



REGIONE MOLISE COMUNE DI ISERNIA

Medaglia d'Oro



PROGETTO DEFINITIVO **RECUPERO FUNZIONALE E STRUTTURALE** **DELL'ISTITUTO SCUOLA ELEMENTARE E MATERNA** **" SAN GIOVANNI BOSCO "** **I° LOTTO FUNZIONALE**



6. PROGETTO STRUTTURALE

6.1 Relazione Tecnica

Isernia, li Gennaio 2020 Rev_2

I Progettisti

Agapito PELLECCIA

ingegnere



Francesco DITURI
architetto



Antonio DI TANNA

architetto



Il R.U.P.
Antonio RICCHIUTI
ingegnere

RELAZIONE TECNICA

1 PREMESSA

La presente relazione è inerente il progetto definitivo - recupero funzionale e strutturale dell'istituto scuola elementare e materna "San Giovanni Bosco"- Isernia (IS) - I Lotto Funzionale.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le verifiche di vulnerabilità sismica dell'edificio in questione sono state condotte sulla base delle seguenti norme tecniche di riferimento:

- **D.M. LL. PP. 11-03-88** Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- **Circolare Ministeriale del 24-07-88, n. 30483/STC.**
- **O.P.C.M. 20 marzo 2003 n.3274:** "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica";
- **O.P.C.M. 2 ottobre 2003, n.3316:** "Modifiche ed integrazioni all'OPCM 20 marzo 2003 n.3274";
- **O.P.C.M. 3 maggio 2005 n.3431:** "Ulteriori modifiche ed integrazioni all'OPCM 20 marzo 2003, n.3274";
- **O.P.C.M. 28 aprile 2006 n.3519:** "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone";
- **Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18** Sicurezza e prestazioni attese (cap.2), Azioni sulle costruzioni (cap.3), Costruzioni in calcestruzzo (par.4.1), Costruzioni in legno (par.4.4), Costruzioni in muratura (par.4.5), Progettazione geotecnica (cap.6), Progettazione per azioni sismiche (cap.7), Costruzioni esistenti (cap.8), Riferimenti tecnici (cap.12), EC3.
- **Circolare C.S.LL.PP. n. 7 del 21-01-19** Istruzioni per l'applicazione dell'"aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

1 RELAZIONE TECNICA

1.1 DESCRIZIONE

Come detto in premessa la presente relazione è inerente il progetto definitivo - recupero funzionale e strutturale dell'istituto scuola elementare e materna "San Giovanni Bosco" - Isernia (IS) - I Lotto Funzionale.

Il recupero funzionale raggiunge la soglia di adeguamento sismico. Il livello di sicurezza, rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione, è maggiore di 0.8.

All'interno della relazione è esposta una dettagliata descrizione della composizione planovolumetrica dell'intero fabbricato, nonché della relativa tipologia costruttiva con particolare riferimento alla struttura portante di elevazione ed alle strutture portate orizzontali.

Sono stati eseguiti una serie di sopralluoghi finalizzati al **rilievo geometrico** dell'edificio ed alla verifica dello **stato di conservazione** delle strutture, compresa la valutazione dello stato fessurativo esistente. Si è tenuto conto delle indagini e delle prove di carico eseguite sui solai effettuate nell'anno 2004 dall'impresa Di. GEO. snc con sede legale in Ferrazzano (CB).

L'indagine è stata estesa al **sottosuolo** interessato dall'opera per valutarne la natura e la sua caratterizzazione stratigrafica.

Si è proceduto poi con l'analisi degli elaborati architettonici e strutturali reperiti presso **l'archivio Comunale** e gli **uffici del genio civile di Isernia e l'archivio di Stato** che hanno consentito di ricostruire l'evoluzione dell'edificio nel corso della sua storia.

Il progetto generale, inerente il recupero funzionale strutturale dell'immobile, risale all'anno 2015 le NTC adottate sono quelle del 2008 e relativa circolare; con il lotto funzionale si sono adottate le nuove norme tecniche NTC 2018 e relativa circolare.

2 ZONIZZAZIONE SISMICA DEL TERRITORIO NAZIONALE

Con l'entrata in vigore dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20/03/2003, il territorio nazionale è stato suddiviso in 4 zone a pericolosità decrescente sulla base del valore dell'azione sismica espresso in termini di accelerazione massima su roccia.

Ogni Regione, sulla scorta di tale Ordinanza, compilò l'elenco dei propri comuni con la relativa attribuzione di una delle quattro zone secondo la classificazione sotto riportata.

Zona sismica	Definizione	Acc. Max di progetto (g)
1	zona più pericolosa dove possono verificarsi forti terremoti	0.35
2	zona in cui possono verificarsi terremoti abbastanza forti	0.25
3	zona in cui possono verificarsi scuotimenti modesti	0.15
4	zona meno pericolosa	0.05

La nuova normativa di riferimento per la classificazione del territorio nazionale dal punto di vista della pericolosità sismica è l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3519 del 28/04/2006 che ha introdotto specifici intervalli dell'accelerazione di riferimento (a_g =accelerazione orizzontale massima su suolo rigido e pianeggiante) con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni. Sotto questo aspetto il territorio nazionale è stato classificato ancora in 4 zone sismiche, ma questa volta in relazione ad intervalli di accelerazione a_g .

Zona sismica	Accelerazione (a_g) con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni
1	$a_g > 0,25$
2	$0,15 < a_g \leq 0,25$
3	$0,05 < a_g \leq 0,15$
4	$a_g \leq 0,05$

Con riferimento alla citata O.P.C.M. 3519 ed alla Deliberazione del Consiglio Regionale del Molise n.194 del 20 settembre 2006, il Comune di Isernia (IS) rientra in zona sismica 1.

Il Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2008 avvalorato dalle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni (Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018), ha modificato il ruolo che la classificazione sismica aveva ai fini progettuali.

Per ciascuna zona e quindi territorio comunale, precedentemente veniva fornito un valore di accelerazione di picco e quindi di spettro di risposta elastico da utilizzare per il calcolo delle azioni sismiche. Secondo, invece, le attuali Norme Tecniche per le Costruzioni (Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018), per ogni costruzione ci si deve riferire ad un'accelerazione di riferimento "propria" individuata sulla base delle coordinate geografiche dell'area di progetto e in funzione della vita nominale dell'opera. Un valore di pericolosità di base, dunque, definito per ogni punto del territorio nazionale, su una maglia quadrata di 5 km di lato, indipendentemente dai confini amministrativi comunali.

La classificazione sismica (zona sismica di appartenenza del comune) rimane utile solo per la gestione della pianificazione e per il controllo del territorio da parte degli enti preposti (Regione, Genio civile, ecc.).

3 DESCRIZIONE DEL FABBRICATO

L'edificio oggetto di studio è ubicato in Corso Garibaldi di proprietà dell'amministrazione Comunale di Isernia ed è sede dell'Istituto comprensivo "San. Giovanni BOSCO".

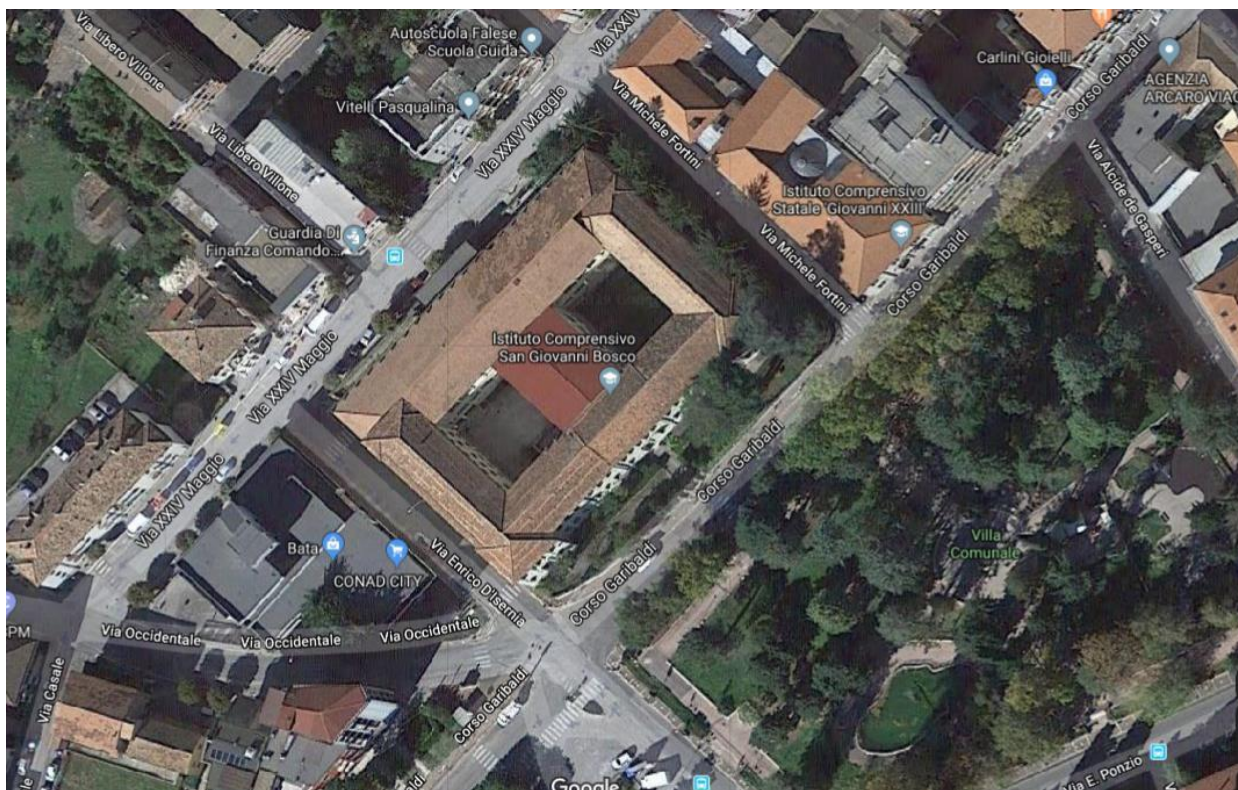
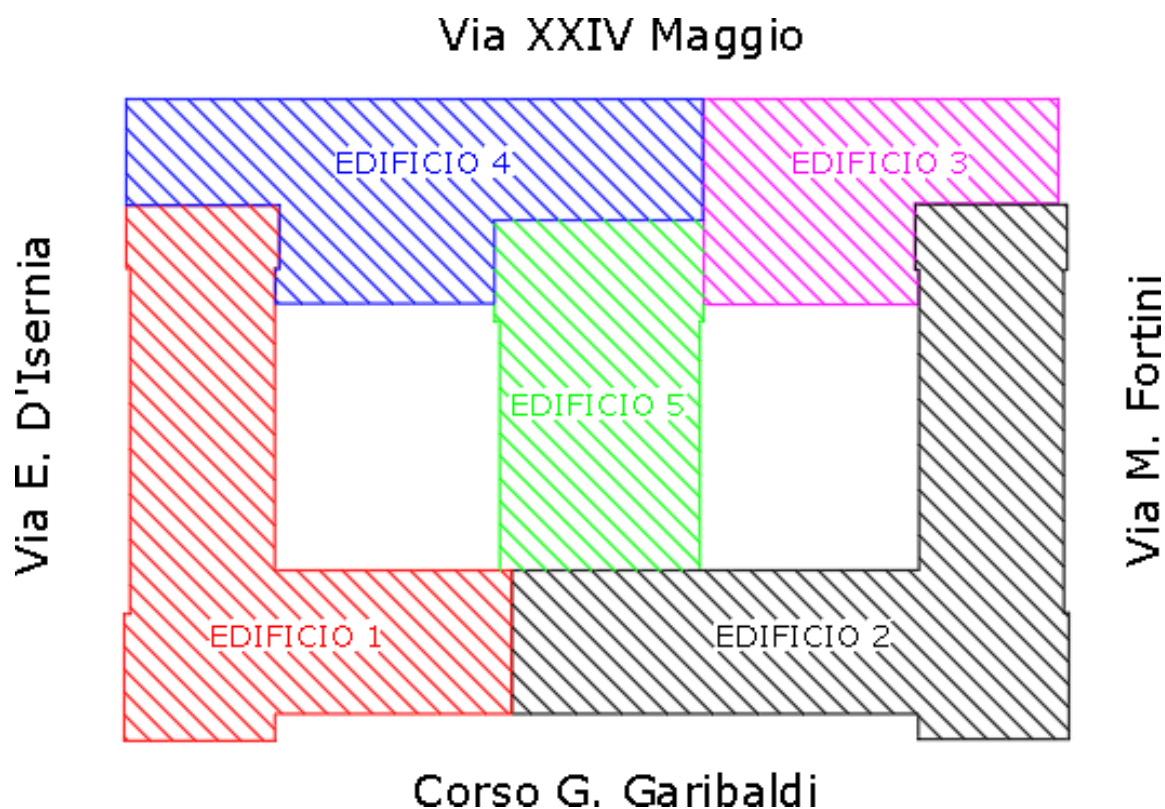


