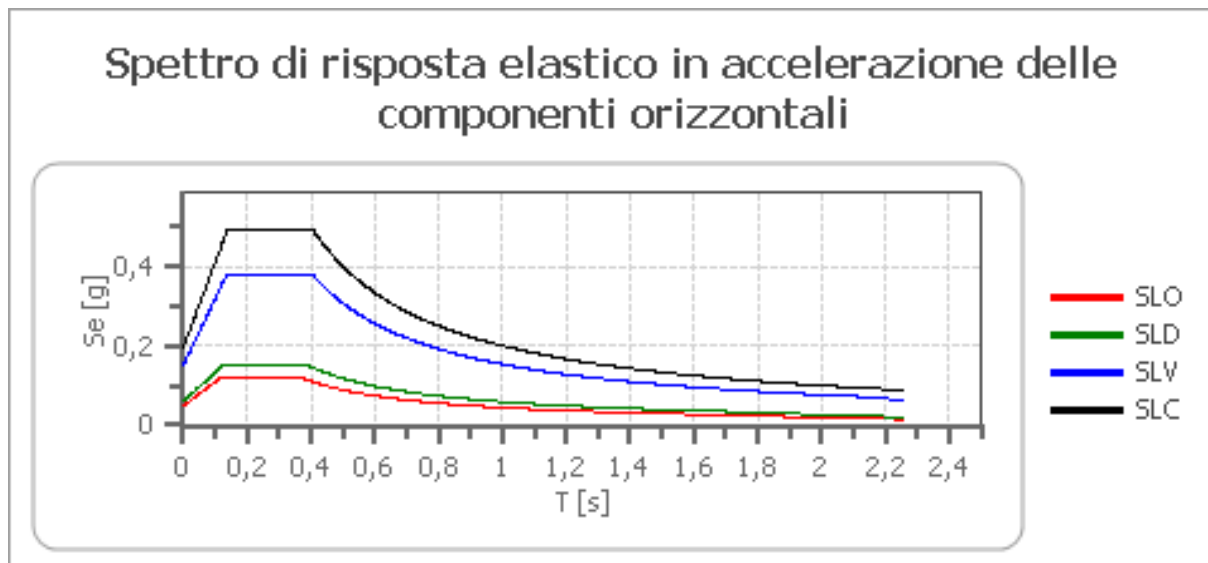
Stabilità di pendii e fondazioni

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,010	0,012	0,036	0,047
kv	0,005	0,006	0,018	0,024
amax [m/s ²]	0,477	0,593	1,481	1,933
Beta	0,200	0,200	0,240	0,240

Fronti di scavo e rilevati

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	--	0,028	0,057	--
kv	--	0,014	0,029	--
amax [m/s ²]	0,477	0,593	1,481	1,933
Beta	--	0,470	0,380	--

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali



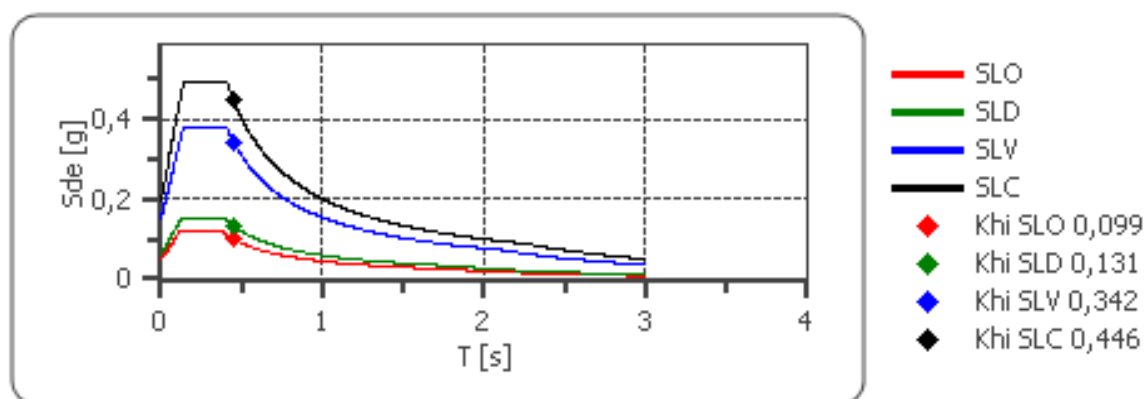
	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1,5	0,040	2,528	0,251	1,200	1,450	1,000	1,200	1,000	0,121	0,363	1,762	0,049	0,123
SLD	1,5	0,050	2,539	0,269	1,200	1,430	1,000	1,200	1,000	0,128	0,385	1,802	0,061	0,154
SLV	1,5	0,126	2,513	0,288	1,200	1,410	1,000	1,200	1,000	0,135	0,406	2,104	0,151	0,380
SLC	1,5	0,164	2,485	0,290	1,200	1,410	1,000	1,200	1,000	0,137	0,410	2,257	0,197	0,490

Spettro di progetto

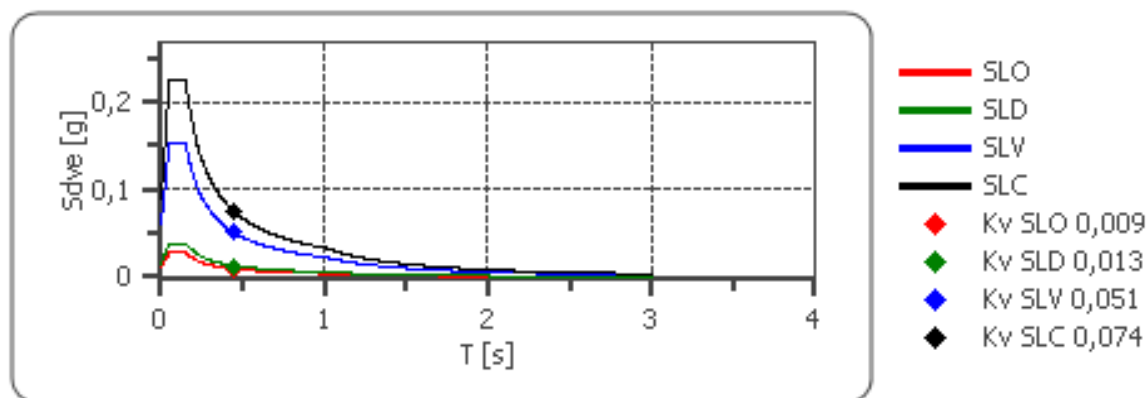
Fattore di struttura spettro orizzontale q : 1,00
Fattore di struttura spettro verticale q : 1,00
Periodo fondamentale T : 0,45 [s]

	SLO	SLD	SLV	SLC
$k_{hi} = S_{de}(T)$ Orizzontale [g]	0,099	0,131	0,342	0,446
$k_v = S_{dve}(T)$ Verticale [g]	0,009	0,013	0,051	0,074

Spettro di progetto delle componenti orizzontali



Spettro di progetto delle componenti verticali



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	q [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Sd(0) [g]	Sd(TB) [g]
SLO orizzontale	1,5	0,040	2,528	0,251	1,200	1,450	1,000	1,200	1,000	0,121	0,363	1,762	0,049	0,123
SLO verticale	1,5	0,040	2,528	0,251	1,200	1,450	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,011	0,028
SLD orizzontale	1,5	0,050	2,539	0,269	1,200	1,430	1,000	1,200	1,000	0,128	0,385	1,802	0,061	0,154
SLD verticale	1,5	0,050	2,539	0,269	1,200	1,430	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,015	0,039

SLV orizzontale	1,5	0,126	2,513	0,288	1,200	1,410	1,000	1,200	1,000	0,135	0,406	2,104	0,151	0,380
SLV verticale	1,5	0,126	2,513	0,288	1,200	1,410	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,060	0,152
SLC orizzontale	1,5	0,164	2,485	0,290	1,200	1,410	1,000	1,200	1,000	0,137	0,410	2,257	0,197	0,490
SLC verticale	1,5	0,164	2,485	0,290	1,200	1,410	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,090	0,223

6. Terreno e struttura di fondazione

Si ipotizza cautelativamente che la categoria di appartenenza del profilo stratigrafico sia la B: ***Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s (§3.2.2 N.T.C.-18).*** La categoria topografica di riferimento nel caso in questione è la T1 ossia una superficie pianeggiante o con presenza di pendii con inclinazione inferiore ai 15° (§3.2.2 N.T.C.-18). Il valore della costante di sottofondo impostato nel progetto (coefficiente di Winkler) sarà pari a $K > 2 \text{ kg/cm}^3$.

Le fondazioni delle strutture in questione sono indirette costituite da una trave continua gettata in opera in c.a. poggiante su micropali in c.a..

7. Materiali

7.1. Classi di esposizione e prescrizione del calcestruzzo

La durabilità di una struttura di calcestruzzo dipende dall'interazione tra le caratteristiche del materiale con cui la struttura è costruita e le azioni di tipo chimico – fisico, legate alle condizioni dell'ambiente in cui essa si trova ed alle quali è soggetta nell'arco della sua vita utile. Tali azioni, non prese in conto nell'analisi strutturale, comportano un'opportuna scelta del tipo di calcestruzzo, adeguate disposizioni costruttive delle armature e un'esecuzione curata. Il requisito di durabilità si ritiene soddisfatto se la struttura, sottoposta alle azioni tipiche dell'ambiente e soggetta a ordinaria manutenzione, è in grado di continuare a fornire per tutta la vita utile di progetto le prestazioni per la quale è stata progettata e realizzata. In fase di progetto quindi la prescrizione, valutate opportunamente le condizioni ambientali del sito ove sorgerà la costruzione o quelle di impiego, deve fissare le caratteristiche del calcestruzzo da impiegare (composizione e resistenza meccanica), i valori del copriferro e le regole di maturazione (§11.2.11 N.T.C.-08).

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si farà riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale UNI EN 206-1 ed UNI 11104. Facendo riferimento alle suddette linee guida le condizioni prevalenti della struttura in elevazione ed interrata dell'edificio possono essere classificate secondo la seguente tabella:

<i>Classe di esposizione</i>	<i>Condizione di esposizione</i>	<i>Elementi strutturali</i>
XC2	Bagnato, raramente asciutto (superfici di cls a contatto con acqua per lungo tempo)	Fondazioni e strutture contro-terra
XC3	Moderatamente umido (strutture esterne protette dal contatto diretto con la pioggia)	Muri e setti in elevazione

Per le diverse classi di esposizione ed una durata di vita di 50 anni secondo l'EC2 e la UNI 11104 per il copri ferro e la classe di resistenza del calcestruzzo minimi valgono le seguenti prescrizioni:

- Classe XC2 $C_{min,dur}$ =copri ferro minimo per la durabilità=25 mm (portato a 30mm nel progetto); calcestruzzo classe C25/30 per le strutture di fondazione;
- Classe XC3 $C_{min,dur}$ =copri ferro minimo per la durabilità=25 mm (portato a 30mm nel progetto); calcestruzzo classe C28/35 per i muri in elevazione;

Si prescrive quindi l'impiego di due classi di calcestruzzo con le seguenti caratteristiche:

plinti e travi di fondazione:

- Classe di resistenza del cls C25/30, rapporto A/C max 0,60, dosaggio minimo del cemento tipo Portland R325, 320 kg/m³;
- Classe di esposizione XC2;
- Classe di consistenza S4;
- Diametro massimo aggregato 16 mm;

muri, pilastri e setti in c.a. in elevazione:

- Classe di resistenza del cls C28/35, rapporto A/C max 0,55, dosaggio minimo del cemento tipo Portland R325, 320 kg/m³;
- Classe di esposizione XC2;
- Classe di consistenza S4;
- Diametro massimo aggregato 16 mm;

7.2. Copriferri delle armature

Il copri ferro è la distanza minima tra la superficie più esterna dell'armatura (incluse staffe e collegamenti) e la superficie del calcestruzzo più vicina. Un copri ferro minimo C_{min} deve essere assicurato per garantire:

- La corretta trasmissione delle forze di aderenza;
- La protezione dell'acciaio contro la corrosione (durabilità);
- Un'adeguata resistenza al fuoco.

Il copri ferro minimo C_{min} che soddisfa sia i requisiti relativi all'aderenza che alla durabilità vale:

$$C_{min} = \max[C_{min,b}; (C_{min,dur} - \Delta C_{dur,add}); 10 \text{ mm}] \quad (\S 4.4.1 \text{ EC2})$$

$C_{min,b}$ copriferro minimo dovuto al requisito di aderenza (b = 'bond') con $C_{min,b} \geq \phi$ armatura

$C_{min,dur}$ copriferro minimo dovuto alle condizioni ambientali (dur = 'durability')

$\Delta C_{dur,add}$ riduzione del copriferro minimo per la durabilità in presenza di protezioni aggiuntive (tabelle, intonaco, vernici protettive..).

Le armature del solaio di tutti i piani sono protette, alla base delle nervature, da una tavola di laterizio di spessore 12 mm ricoperto da intonaco di spessore 8 mm. Pertanto:

$$\Delta C_{dur,add} = 12+8=20 \text{ mm}$$

Gli intradossi delle solette piene, dei pilastri e delle travi delle logge sono tutte protette da 10 mm di intonaco. Dato che il calcestruzzo di tali elementi è di classe C28/35 e la classe di esposizione ambientale è la XC3 il copri ferro minimo dovuto alle condizioni ambientali dovrà essere di 25 mm. Il copri ferro nominale C_{nom} da considerare nel progetto delle armature è la somma di:

- Copri ferro minimo C_{min} ;
- Tolleranza di posizionamento delle armature ΔC_{dev} , assunta pari a 8-10 mm.

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev} = \max[C_{min}+(8-10) \text{ mm}; 20 \text{ mm}] \text{ nel nostro caso } \geq 20 \text{ mm} \quad (\S 4.4.1 \text{ EC2})$$

Quindi per le strutture interrate ed in elevazione il copriferro nominale da inserire negli elaborati esecutivi risulterà essere secondo la tabella di:

Copriferri nominali:

Elemento strutturale	Classe di esposizione	$\phi, C_{min,b}$ (mm)*	$C_{min,dur}$ (mm)	$\Delta C_{dur,add}$ (mm)	C_{dur} (mm)	C_{min} (mm)	C_{NOM} (mm)
Travi, pilastri interni	XC1	8	15	-10	5	8	20
Muri e setti interni	XC3	8	15	-10	5	8	20
Solette/travi logge (arm.sup.)	XC3	12	-	-	-	12	20
Solette/travi logge (arm.inf.)	XC3	12	25	-10	15	20	30
Pilastri esterni	XC3	8	25	-10	15	25	30
Fondazioni	XC2	16	25	-	25	25	40

*Ipotizzando di utilizzare staffe da 8 mm per i pilastri e le travi, barre da 16 mm per pilastri, travi, muri e setti.

7.3. Caratteristiche del materiale

La classe del calcestruzzo è identificata mediante la resistenza caratteristica a compressione (N/mm^2) misurata dopo 28 gg di maturazione. Nelle NTC 2018 la resistenza è misurata su cubi di lato 150 mm ed ha sigla: $R_{ck}=f_{ck,eu}$ (ossia nell'EC2 la resistenza cubica caratteristica a rottura), mentre f_{ck} sempre per l'Eurocodice rappresenta la resistenza cilindrica caratteristica a compressione su provini di diam. 150 mm e altezza 300 mm. La $f_{ck} = 0,83R_{ck}$, secondo la denominazione data dall'EC2 si ha $C_{f_{ck}/f_{ck,eu}}$ ossia per esempio un calcestruzzo di classe C28/35.