Foto satellitare





aventi in pianta forma circa rettangolare con dimensioni massime rispettivamente:

Lungo Corso Garibaldi 75 m; Lungo Via E. D'Isernia 47 m

Complessivamente in elevazione si sviluppa su tre piani fuori terra lungo via E. D'Isernia e due piani lungo le altre vie, la struttura portante dell'intero immobile è in muratura e cemento armato per gli edifici 3 , 4 , 5 con fondazioni della tipologia a travi in cemento armato, la copertura è a padiglione, i tramezzi sono realizzati in blocchi di laterizi forati e malta aerea che non rivestono funzione strutturale nè collaborano con la struttura dell'edificio.

4 ANALISI STORICA ATTRAVERSO LA DOCUMENTAZIONE ESISTENTE

Dalle analisi ed indagini eseguite si ricava che i cinque corpi di fabbrica, precedentemente denominati 1, 2, 3, 4 e 5, costituenti il complesso scolastico "S. Giovanni Bosco" sono stati realizzati in periodi diversi, secondo la seguente distinta:

- gli edifici 1 e 2, edificati come complesso originario;
- gli edifici 3, 4 e 5, realizzati come ampliamento del lotto originario.

Il progetto originario fu approvato nel 1913 e prevedeva la scuola interamente in muratura portante (edificio 1 edificio 2). Nel 1916, a seguito del terremoto di Avezzano, l'edificio 2 fu rielaborato con una struttura mista (cemento armato e muratura portante). Negli anni '30 gli edifici 1 e 2 furono completati. Subirono danneggiamenti per il borbondamento del 1943 e furono riparati dal 1945 al 1950. Dal 1976 al 1979 furono costruiti i corpi di fabbrica 3 - 4 - 5, prospettanti su Via XXIV Maggio.

4.1 DOCUMENTAZIONE PROGETTUALE ORIGINALE

I disegni del progetto originale sono datati 1907 con il progetto generale finanziato dalla Cassa Depositi e Prestiti; in seguito agli eventi bellici ed alla riclassificazione sismica del territorio di Isernia 1934 il progetto venne diviso in due lotti; il lotto I investe la realizzazione dell'attuale fabbricato 2 ed il lotto II la realizzazione del fabbricato 1; i due fabbricati sono tra loro separati mediante giunto strutturale.

Il progetto definitivo I lotto funzionale, prevede il recupero funzionale e strutturale degli edifici 1 e 2.

ANALISI DEI CRITERI DI PROGETTO

In virtù della citata documentazione acquisita, ed in particolare dall'analisi degli elaborati di cui al deposito sismico archiviato presso l'Ufficio Tecnico del Genio Civile di Isernia, si è riscontrato quanto segue:

- la progettazione degli elementi strutturali tiene già conto delle azioni sismiche; anche se le norme erano del 1934, con le prescrizioni previste per le zone sismiche di II categoria;
- il progetto delle armature e le verifiche di resistenza delle sezioni sono effettuate per le sollecitazioni di flessione e taglio secondo il metodo delle tensioni ammissibili. Le armature a taglio delle travi sono caratterizzate sovente dall'uso dei ferri sagomati, che integrano le staffe nella zona di estremità;
- i **solai** latero-cementizi hanno sezione di spessore $H=20+5=25$ cm nel rispetto dell'altezza minima in funzione della luce ($H \geq L/30$); inoltre per la presenza della soletta armata, gli stessi possono essere considerati **infinitamente rigidi** nel loro piano rispetto agli elementi verticali;

- la configurazione della costruzione in pianta è **asimmetrica** strutturalmente, sia in relazione alla distribuzione delle masse che delle rigidezze.

5 STATO DI CONSERVAZIONE E QUADRO FESSURATIVO

A seguito dei **sopralluoghi** effettuati si è potuto constatare come l'edificio si presenti integro ed in buono stato di conservazione e manutenzione.

Tutte le strutture risultano intonacate.

Non sono stati evidenziati quadri fessurativi significativi tali da presagire deficit strutturali o problemi statici.

6 CONOSCENZA DEL FABBRICATO

La valutazione dell'idoneità statica e sismica di una struttura esistente in muratura richiede una fase preliminare consistente nell'accertamento delle **dimensioni geometriche**, dei **dettagli costruttivi** e delle **caratteristiche meccaniche** degli elementi strutturali. Ciò può essere conseguito con diversi livelli di approfondimento, in funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, dell'analisi storica e delle indagini sperimentali.

Nell'attività svolta, il rilievo delle strutture e le prove effettuate, ha avuto l'obiettivo di raggiungere un **livello di conoscenza adeguata LC2** (§ 8.5.4 del D.M. 17/01/2018) e quindi un fattore di confidenza **FC=1,20**, in linea con quanto riportato al § C8.5.4 e relativa tabella C8.5.IV della Circolare n. 7 del 21/01/2019.

Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

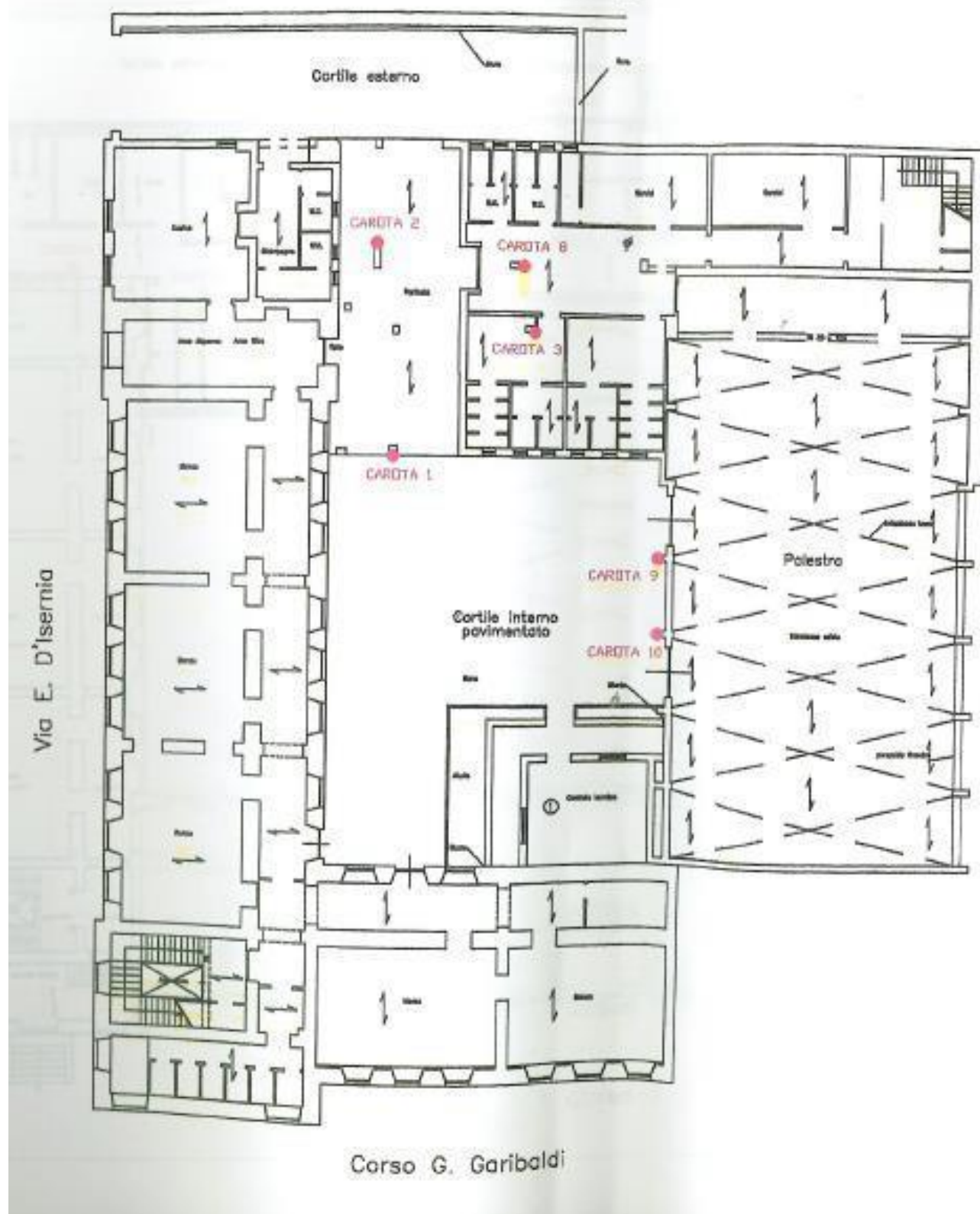
L'attività di diagnostica strutturale è stata svolta dalla ditta **Di.Geo snc**, con sede legale a Ferrazzano (CB), il cui report è allegato alla presente relazione, le seguenti indagini risalgono all'anno 2013.