Denominazione	C28/35 (nel progetto si considera questa classe di resistenza)
Destinazione	Muri, pilastri e setti

Resistenza a compressione cubica caratter.	R_{ck} 350 kg/cm ²
Resistenza a compressione cilindrica ($0,83R_{ck}$)	f_{ck} 290 kg/cm ²
Resistenza cilindrica media – $f_{ck} + 80$	f_{cm} 370 kg/cm ²
Resistenza a trazione media – $0,3xf_{ck}^{1/3}$	f_{ctm} 2,16 kg/cm ²
Modulo elastico (per EC2) – $220000x(f_{cm}/100)^{0.3}$	E_{cm} 325.749 kg/cm ²
Coeff. Di sicurezza parziale del cls (per R_{ck})	$g_{m,c}$ 1,5
Resistenza a compress. cilindrica di calcolo – $a_{cc} f_{ck}/g_c$	f_{cd} 164 kg/cm ²
Coefficiente per gli effetti di lungo termine	a_{cc} 0,85
Resistenza a trazione di calcolo	f_{ctd} 18 kg/cm ²
Resistenza di calcolo a 3 gg – $0.5x a_{cc} f_{ck}/g_c$	f_{cd} 82 kg/cm ²
Resistenza di calcolo a 5 gg – $0.7x a_{cc} f_{ck}/g_c$	f_{cd} 115 kg/cm ²

Denominazione	C25/30 (nel progetto si considera questa classe di resistenza)
Destinazione	Travi e plinti di fondazione
Resistenza a compressione cubica caratter.	R_{ck} 300 kg/cm ²
Resistenza a compressione cilindrica ($0,83R_{ck}$)	f_{ck} 250 kg/cm ²
Resistenza cilindrica media – $f_{ck} + 80$	f_{cm} 330 kg/cm ²
Resistenza a trazione media – $0,3xf_{ck}^{1/3}$	f_{ctm} 1,9 kg/cm ²
Modulo elastico (per EC2) – $220000x(f_{cm}/100)^{0.3}$	E_{cm} 314.758 kg/cm ²
Coeff. Di sicurezza parziale del cls (per R_{ck})	$g_{m,c}$ 1,5
Resistenza a compress. cilindrica di calcolo – $a_{cc} f_{ck}/g_c$	f_{cd} 142 kg/cm ²
Coefficiente per gli effetti di lungo termine	a_{cc} 0,85
Resistenza a trazione di calcolo	f_{ctd} 18 kg/cm ²
Resistenza di calcolo a 3 gg – $0.5x a_{cc} f_{ck}/g_c$	f_{cd} 71 kg/cm ²

Resistenza di calcolo a $5 \text{ gg} - 0.7 \times a_{cc} f_{ck}/g_c$	$f_{cd} \quad 99 \text{ kg/cm}^2$
---	-----------------------------------

7.4. Acciaio armature da calcestruzzo

Gli acciai per armatura del tipo FeB44K per le barre ad aderenza migliorata, sono definiti dai valori caratteristici delle tensioni di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} dal rapporto f_{tk}/f_{yk} e dal valore caratteristico dell'allungamento $A_{gt,k}$ corrispondente alla tensione massima sotto carico >14 %. Per le NTC 2018 (§4.1.2 N.T.C. - 18) e l'EC2 si ha:

$$f_{yk}=430 \text{ MPa}; f_{tk}=540 \text{ MPa};$$

$$f_{yd} = f_{yk}/g_s \quad \text{con } g_s = 1,15$$

La deformazione di progetto al limite elastico vale $e_{syd}=f_{yd}/E_s$.

8. Analisi sismica

Premessa

La valutazione della sicurezza di una struttura esistente è un procedimento quantitativo volto a determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla norma D.M. 17 Gennaio 2018.

La valutazione della sicurezza deve permettere di stabilire se:

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

Poiché l'edificio è classificato in classe d'uso III (edifici che prevedono affollamenti significativi), si è eseguita una analisi strutturale per una vita di riferimento della struttura $V_r=75$ anni.

Sono stati eseguiti i rilievi geometrico strutturali dell'edificio e confrontati con la documentazione esistente sia a livello di progetto architettonico che strutturale, riscontrando una corrispondenza della geometria dell'edificio con quanto depositato. Non sono stati rilevati dissesti in atto, né quadri fessurativi di sorta che possano evidenziare meccanismi di danno. Per la caratterizzazione meccanica dei materiali ci si è basati su quanto indicato nella documentazione strutturale.

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate, si è individuato il "livello di conoscenza" dei diversi parametri coinvolti nel modello e definito il correlato fattore di confidenza, da utilizzare nelle verifiche di sicurezza.

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono: geometria della struttura, dettagli costruttivi, proprietà dei materiali, connessioni tra i diversi elementi e loro presumibili modalità di collasso.

Nel caso in questione si è scelto cautelativamente il livello di conoscenza: LC1 per il quale si ha un fattore di confidenza pari a 1,35.

Nella valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio nello stato in cui si trova si è tenuto conto dei seguenti fattori.

Nelle costruzioni esistenti in calcestruzzo armato soggette ad azioni sismiche viene attivata la capacità di elementi e meccanismi resistenti, che possono essere "duttili" o "fragili".

L'analisi sismica globale deve utilizzare, per quanto possibile, metodi di analisi che consentano di valutare in maniera appropriata sia la resistenza sia la duttilità disponibili. L'impiego di metodi di calcolo lineari richiede al progettista un'opportuna definizione del fattore di comportamento in relazione alle caratteristiche meccaniche, globali e locali, della struttura in esame.

I meccanismi "duttili" si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di deformazione o di resistenza in relazione al metodo utilizzato; i meccanismi "fragili" si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di resistenza.