Tale programma di indagini si è così sviluppato:

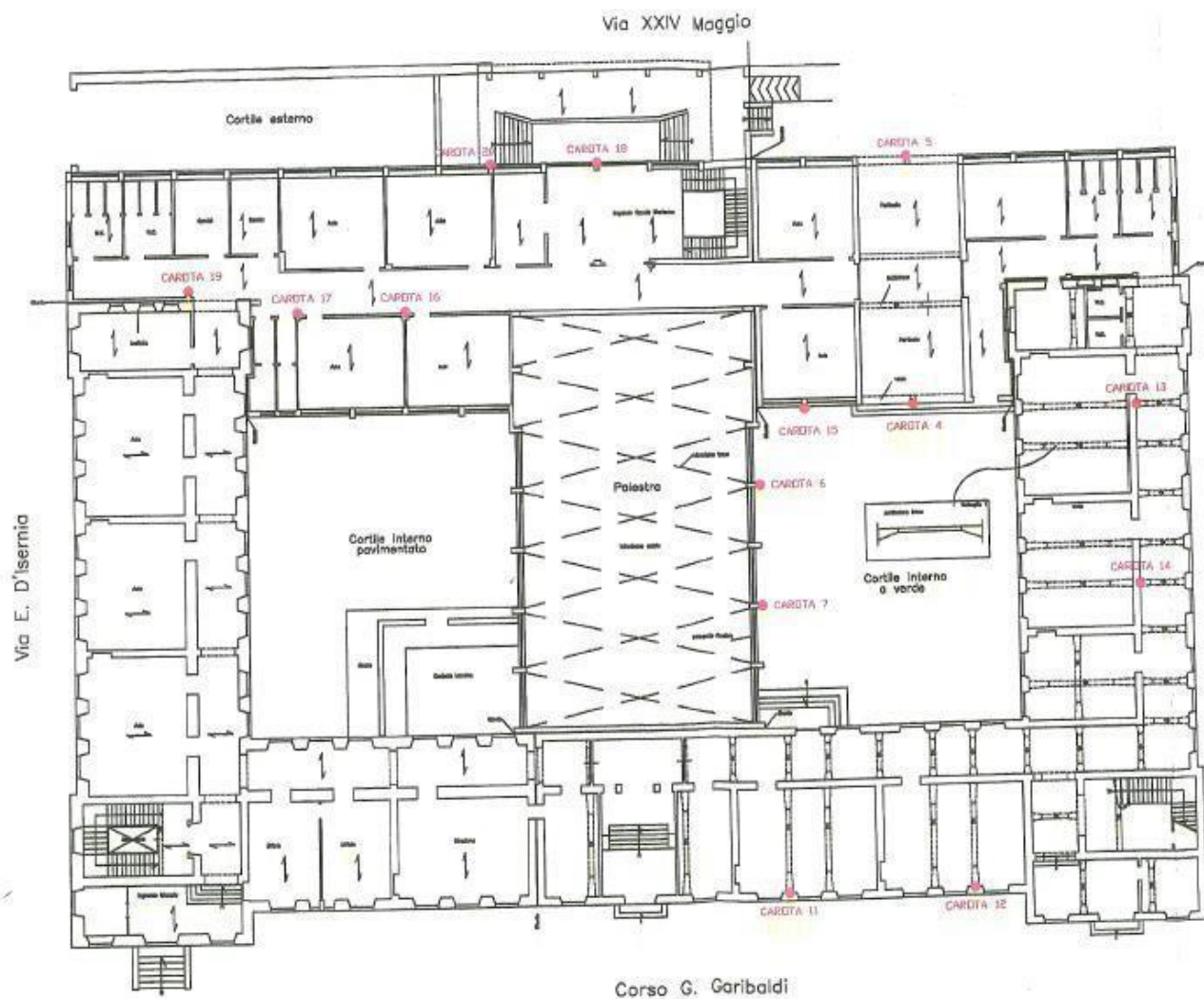
- n.27 misure pacometriche;
- n.27 carotaggi;
- n.50 prove martinetti piatti su murature.
- n.5 prove di carico sui solai.
- n.27 prelievi di campioni di calcestruzzo e relative prove di rottura a compressione e prove di carbonatazione;

PIANTA SCHEMATICA DEL PIANO SEMINTERRATO

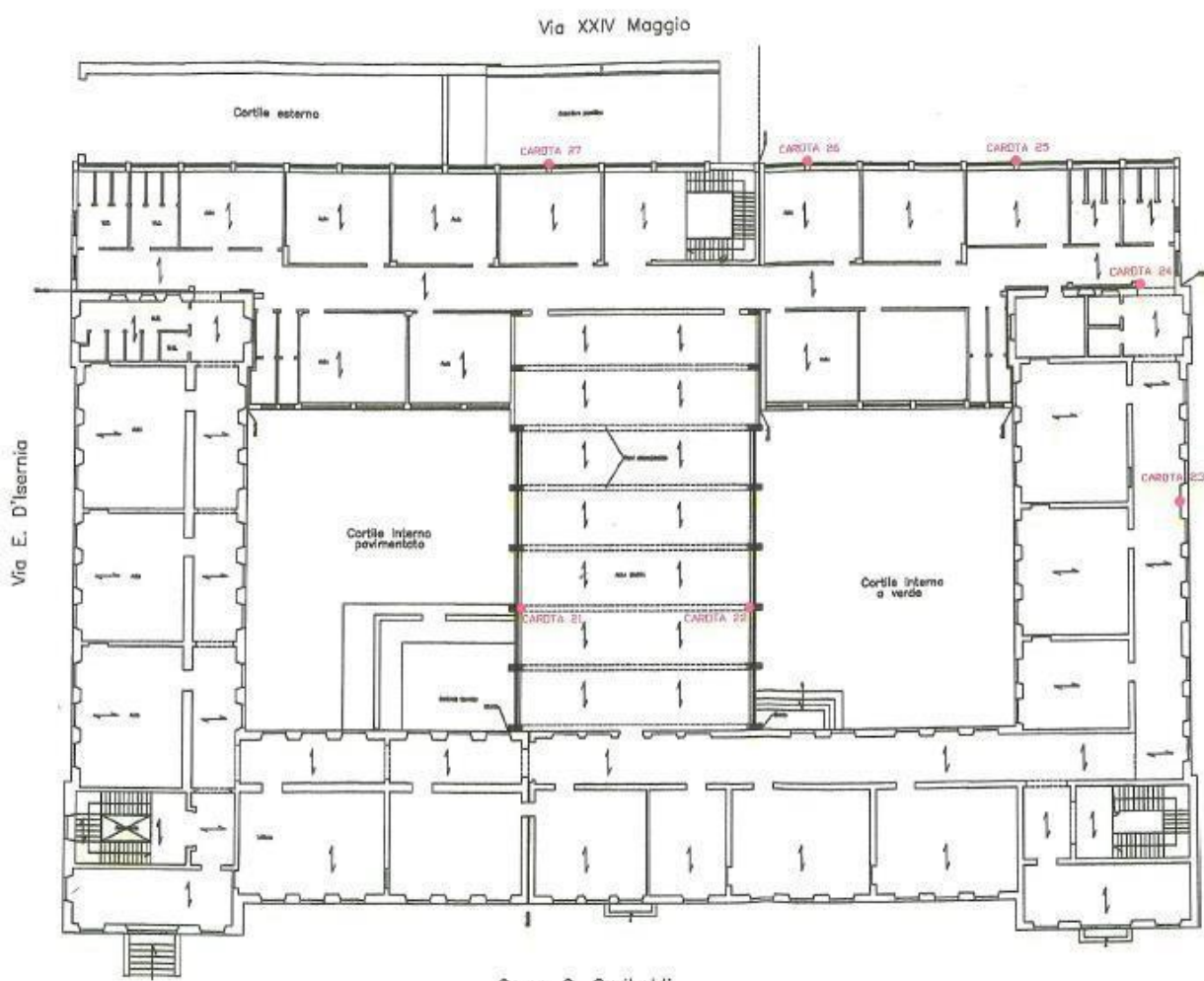
Via XXIV Maggio



PIANTA SCHEMATICA DEL PIANO RIALZATO



PIANTA SCHEMATICA DEL PIANO PRIMO



6.1 RILIEVO GEOMETRICO E STRUTTURALE

La geometria della struttura è stata rilevata dai **disegni originali di carpenteria** avvalorati da un opportuno **rilevo in situ** degli elementi costruttivi che ha mostrato una soddisfacente corrispondenza del costruito ai disegni stessi.

6.2 DETTAGLI STRUTTURALI

I dettagli costruttivi sono noti dai **disegni costruttivi originali** integrati da **limitate verifiche in- situ** delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti, in riferimento alla tabella C8. 5.V della Circolare n.7 del 21/01/2019.

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

Occorre precisare che il raggiungimento delle percentuali di elementi indagati di cui alla precedente tabella, tiene conto delle **situazioni ripetitive** che consentono di estendere ad un più ampio numero di elementi i controlli effettuati, così come previsto nelle note esplicative alla tabella C8.5.V di cui sopra.

6.3 PROPRIETÀ DEI MATERIALI

Le caratteristiche meccaniche dei materiali sono disponibili in base ai **disegni costruttivi** ed ai **certificati di prova**. Si è fatto riferimento alle **prove in-situ** in accordo alla citata tabella C8.5.V della Circolare n.7 del 21/01/2019.

Rapporto di prova 451/2004
Pagina 5/9

RISULTATI

Prova n°	Tipologia della muratura	Modulo Elastico		Tensione di esercizio		Tensione di rottura	
		Kg/cm ²	N/mm ²	Kg/cm ²	N/mm ²	Kg/cm ²	N/mm ²
1	Pietrame listato con mattoni pieni	==	==	3,20	0,31	==	==
2	Pietrame listato con mattoni pieni	17561	1689	3,20	0,31	33,47	3,28
3	Pietrame listato con mattoni pieni	==	==	3,08	0,30	==	==
4	Pietrame listato con mattoni pieni	18895	1818	3,08	0,30	33,47	3,28
5	Blocchi in cls	==	==	1,51	0,15	==	==
6	Blocchi in cls	35846	3449	1,51	0,15	39,05	3,83
7	Pietrame listato con mattoni pieni	==	==	3,50	0,34	==	==
8	Pietrame listato con mattoni pieni	14198	1368	3,50	0,34	29,75	2,92
9	Pietrame listato con mattoni pieni	==	==	3,79	0,37	==	==
10	Pietrame listato con mattoni pieni	13988	1346	3,79	0,37	22,31	2,19
11	Pietrame listato con mattoni pieni	==	==	3,79	0,37	==	==
12	Pietrame listato con mattoni pieni	13988	1346	3,79	0,37	22,31	2,19
13	Pietrame listato con mattoni pieni	==	==	2,98	0,29	==	==
14	Pietrame listato con mattoni pieni	19875	1912	2,98	0,29	23,24	2,28
15	Pietrame listato con mattoni pieni	==	==	3,38	0,33	==	==
16	Pietrame listato con mattoni pieni	18047	1736	3,38	0,33	26,03	2,55
17	Pietrame listato con mattoni pieni	==	==	2,86	0,28	==	==
18	Pietrame listato con mattoni pieni	20763	1998	2,86	0,28	25,10	2,46
19	Pietrame listato con mattoni pieni	==	==	3,51	0,34	==	==
20	Pietrame listato con mattoni pieni	14589	1403	3,51	0,34	20,45	2,01
21	Pietrame irregolare	==	==	4,03	0,4	==	==
22	Pietrame irregolare	15846	1524	4,03	0,4	29,75	2,92
23	Pietrame listato con mattoni pieni	==	==	2,91	0,29	==	==
24	Pietrame listato con mattoni pieni	20794	2000	2,91	0,29	20,45	2,01
25	Pietrame listato con mattoni pieni	==	==	1,88	0,18	==	==
26	Pietrame listato con mattoni pieni	16550	1593	1,88	0,18	19,52	1,92

dott. Ing.  E. Di Iorio



Rapporto di prova 451/2004
Pagina 6/59

Prova n°	Tipologia della muratura	Modulo Elastico		Tensione di esercizio		Tensione di rottura	
		Kg/cm ²	N/mm ²	Kg/cm ²	N/mm ²	Kg/cm ²	N/mm ²
27	Pietrame listato con mattoni pieni	==	==	2,75	0,27	==	==
28	Pietrame listato con mattoni pieni	17839	1716	2,75	0,27	24,17	2,37
29	Pietrame listato con mattoni pieni	==	==	3,76	0,37	==	==
30	Pietrame listato con mattoni pieni	6855	659	3,76	0,37	16,73	1,64
31	Blocchi in cls	==	==	1,33	0,13	==	==
32	Blocchi in cls	38951	3747	1,33	0,13	78,09	7,66
33	Pietrame listato con mattoni pieni	==	==	2,25	0,22	==	==
34	Pietrame listato con mattoni pieni	16963	1632	2,25	0,22	18,59	1,82
35	Pietrame listato con mattoni pieni	==	==	2,89	0,28	==	==
36	Pietrame listato con mattoni pieni	19422	1868	2,89	0,28	22,31	2,19
37	Pietrame listato con mattoni pieni	==	==	3,83	0,38	==	==
38	Pietrame listato con mattoni pieni	23856	2295	3,83	0,38	29,75	2,92
39	Pietrame listato con mattoni pieni	==	==	2,31	0,23	==	==
40	Pietrame listato con mattoni pieni	23507	2262	2,31	0,23	31,61	3,10
41	Pietrame listato con mattoni pieni	==	==	3,56	0,35	==	==
42	Pietrame listato con mattoni pieni	13556	1304	3,56	0,35	27,89	2,74
43	Pietrame listato con mattoni pieni	==	==	3,61	0,35	==	==
44	Pietrame listato con mattoni pieni	20369	1960	3,61	0,35	25,10	2,46
45	Pietrame listato con mattoni pieni	==	==	1,59	0,16	==	==
46	Pietrame listato con mattoni pieni	24234	2331	1,59	0,16	25,10	2,46
47	Pietrame listato con mattoni pieni	==	==	4,26	0,42	==	==
48	Pietrame listato con mattoni pieni	14202	1366	4,26	0,42	20,45	2,01
49	Pietrame listato con mattoni pieni	==	==	2,66	0,26	==	==
50	Pietrame listato con mattoni pieni	18332	1764	2,66	0,26	19,59	1,82

(dott. ing. G. Di Iorio)

Da cui il livello di conoscenza pari a LC2.

7 ASPETTI GEOLOGICI E DI CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

Gli aspetti geologici, geomorfologici e di caratterizzazione geotecnica sono desunti dalla relazione geologica redatta dalla Dott.ssa Laurelli Antoella, allegata al progetto e di cui è parte integrante.

Area con piano di campagna a prevalenza pianeggiante e falda freatica non presente.

7.1 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

“..L'area di recente urbanizzazione della città di Isernia interessa un settore a sviluppo morfologico pianeggiante o subpianeggiante, risultando confinata tra gli alti morfo-strutturali di Miranda e Pesche a N-NE, dai modesti rilievi di La Pineta, C.le La Guardia, M.1e Locito e M.te Lucchero ad E-SE e da quelli di Collevavuso, C.le Pagano e La Romana ad W-SW; a Sud invece, l'area si apre verso la valle del Fiume Cavaliere. La condizione descritta si riferisce generalmente alla parte alta della città mentre il centro storico si estende lungo una ristretta dorsale coincidente con la sommità di un alto morfologico di aspetto tabulare, allungato in direzione SW-NE e rastremato nel tratto meridionale, i cui contorni sono nettamente marcati dalle evidenti incisioni lineari, operate dai fiumi Sordo ad ovest e Carpino a est.

Gran parte del centro urbano si imposta quindi su di una placca rocciosa di travertino costituente la sommità rigida e competente del rilievo; detta placca sovrasta una potente successione di termini fluvio-lacustri, più teneri e maggiormente erodibili, estesamente affioranti lungo le aree di bordo dove, peraltro, appaiono più evidenti i processi erosivi.

Questi ultimi sono essenzialmente connessi all'attività dei due fiumi citati che scorrono entro letti a tratti profondamente incassati prima di congiungersi a SW dell'abitato - località "Taverna" per dare origine al fiume Cavaliere. La costante azione erosiva e di scalzamento al piede operata dai due corsi d'acqua soprattutto nei confronti dei terreni fluviolacustri attraversati, ha prodotto nel tempo un processo evolutivo manifestatosi attraverso successivi movimenti di versante con conseguente progressivo arretramento di ampi settori di bordo della placca travertinosi fino a delineare l'attuale configurazione morfologica.

Il contatto con la formazione fluviolacustre avviene pertanto attraverso delle interdigitazioni difficilmente cartografabili. Lungo invece i margini si rilevano inoltre depositi di riempimento, spesso di natura antropica, della vecchia rete drenante. La località Tuoro come la stessa Via Giovanni XXIII e' stata realizzata nei primi anni settanta attraverso l'accumulo di notevoli spessori di materiale di riporto. L'area di congiunzione tra questi due differenti domini si evidenzia proprio all'altezza della villa comunale. In particolare l'affioramento della placca di travertino, in questa area sfrangiata ed interdigitata con il complesso fluviolacustre, viene individuata sulla scorta delle numerose indagini

geognostiche presenti immediatamente a nord dell'area di sedime dell'edificio scolastico oggetto di intervento

L'area interessata appare posizionata in posizione comunque centrale alla dorsale, caratterizzata in conseguenza da una condizione morfologica stabile.

L'intera area risulta inoltre da tempo completamente urbanizzata per cui non si sviluppano fenomeni morfoevolutivi.

La stabilità morfologica dell'area risulta di conseguenza fuori discussione. ..."

7.2 INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOFISICHE

"..Sulla base del rilevamento geologico di superficie, esteso all'intero area urbana, preliminarmente effettuato e di tutti i dati conseguiti dallo scrivente ed attraverso le fonti citate in precedenza, si sono tratti gli elementi di giudizio propedeutici per confrontare la realtà geologico-tecnica del sito a quella così delineata.

Negli ambiti di indagine indicati dal contenuto delle leggi vigenti, si sono individuate le linee di seguito descritte che hanno consentito di valutare i parametri fisici, fisico-meccanici, idrologici e sismici idonei ad esprimere il parere di fattibilità previsto dalla norma predetta nonché a definire il modello geologico.

Le indagini espletate si sono rese necessarie per delineare e/o confermare gli esiti del rilevamento geologico espresso in termini stratigrafici ed idrologici. La tecnica di perforazione utilizzata è stata quella del carotaggio continuo per la possibilità che essa offre di disporre di campionamento integro, utilizzabile in situ per determinare, per via breve, le caratteristiche granulometriche ed altri parametri rilevabili con semplici apparecchiature di campagna. Inoltre, con la stessa tecnica è stato possibile prelevare campioni indisturbati di terreno che sono serviti per la corretta esecuzione di analisi e prove geotecniche di laboratorio altrimenti fallaci. Le profondità (almeno m. 30 dal piano di campagna attuale) sono state più che sufficienti a dare risposta in termini stratigrafici alle problematiche geotecniche e sismiche connesse con la risposta statica e dinamica attesa dal substrato.

Le interpretazioni relative alla acquisizione dei dati sopra richiamati, hanno integrato le precedenti, poiché, attraverso di esse, è stato possibile, attraverso opportune correlazioni, pervenire a determinazioni sismiche, stratigrafiche e informazioni sulla meccanica dei vari strati costituenti il sottosuolo ed, inoltre, hanno fornito utili apporti nella ricostruzione di un modello dinamico dello stesso.

Opportunamente impiegate, potranno suggerire soluzioni in termini progettuali circa l'impiego di parametri quali l'accelerazione al suolo attesa in corrispondenza di un sisma. Ciascuno dei fori di sondaggio è stato attrezzato a "down hole" per permettere il rilievo per profondità prefissate della misura della velocità delle onde sismiche di taglio (o Onde "S" o Onde "Seconde"). I ranges energetici e la polarizzazione delle sollecitazioni tipici delle perturbazioni provocate dalle onde di taglio rappresentano la più verosimile caratteristica risposta dei terreni in regime dinamico.

RELAZIONE TECNICA

Tutte le prove sono state effettuate, in conformità alle norme A.G.I., con le modalità ed in osservanza delle vigenti normative. I risultati sono stati restituiti graficamente con le modalità prescritte e seguendo le raccomandazioni A.G.I.1.

I risultati dell'intera campagna indagini eseguita ed acquisita, sono riportati in allegato e costituiscono parte integrante e non divisibile della presente relazione...."

SONDAGGIO	PROFONDITA' ml.	UBICAZIONE Coordinate	S.P.T. ESEGUITE n.
S6	30,00	Lat 41.594799° Long 14.230408°	10
S7	30,00	Lat 41.595026° Long 14.231636°	10
S8	30,00	Lat 41.595459° Long 14.231140°	10
S17	20,00	Lat 41.594322° Long 14.231165°	2

7.3 PARAMETRI GEOTECNICI

L'area è ampiamente conosciuta dalla Geologa in quanto oggetto di numerosi studi geologici limitrofi.