Dal punto di vista della tipologia dell'edificio, si può fare rientrare questo nella categoria delle strutture miste a telaio e pareti accoppiate, con più piani e più campate per la quale la resistenza alle azioni orizzontali è affidata ai pilastri ed ai setti in c.a., aventi resistenza a taglio alla base >65% di quella totale; il coefficiente di smorzamento viscoso scelto sarà pari a 5.00.

Per quanto concerne l'edificio in oggetto, ad esso viene attribuito un valore del fattore di comportamento q allo stato di fatto cautelativamente basso, in ragione della scarsa duttilità ma anche del basso livello di conoscenza che si ha del loro comportamento in campo inelastico:

- Coefficiente di comportamento ' q ' per SLU comp.oriz.: 2,0
- Coefficiente di comportamento ' q ' per SLU comp.vert.: 1,5

Parametri sismici per lo Stato Limite Salvaguardia della vita (richiesta sismica per la zona)

- a_g per SLU : 0.126 (g/10.)
- F_0 per SLU : 2.513
- T_c^* per SLU : 0.288 sec.

Parametri sismici per lo Stato Limite di Danno (richiesta sismica per la zona)

- a_g per SLE : 0.050 (g/10.)
- F_0 per SLE : 2.539
- T_c^* per SLE : 0.269 sec.

Si dimostrerà di seguito che l'edificio sarà verificato per i seguenti valori dei parametri sismici:

Parametri sismici per lo Stato Limite Salvaguardia della vita (capacità sismica per la zona)

- a_g per SLU : 0.035 (g/10.)
- F_0 per SLU : 2.508
- T_c^* per SLU : 0.220 sec.

Parametri sismici per lo Stato Limite di Danno (capacità sismica per la zona)

- a_g per SLE : 0.035 (g/10.)
- F_0 per SLE : 2.508
- T_c^* per SLE : 0.220 sec.

Che corrispondono ad una vita nominale dell'edificio pari a 2 anni con un tempo di ritorno $T_r=30$ anni per lo SLV e SLD; l'indice di rischio sismico, ossia il rapporto tra l'azione sismica sopportabile dalla struttura e l'azione sismica che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione, $\zeta_E=28\%$.

Le sollecitazioni provocate nella struttura dalle azioni sismiche verranno valutate mediante un'analisi sismica dinamica modale.

Le masse per il calcolo delle azioni rispetto alle seguenti combinazioni di carico:

combinazione di carico quasi permanente: $G_k + 0.3 Q_k$

Gli effetti delle azioni sismiche sulla struttura date dalle singole forme modali vengono sommate attraverso la radice quadrata della somma dei quadrati degli effetti relativi a ciascun modo e le sollecitazioni calcolate con le seguenti combinazioni:

comb. 1 = $E_x + 0.3 E_y + G_k + 0.3 Q_k$

comb. 2 = $E_y + 0.3 E_x + G_k + 0.3 Q_k$

9. Analisi dei carichi

9.1. Casi di carico:

L'analisi dei carichi fa riferimento alle indicazioni contenute nel D.M. 17 gennaio 2018 Cap.3

- **Caso di carico 1:** peso proprio strutture in c.a., (G_{k0}),
- **caso di carico 2:** peso proprio impalcati in laterocemento, (solaio vespaio: $G_{k1}=4,5 \text{ kN/m}^2$; solai piani in elevazione: $G_{k2}=3,9 \text{ kN/m}^2$; solaio copertura: $G_{k3}=3,45 \text{ kN/m}^2$);
- **caso di carico 3:** peso permanente portato sugli impalcati in laterocemento, (solaio vespaio: $G_{k4}=2,9 \text{ kN/m}^2$; solai piano primo: $G_{k5}=2,8 \text{ kN/m}^2$; solaio piano secondo: $G_{k6}=2,66 \text{ kN/m}^2$; solaio piano sottotetto: $G_{k7}=1,95 \text{ kN/m}^2$; solaio copertura: $G_{k8}=1 \text{ kN/m}^2$);
- **caso di carico 4:** sovraccarico accidentale sugli impalcati ($Q_{k1}=3 \text{ kN/m}^2$; solai logge $Q_{k2}=4 \text{ kN/m}^2$).
- **caso di carico 5:** carico neve ($Q_{k3}=0,8 \text{ kN/m}^2$);
- **caso di carico 6:** peso permanente portato strutturale dato dai tamponamenti in laterizio ($G_{k3}=7.5 \text{ kN/m}$).

Si sono utilizzate nel calcolo le seguenti combinazioni, i coefficienti sono di seguito riassunti:

combinazione di carico fondamentale utilizzata per gli SLU STR:

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \gamma_{Q3}\psi_{03}Q_{k3} + \dots$$

combinazione caratteristica rara utilizzata per gli SLE:

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \psi_{03}Q_{k3} + \dots$$

combinazione frequente utilizzata per gli SLE:

$$G_1 + G_2 + \psi_{11}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + \dots$$

combinazione quasi permanente utilizzata per gli SLE:

$$G_1 + G_2 + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + \dots$$

Combinazioni di carico per S.L.U.

Comb.	1 c.d.c. peso proprio strutture	2 c.d.c. Peso proprio impalcati	3 c.d.c. Perm non strutturale	4 c.d.c. sovraccarico	5 c.d.c. neve	6 c.d.c. tamponamenti
1	1.3	1.3	1.5	1.5	0.75	1.3
2	1.3	1.3	1.5	1.05	1.5	1.3

Combinazioni di carico per S.L.E. combinazioni rare

3	1	1	1	1	0.5	1
4	1	1	1	0.7	1	1

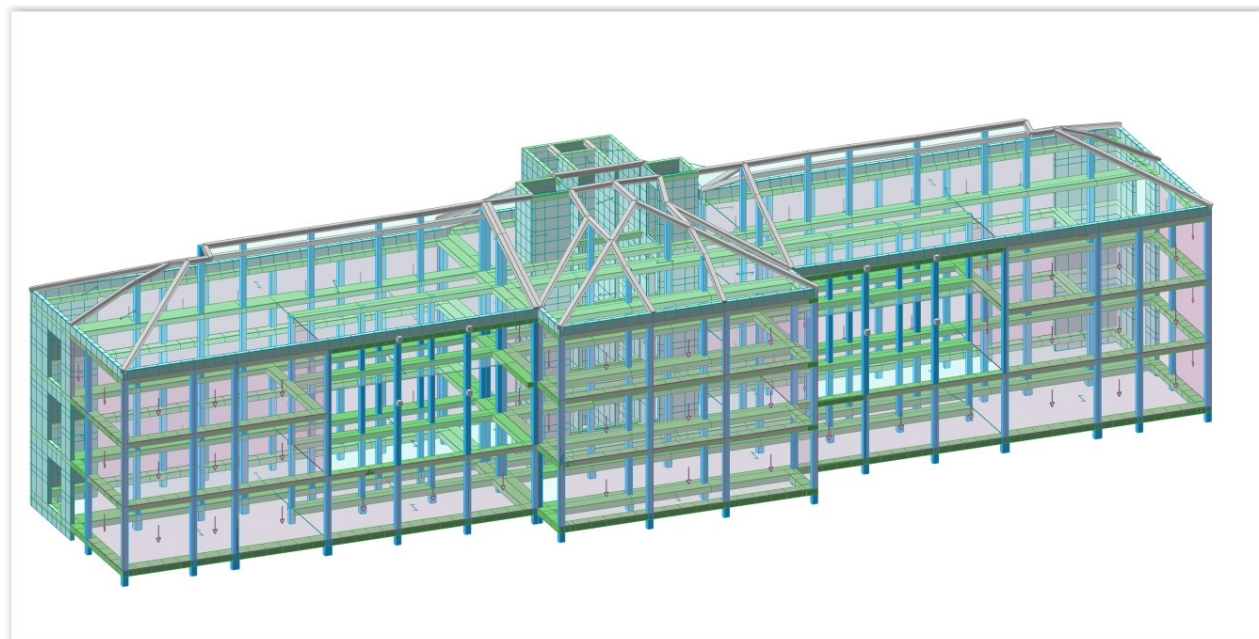
Combinazioni di carico per S.L.E. combinazioni frequenti

5	1	1	1	0.5	0	1
6	1	1	1	0.3	0.2	1

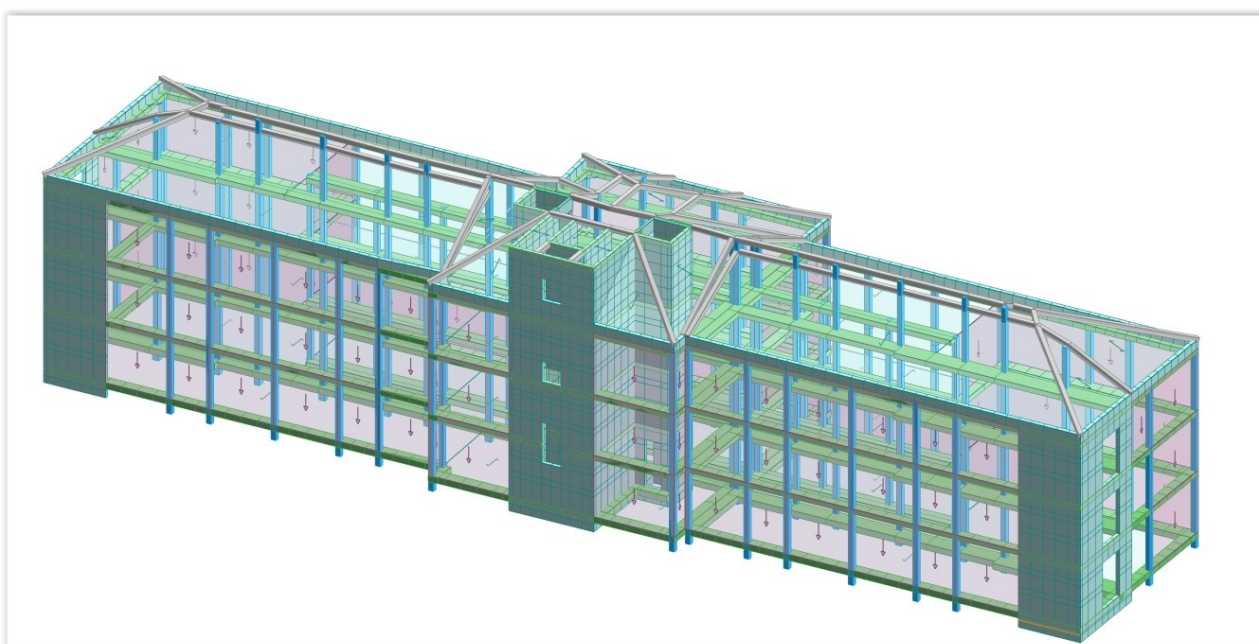
Combinazioni di carico per S.L.E. combinazioni quasi permanenti