LABORATORIO GEOMECCANICO VIA CORPO ITALIANO DI LIBERAZIONE, n° 42 - 61100 PESARO

COMMITTENTE
CANTIERE

GEOTRIVELL
ISERNIA

COMMESSA 330

TABELLA RIASSUNTIVA

SONDAGGIO	n	SL1	SL2	SL2	SL5	SL5	SL6	SL6	SL7	SL7	SL8	SL8	SL10	SL10	SL13	SL13
CAMPIONE	n	1	2	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
PROFONDITA'	da mt a mt	20,00 20,40	16,50 17,00	21,50 22,00	16,00 16,50	20,50 21,00	3,00 3,60	14,50 15,00	6,00 6,60	17,50 18,00	7,00 7,60	11,50 12,10	10,00 10,40	14,60 15,00	7,00 7,40	17,50 18,00
CARATTERISTICHE VOLUMETRICHE																
Umidità naturale	[W _n]	(%)	32,2	40,1	27,7	28,4	29,1	48,2	23,5	34,3	24,4	47,9	32,9	36,9	28,0	24,3
Peso di volume	[γ]	(gr/cm ³)	1,875	1,814	1,906	1,895	1,978	1,735	1,925	1,858	1,990	1,715	1,888	1,806	1,941	1,906
Densità secca	[γ _d]	(gr/cm ³)	1,416	1,294	1,492	1,476	1,532	1,170	1,559	1,384	1,599	1,160	1,420	1,320	1,517	1,535
Peso specifico dei grani	[G _s]	(gr/cm ³)	2,677	2,772		2,723		2,792		2,785		2,752		2,691		2,765
Indice dei vuoti	[e]	(-)	0,888	1,141		0,845		1,386		1,013		1,372		1,039		0,801
Porosità	[n]	(%)	47,0	53,3		45,8		58,1		50,3		57,6		50,9		44,5
Umidità di saturazione	[W _s]	(%)	33,2	41,2		31,0		49,7		36,4		49,9		38,6		29,0
Grado di saturazione	[S]	(%)	97,1	97,5		91,6		97,2		94,2		96,1		95,5		83,4
CARATTERISTICHE GRANULOMETRICHE																
Ghiaia	[G]	(%)	0,1	0,0	6,3	0,0	3,5	16,9	6,2	0,0	1,0	0,1	0,0	0,2	0,0	12,1
Sabbia	[S]	(%)	1,9	0,9	5,2	5,2	6,2	16,1	3,5	0,8	10,5	10,2	5,8	8,8	0,2	11,9
Limo	[L]	(%)	74,0	81,7	71,9	57,1	49,0	58,5	35,0	47,5	80,8	83,5	78,4	72,1	55,3	44,7
Argilla	[A]	(%)	24,0	17,4	16,6	37,7	41,3	8,5	55,3	51,7	7,7	6,2	15,8	18,9	44,5	31,3
Passante a 2,000	[+]	(%)	99,9	100,0	93,7	100,0	96,5	83,1	93,8	100,0	99,0	99,9	100,0	99,8	100,0	87,9
Passante a 0,420	[+]	(%)	99,2	99,7	90,8	98,0	93,5	75,7	91,3	99,9	94,1	96,1	99,8	95,4	100,0	79,8
Passante a 0,075	[+]	(%)	98,0	99,1	88,5	94,8	90,3	67,0	90,3	99,2	88,5	89,8	94,2	91,0	99,8	79,6
LIMITI DI ATTERBERG																
Limite Liquido	[LL]	(%)	59,1	70,5	50,6	69,0	70,1	66,5	64,2	72,1	42,1	63,4	59,6	65,4	63,7	64,9
Indice Plastico	[IP]	(%)	29,7	39,4	27,2	40,2	45,1	19,9	37,5	40,4	21,8	27,1	31,9	28,9	31,5	34,6
Indice di consistenza	[IC]	(-)	0,91	0,77	0,84	1,01	0,91	0,91	1,08	0,94	0,81	0,57	0,84	0,99	1,14	1,18
CLASSIFICAZIONE		USCS	CH	CH	CH	CH	CH	MH	CH	CL	CL	MH	CH	MH	CH	CH
		CNR-UNI 10005	A7-6	A7-5	A7-6	A7-6	A7-6	A7-5	A7-6	A7-5	A7-6	A7-5	A7-6	A7-5	A7-5	A7-6
COMPRESSIONE ELL.																
Carico di rottura	[Q _u]	(kg/cm ²)	1,93	2,74		3,79		2,26		2,30		2,70		2,57		2,58
Deformazione a rottura	[ε _r]	(%)	11,40	4,80		3,35		2,80		1,87		7,74		3,14		5,30
PROVA DI TAGLIO DIRETTO																
Coesione interrotta	[c]	(kg/cm ²)	0,13	0,36		0,47		0,22		0,39		0,32		0,40		0,22
Angolo di resistenza al taglio	[φ]	(grad)	22,78	25,76		23,51		31,95		21,18		27,14		28,48		24,23
PROVA EDOMETRICA																
Gratco sforzo-deformazione																
Carico di preconsolidazione	[σ' _v]	(kg/cm ²)	1,9	6,8		6,9		4,9		6,5		5,2		5,7		4,1
Mod. Edo. [σ' _v -25-5 kg/cm ²]	[E]	(kg/cm ²)	99,8	249,8		249,8		124,9		124,7		83,1		110,6		499,5
Mod. Edo. [σ' _v -5-1 kg/cm ²]	[E]	(kg/cm ²)	71,1	166,3		332,7		124,6		55,3		95,5		95,5		332,8
Mod. Edo. [σ' _v -1-2 kg/cm ²]	[E]	(kg/cm ²)	44,9	124,4		284,7		73,6		73,1		74,4		139,2		132,9
Gratco cedimento-tempo																
Coeff. Compress. [σ'-2-4 kg/cm ²]	[C _v]	(cm ² /sec)	1,7E-04	1,2E-03				1,7E-03		6,8E-04		1,6E-03		2,2E-03		2,7E-04
Coeff. Compress. [σ'-4-8 kg/cm ²]	[C _v]	(cm ² /sec)				6,8E-04										

(*) PROVA ESEGUITA IN UNA PARTE DI CAMPIONE PRIVA DI INCLUSI

Per la caratterizzazione geotecnica del terreno di fondazione sono stati utilizzati sia le risultanze del sondaggio penetrometrico dinamico pesante (DN1 in allegato), in comparazione con quanto scaturito dal vicino sondaggio geognostico S11 (in allegato) e dalla prospezione sismica in onda "P" e in onda "S" (SR19ps in allegato).

La caratterizzazione riguarda lo strato di terreno fondazionale individuato alla profondità compresa tra 5,20 m. e 9,60 m.

Nella TAV. "A" seguente sono riportate le caratteristiche fisico-meccaniche ed elastiche del terreno di fondazione nell'ambito del "volume significativo"

7.4 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

"...I tre sondaggi individuati con la numerazione 6,7,8 sono stati oggetto di misurazione attraverso la realizzazione di prove sismiche in foro del tipo Dow Hole.

Per i siti considerati le prospezioni sismiche down-hole presentano valori di Vs30 variabili da 325 m/s a 482 m/s (NTC 2008), corrispondenti cioè a terreni classificati nelle categorie B e C :

S 6 Vs 348,62 Cat. Di Suolo C Amplificazione (a/g) 3,62

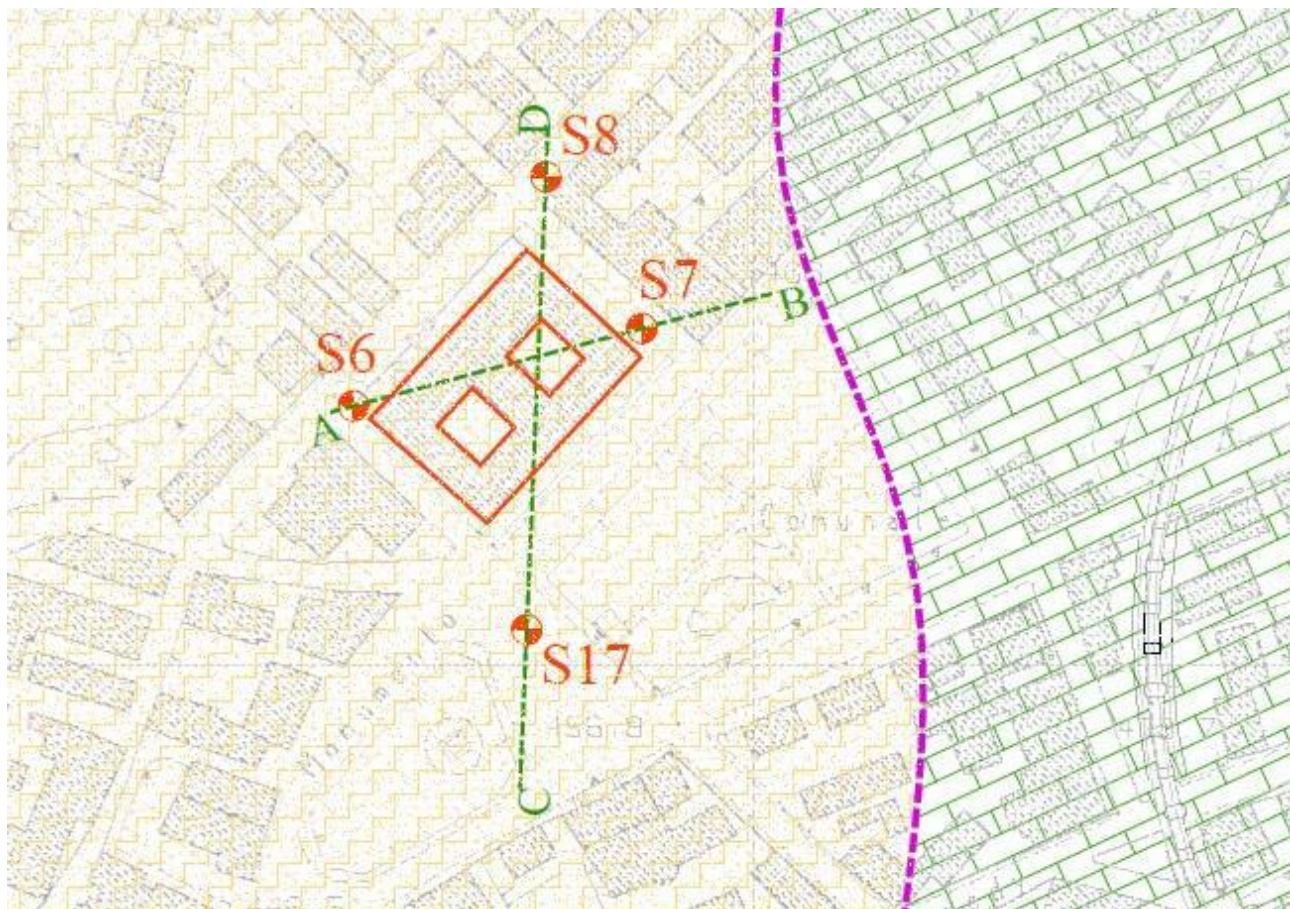
S 7 Vs 415,78 Cat. Di Suolo B Amplificazione (a/g) 1,88 3,31

S 8 Vs 401,43 Cat. Di Suolo B Amplificazione (a/g) 2,87 2,97

A seguito degli intervenuti aggiornamenti alla Norme Tecniche delle Costruzioni nella versione NTC 2019, si è proceduto alla valutazione delle Velocità Equivalenti delle onde di taglio, ottenendo i seguenti risultati:

S 6 Veq = 362 Cat. Di Suolo B S 7 Veq = 406 Cat. Di Suolo B

S 8 Veq = 349 Cat. Di Suolo C ..."



8 ANALISI DEI CARICHI

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile per una corretta progettazione o verifica, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica.

Essa, infatti, è fondamentale alla determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).

La valutazione dei **carichi** e dei **sovraccarichi** è stata effettuata in accordo con le disposizioni delle "Norme tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018. La valutazione dei carichi permanenti, invece, è stata effettuata sulle dimensioni rilevate.

In particolare i carichi considerati sono i seguenti:

9 ANALISI DEI CARICHI PERMANENTI PORTATI - SCUOLA

Solaio corrente H = 20 + 5 cm

Solaio (H=20+5cm)	=	355	kg/m ²
Massetto + pavimento	=	100	kg/m ²
intonaco	=	40	kg/m ²

RELAZIONE TECNICA

inc. tramezzi	=	80	kg/m ²
impianti	=	30	kg/m ²
Altro	=	10	kg/m ²
Totale		615	kg/m²

Scala (gradini a sbalzo)

Peso proprio gradino	=	320	kg/m ²
massetto + pavimento	=	100	kg/m ²
intonaco	=	40	kg/m ²
Totale		460	kg/m²

Solaio copertura (H=20+5cm)

Solaio	=	355	kg/m ²
massetto + impermeabilizzazione	=	120	kg/m ²
intonaco	=	40	kg/m ²
Totale		515	kg/m²

9.1.1 Analisi variabili – scuola

Solaio corrente (H=20+5cm)

carichi variabili (cat C1 - scuole)	=	300	kg/m ²
-------------------------------------	---	------------	-------------------

Scala (gradini a sbalzo)

carichi variabili (cat C2 – scale comuni)	=	400	kg/m ²
---	---	------------	-------------------

Solaio copertura

carichi variabili cat H1 – coperture accessibili per manutenzione	=	100	kg/m ²
---	---	------------	-------------------

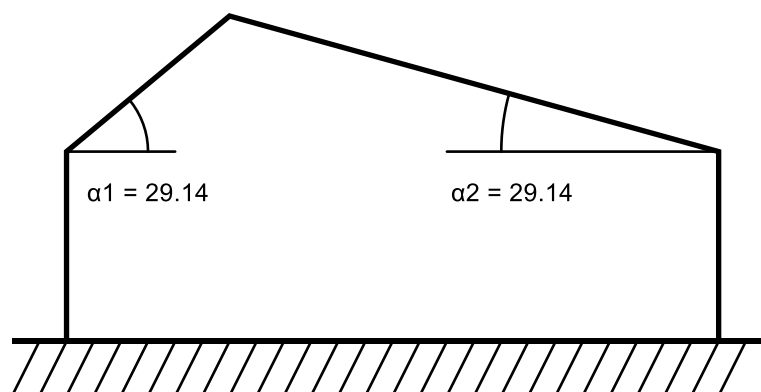
9.2 AZIONE DELLA NEVE

Zona	Zona II	
Classe topografica	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	
Ce	1	
Ct	1	
Tr	50	
qsk	0.0164	[daN/cm ²]

9.2.1 Copertura a due falde D.M. 17-01-18 §3.4.3.3

α_1	29	[deg]
α_2	29	[deg]
$\mu_{1,I}$	0.8	
$\mu_{2,I}$	0.8	
$\mu_{1,II}$	0.4	
$\mu_{2,II}$	0.8	
$\mu_{1,III}$	0.8	
$\mu_{2,III}$	0.4	
$q_{1,I}$	0.0131	[daN/cm ²]
$q_{2,I}$	0.0131	[daN/cm ²]
$q_{1,II}$	0.0066	[daN/cm ²]
$q_{2,II}$	0.0131	[daN/cm ²]
$q_{1,III}$	0.0131	[daN/cm ²]
$q_{2,III}$	0.0066	[daN/cm ²]

$\mu_{1,I} = 0.8$		$\mu_{2,I} = 0.8$
$q_{1,I} = 0.0131$		$q_{2,I} = 0.0131$
$\mu_{1,II} = 0.4$		$\mu_{2,II} = 0.8$
$q_{1,II} = 0.0066$		$q_{2,II} = 0.0131$
$\mu_{1,III} = 0.8$		$\mu_{2,III} = 0.4$
$q_{1,III} = 0.0131$		$q_{2,III} = 0.0066$



$q_s = 1,31 \text{ KN/mq.}$

L'**azione del vento** è stata invece trascurata in quanto la sua azione risulta nettamente inferiore a quella prodotta dal sisma.

10 AZIONE SISMICA

Per determinare gli effetti dell'**azione sismica** su un fabbricato, in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 del D.M. 17/01/2018, occorre prima definire alcune valutazioni fondamentali

come: l'uso a cui è adibito, (con presenza o meno di affollamenti o avente una funzione pubblica, ecc.), la sua vita nominale V_N , il periodo di riferimento per l'azione sismica V_R , la pericolosità sismica di base, ed altri parametri legati alla tipologia ed alla conformazione del sottosuolo.

10.1 CLASSE D'USO DELL'EDIFICIO

Il punto 2.4.2 del D.M. 2018 prevede per le costruzioni la suddivisione in 4 classi d'uso così definite:

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

Classe II: Costruzioni con normali affollamenti senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti nelle classi III o IV, reti ferroviarie la cui interruzione 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 nella classe IV. Ponti e reti viarie 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.

Secondo il Decreto del Capo della Protezione Civile n.3685 del 21/10/2003, le scuole ricadono in **classe III**, in quanto edifici pubblici con presenza di comunità di dimensioni significative.

Va precisato, inoltre, che l'edificio in oggetto non è adibito a svolgere anche funzioni strategiche secondo il piano di protezione civile comunale.

10.2 VITA NOMINALE DELLA STRUTTURA

La vita nominale V_N è il numero di anni durante i quali la struttura, purché soggetta ad una manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

La tabella 2.4.I del D.M. 2018 disciplina la vita nominale dei fabbricati per diversi tipi di opere.

Tab. 2.4.I – 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 ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Gli edifici adibiti a scuola nonché a sede municipale ricadono in categoria 2, dovendo garantire una vita nominale **$V_N \geq 50$ anni**.

10.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R , ottenuto moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente C_U dipendente dalla classe d'uso della costruzione secondo la formula:

$$V_R = V_N * C_U.$$

La tabella 2.4.II del D.M. 2018 stabilisce i valori del coefficiente d'uso C_U al variare della classe d'uso dell'edificio.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

La tabella C.2.4.I della Circolare 17/01/2019 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, sotto riportata, indica gli intervalli di valori attribuiti a V_R al variare della vita nominale e della classe d'uso dell'edificio.

Tabella C2.4.I. - Intervalli di valori attribuiti a V_R al variare di V_N e C_U

VITA NOMINALE V_N	VALORI DI V_R			
	CLASSE D'USO			
	I	II	III	IV
≤ 10	35	35	35	35
≥ 50	≥ 35	≥ 50	≥ 75	≥ 100
≥ 100	≥ 70	≥ 100	≥ 150	≥ 200

Il Valore di riferimento per la costruzione oggetto di indagine viene pertanto determinato in **$V_R \geq 75$ anni**.

10.4 PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

Una volta determinata la vita nominale V_N del fabbricato e il periodo di riferimento V_R dell'azione sismica occorre definire la pericolosità sismica di base.

Per eseguire qualsiasi verifica sismica, la prima grandezza da determinare è il **periodo di ritorno T_R** dell'azione sismica. Secondo il D.M. 2018, infatti, il periodo di ritorno caratterizza la pericolosità sismica di un sito, definita come la probabilità che, in un certo lasso di tempo, si verifichi nello stesso luogo un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato.

Tale lasso di tempo è il periodo di riferimento V_R sopra calcolato (75 anni) mentre la probabilità (PvR) è la grandezza percentuale che indica la possibilità di superamento del valore prefissato durante il periodo di riferimento.

La **probabilità di superamento PvR** , detta anche probabilità di eccedenza, è strettamente legata alle prestazioni attese dalla costruzione, cioè dallo stato limite che si intende non debba essere superato.

Per la valutazione della sicurezza di strutture esistenti, le NTC 2018 danno la possibilità di eseguire le verifiche con riferimento ai soli Stati Limite Ultimi, dei quali si può scegliere se conseguire lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) od in alternativa lo Stato Limite di Prevenzione del Collasso (SLC).

L'opportunità di poter omettere la verifica allo Stato Limite di Danno (SLD) trova giustificazione nella precisa scelta della norma di focalizzare l'attenzione verso quegli stati limite di verifica che più si avvicinano al collasso ritenendo quindi che una costruzione esistente debba essere soprattutto preservata dall'eventuale crollo.

I valori delle probabilità di superamento (P_{VR}), o di eccedenza, nel periodo di riferimento V_R , relativamente agli stati limite da verificare, **Stato Limite di Danno (SLD)** e **Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)**, sono riportate nella Tabella 3.2.I delle NTC 2018.

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato

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

Il Periodo di ritorno del sisma T_R si ricava dalla relazione:

$$T_R = -VN \cdot CU / \ln(1 - P_{VR})$$

ottenendo per i vari stati limite le espressioni di T_R in funzione di V_R come disposto dalla Tabella C.3.2.I della Circolare n. 7 del 21/01/2019, sotto riportata.

Tabella C.3.2.I – Valori di T_R espressi in funzione di V_R

Stati Limite		Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periodo di riferimento V_R
Stati Limite di Esercizio (SLE)	SLO	$^{(1)}30 \text{ anni} \leq T_R = 0,60 \cdot V_R$
	SLD	$T_R = V_R$
Stati Limite Ultimi (SLU)	SLV	$T_R = 9,50 \cdot V_R$
	SLC	$T_R = 19,50 \cdot V_R \leq 2475 \text{ anni } ^{(1)}$

In particolare, per lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV) il periodo di ritorno è stimato in $T_R = 9,50 \cdot V_R = 712,5$ anni.

10.5 CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Il sottosuolo determina una diversa risposta sismica sul fabbricato non solamente per la sua natura (caratterizzata dalla categoria), ma anche per la sua specifica configurazione topografica.

La tabella 3.2.III delle NTC 2018 disciplina 4 diverse categorie topografiche, con configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali.

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

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

Vista la collocazione dell'edificio, il sito di riferimento rientra in categoria **T1** con coefficiente di amplificazione topografica pari ad 1,00.

10.6 DETERMINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

La determinazione dell'azione sismica del sito prestabilito si concretizza con lo sviluppo dello **Spettro di Risposta Elastico** (v. fig. 1) in spostamento delle componenti orizzontali, ricavandolo dal corrispondente Spettro di Risposta Elastico in accelerazione attraverso la seguente formula

$$SDe(T) = Se(T) \times (T/2\pi)^2.$$

10.7 SPETTRI D.M. 17-01-18

Acc./g: Accelerazione spettrale normalizzata ottenuta dividendo l'accelerazione spettrale per l'accelerazione di gravità.

Periodo: Periodo di vibrazione.

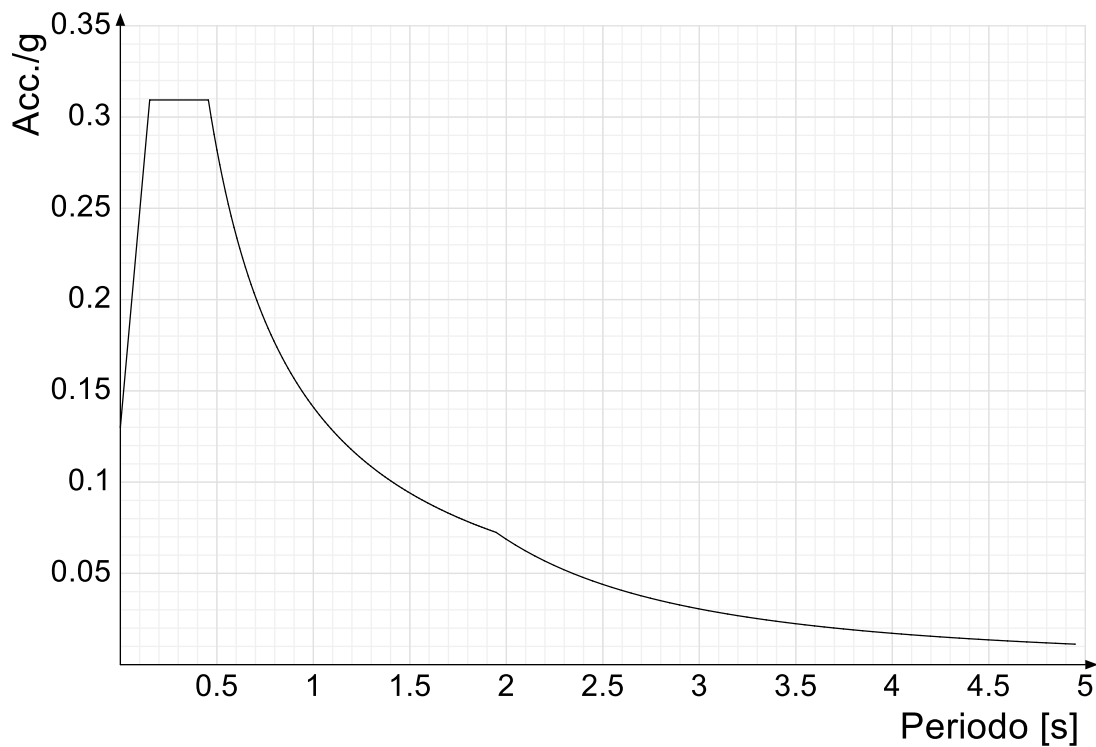
10.8 SPETTRI D.M. 17-01-18

Acc./g: Accelerazione spettrale normalizzata ottenuta dividendo l'accelerazione spettrale per l'accelerazione di gravità.

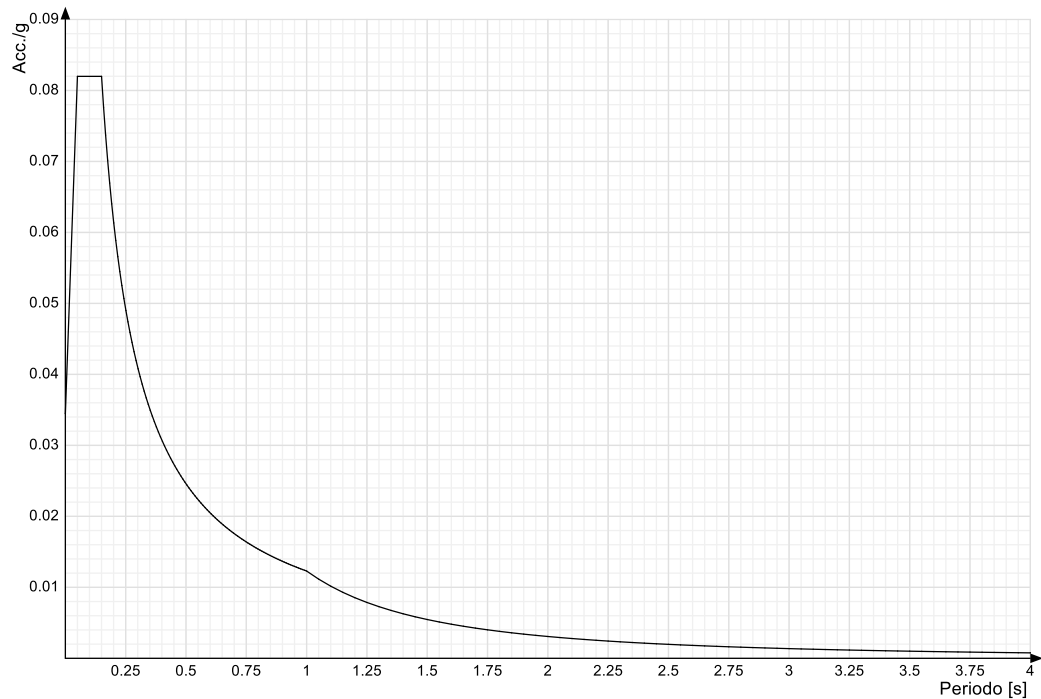
Periodo: Periodo di vibrazione.

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLO

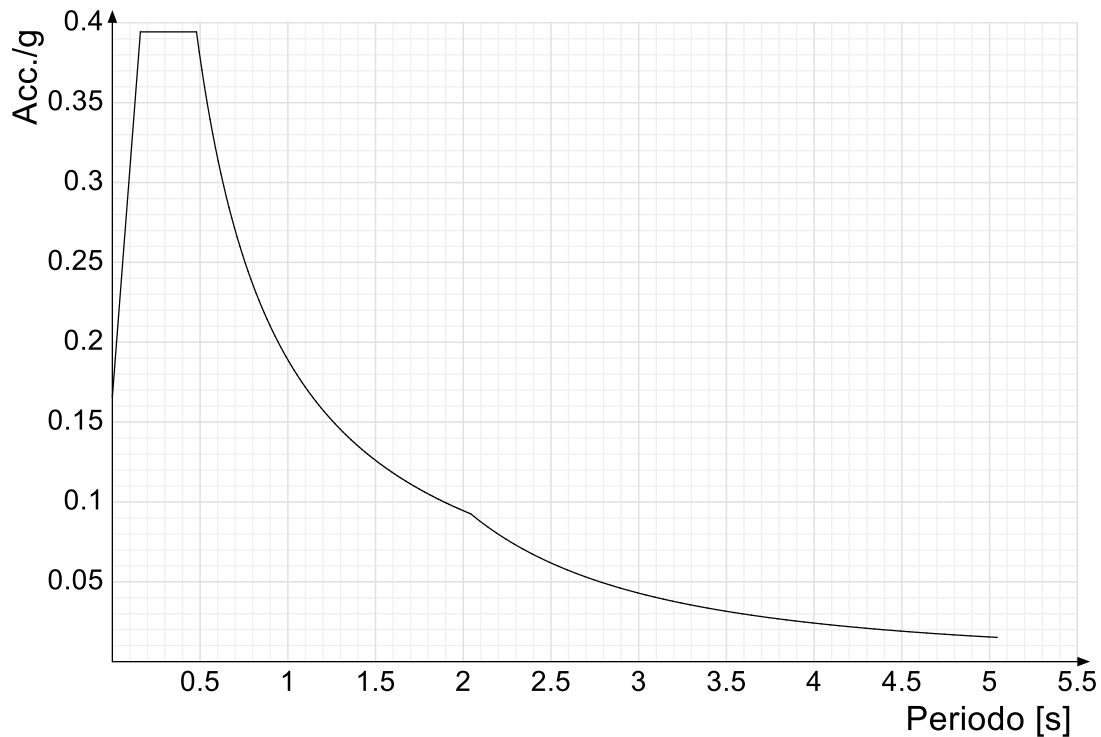
§ 3.2.3.2.1 [3.2.2]



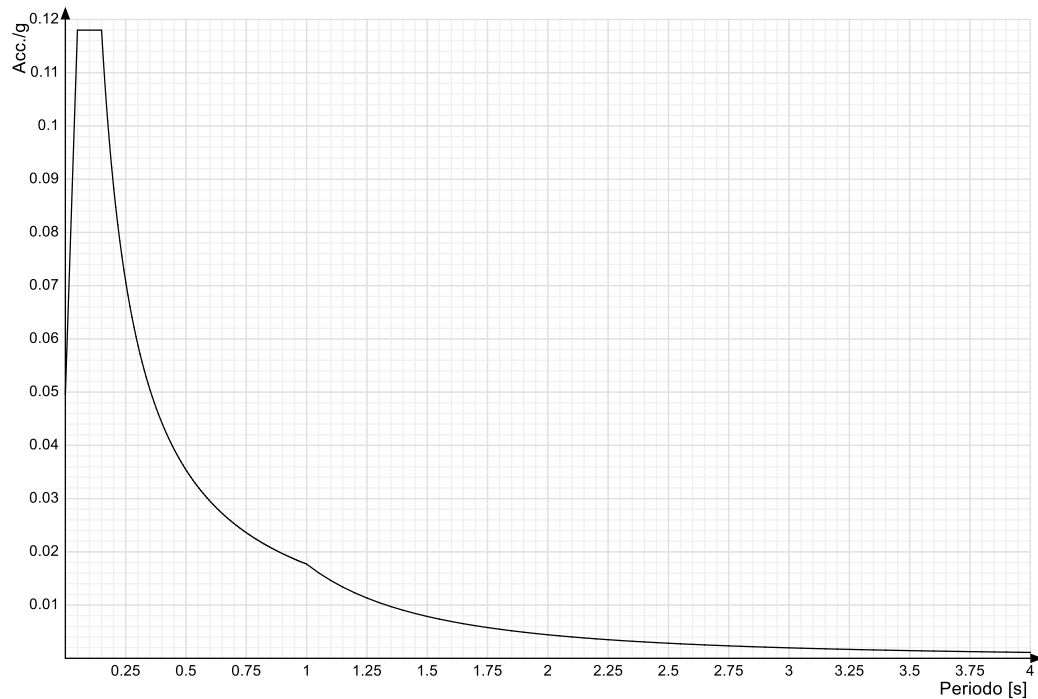
Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale SLO § 3.2.3.2.2 [3.2.8]



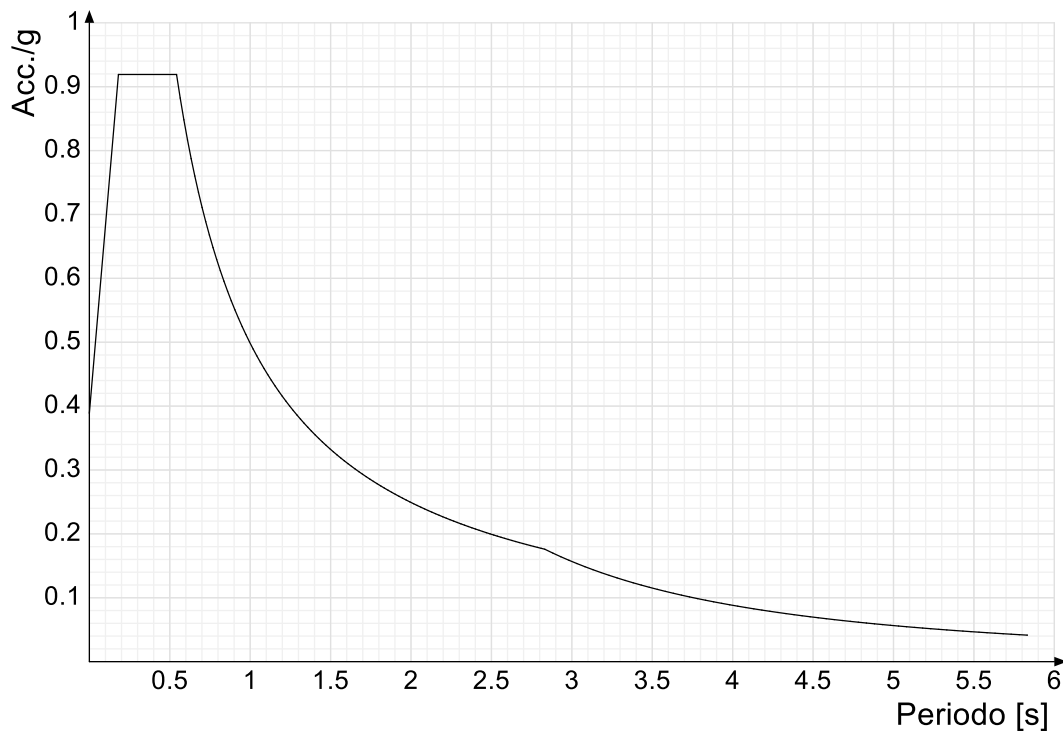
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLD § 3.2.3.2.1 [3.2.2]