7	1	1	1	0.3	0	1
----------	---	---	---	-----	---	---

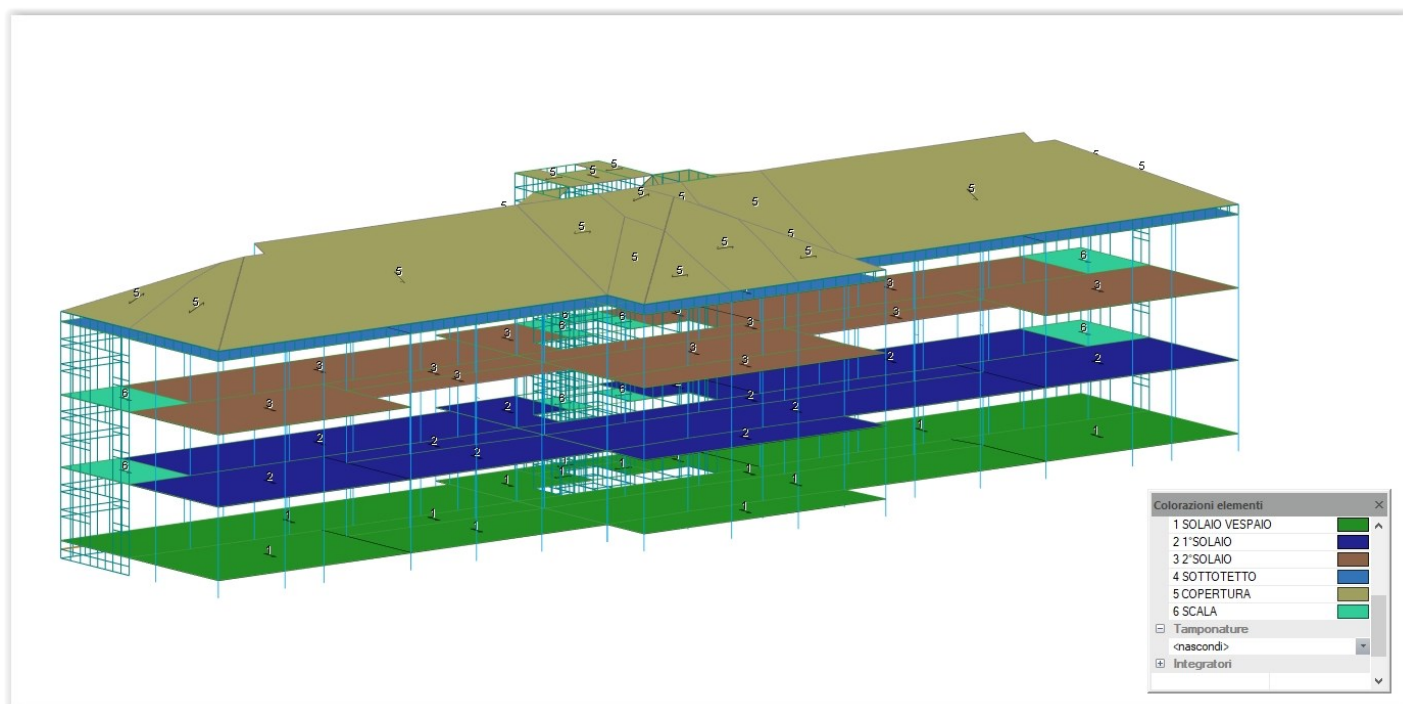
10. IMMAGINI DEL MODELLO STRUTTURALE OTTENUTE MEDIANTE L'AUSILIO DI UN SOFTWARE F.E.M.



Modello f.e.m. Stato di Fatto



Modello f.e.m. Stato di Fatto



Tipi solai

Tipo solaio	Commento	Rc	Qps <daN/mq>	Qpn <daN/mq>	QA <daN/mq>	<
1	SOLAIO VESPAIO	UN	450	291	300	
2	1° SOLAIO	UN	390	281	300	
3	2° SOLAIO	UN	390	266	300	
4	SOTTOTETTO	UN	390	195	300	
5	COPERTURA	UN	345	104	128	
6	SCALA	UN	375	225	400	

Carichi solai

11. RELAZIONE ILLUSTRATIVA SULLA CLASSIFICAZIONE SISMICA DELL'EDIFICIO ALLO STATO ATTUALE

Intervento

INTERVENTO: VALUTAZIONE DI VULNERABILITÀ SISMICA
TIPOLOGIA EDIFICIO: EDIFICIO A STRUTTURA MISTA A TRAVI, PILASTRI E SETTI IN C.A.

Ubicazione

Comune di Marmirolo
viale Gavioli 15

Coord. geografiche edificio spigolo 1

Lat. 45.22168279071914
Lon. 10.757567211639385
Fuso 32

Coord. geografiche edificio spigolo 2

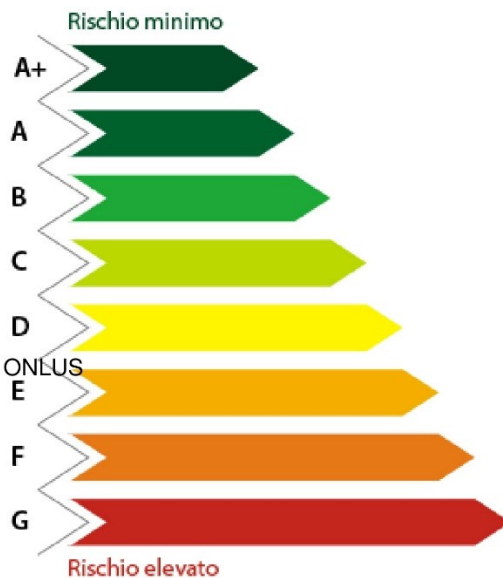
Lat. 45.2214137016998
Lon. 10.758214585983277
Fuso 32