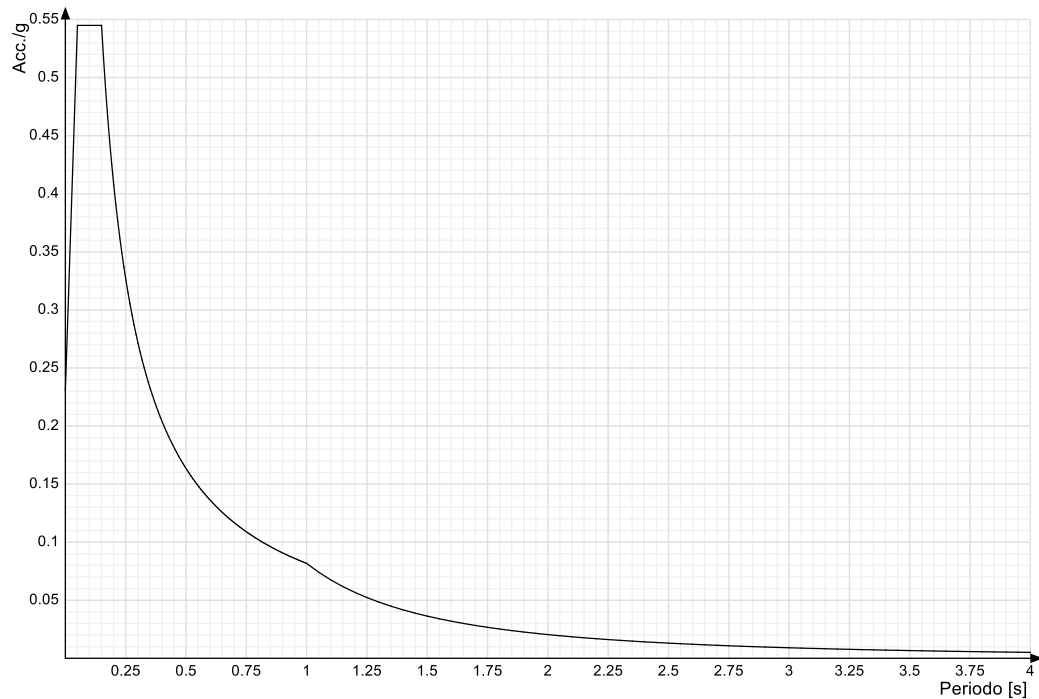
Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale SLD § 3.2.3.2.2 [3.2.8]



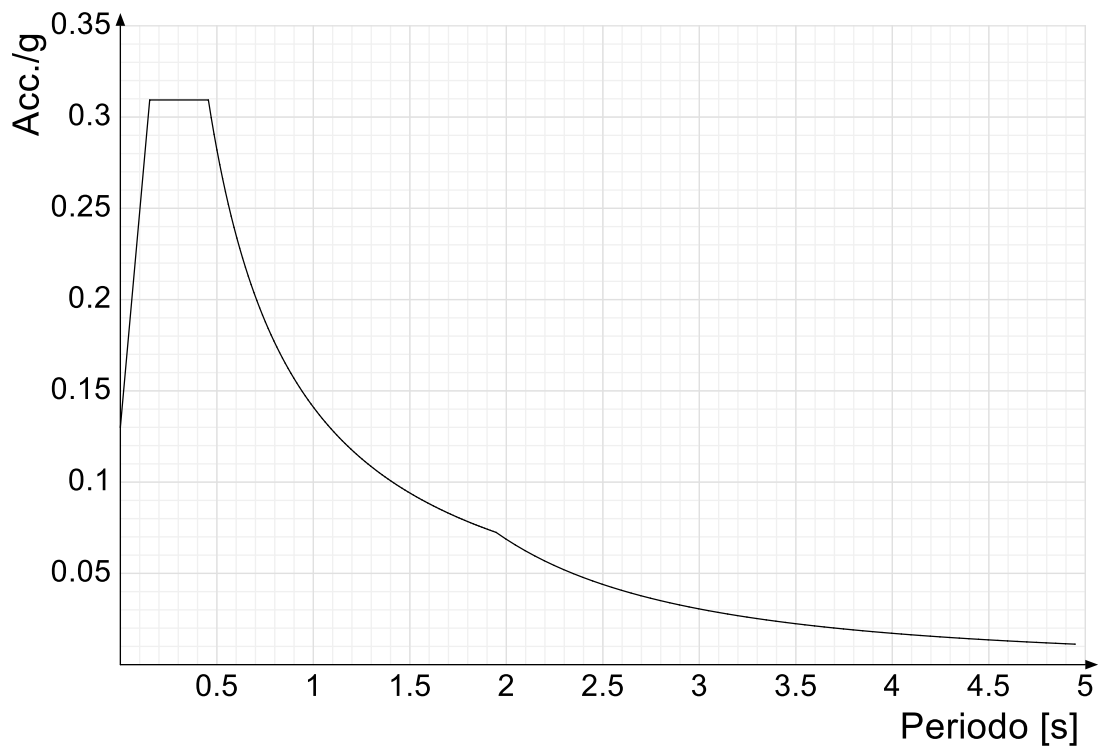
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLV § 3.2.3.2.1 [3.2.2]



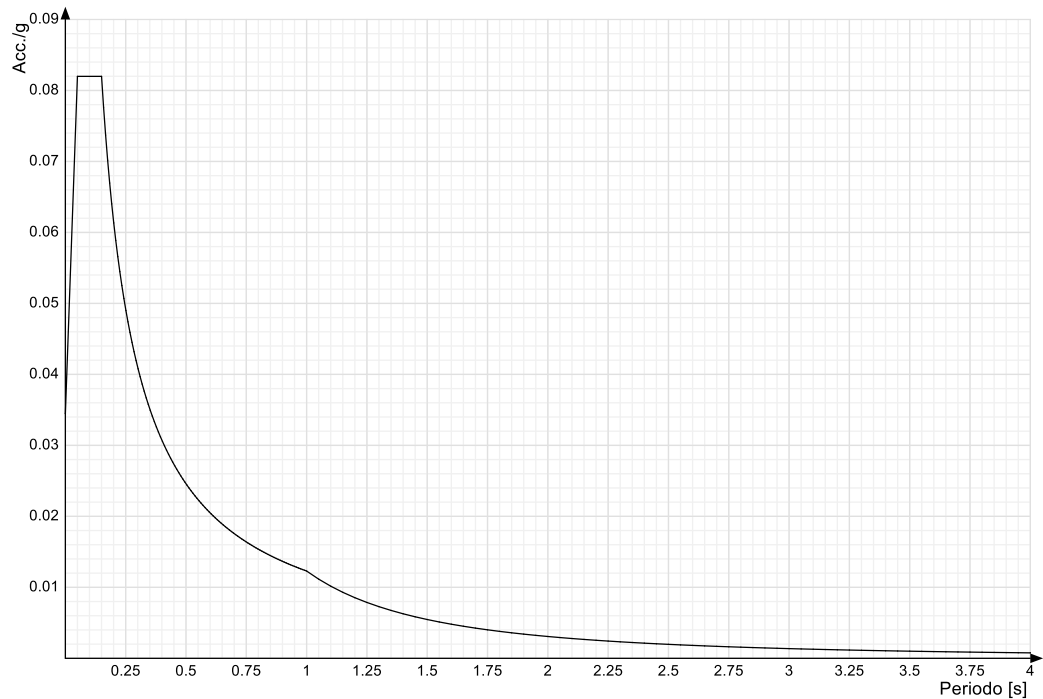
Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale SLV § 3.2.3.2.2 [3.2.8]



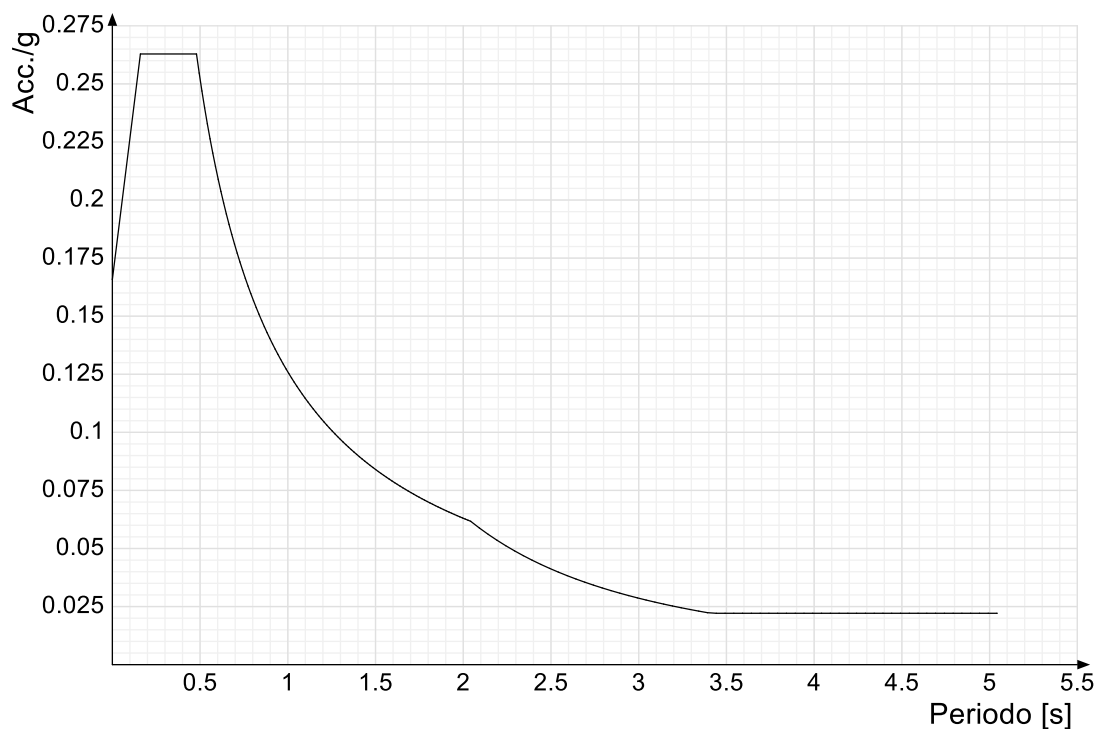
Spettro di risposta di progetto in accelerazione delle componenti orizzontali SLO § 3.2.3.4