Committente

FONDAZIONE MONS. ARRIGO MAZZALI – ONLUS

Tecnico

ingegnere Francesco Mantovani



Data	Elaborato	Tavola N°
Archivio	RELAZIONE ILLUSTRATIVA CLASSIFICAZIONE SISMICA DELLA COSTRUZIONE (art. 3 del D.M. n° 58 del 28 Febbraio 2017 e s.m.i.)	Scala
Il progettista	Il direttore dei lavori	

RELAZIONE ILLUSTRATIVA ALLEGATA ALLA PRATICA DI CLASSIFICAZIONE DEL RISCHIO SISMICO DELLA COSTRUZIONE

CON METODO CONVENZIONALE

ai sensi dell'art. 3 comma 1 del D.M. n° 58 del 28 Febbraio 2017 e s.m.i.

PREMESSA

La presente relazione riporta i risultati ottenuti per la classificazione del rischio sismico della costruzione secondo quanto previsto dalle **“Linee Guida per la Classificazione del Rischio Sismico delle Costruzioni”** approvate con **D.M. n. 58 del 28/02/2017 e s.m.i.**, che prevede la possibilità di classificazione sismica mediante il metodo convenzionale.

Gli accertamenti eseguiti sull'edificio e sulla documentazione reperita hanno consentito di calcolare i parametri necessari per la determinazione della Classe di Rischio nello stato attuale e nella ipotesi di realizzazione degli interventi previsti nel progetto.

Come previsto dalle Linee Guida, sono state calcolate sia la Classe di Rischio PAM, sia la Classe di Rischio IS-V ed individuata la Classe di Rischio corrispondente alla peggiore delle due classi, il tutto come meglio riportato nel seguito.

DATI IDENTIFICATIVI DELLA COSTRUZIONE

Edificio ubicato nel Comune di Marmirolo, viale Gavioli 15, riportata al catasto al Foglio n.41, particelle 694 sub.303 e 304

Coordinate geografiche di due spigoli opposti della costruzione nel sistema ETRF2000 (indicare qualora indicati in WGS 84)

Spigolo 1	Lat. 45.22168279071914	Lon. 10.757567211639385	fuso: 32	WGS84 Sì <input checked="" type="checkbox"/>
Spigolo 2	Lat. 45.2214137016998	Lon. 10.758214585983277	fuso: 32	

Committente: FONDAZIONE MONS. ARRIGO MAZZALI – ONLUS

RISULTATI DEL METODO CONVENZIONALE

Per la determinazione delle Classi di Rischio è stato utilizzato il metodo convenzionale riportato nelle **Linee Guida per la Classificazione del Rischio Sismico delle Costruzioni**.

Tale metodo prevede:

1) CALCOLO della Perdita Media Annua (%) ed individuazione DELLA CLASSE PAM da tabella 1

Perdita Media Annua attesa (PAM)	Classe PAM
$PAM \leq 0.50\%$	A⁺ PAM
$0,50\% < PAM \leq 1,0\%$	A PAM
$1,0\% < PAM \leq 1,5\%$	B PAM
$1,5\% < PAM \leq 2,5\%$	C PAM
$2,5\% < PAM \leq 3,5\%$	D PAM
$3,5\% < PAM \leq 4,5\%$	E PAM
$4,5\% < PAM \leq 7,5\%$	F PAM
$7,5\% < PAM$	G PAM

2) DETERMINAZIONE dell'indice sicurezza IS-V (%) ed individuazione della CLASSE IS-V da tabella 2

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

3) INDIVIDUAZIONE della **CLASSE DI RISCHIO** corrispondente alla peggiore tra le due classi.

Assegnazione della classe di rischio sismico nello STATO DI FATTO

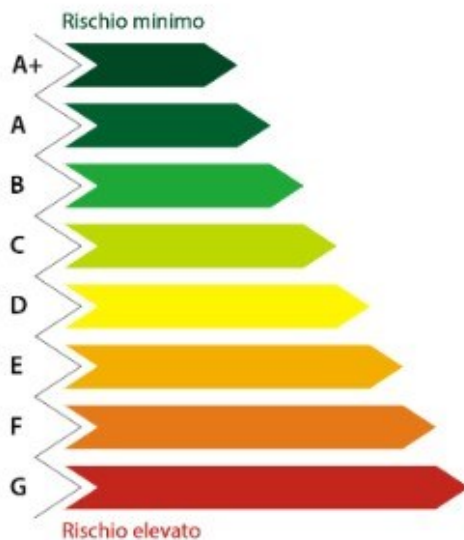
Valore PAM calcolato (%) = 3.02 % Classe PAM - D_{PAM}

Valore IS-V calcolato (%) = 28 % Classe IS-V - E_{IS-V}

Valore calcolato per la classe di rischio : E (la peggiore tra le due)

CLASSIFICAZIONE SISMICA DELL'EDIFICIO

Classificazione del rischio sismico nello stato di fatto



$$\zeta_E = 28\%$$

(indice di rischio sismico)



Luogo, data:

Mantova, 26 Dicembre 2022

Timbro e firma:

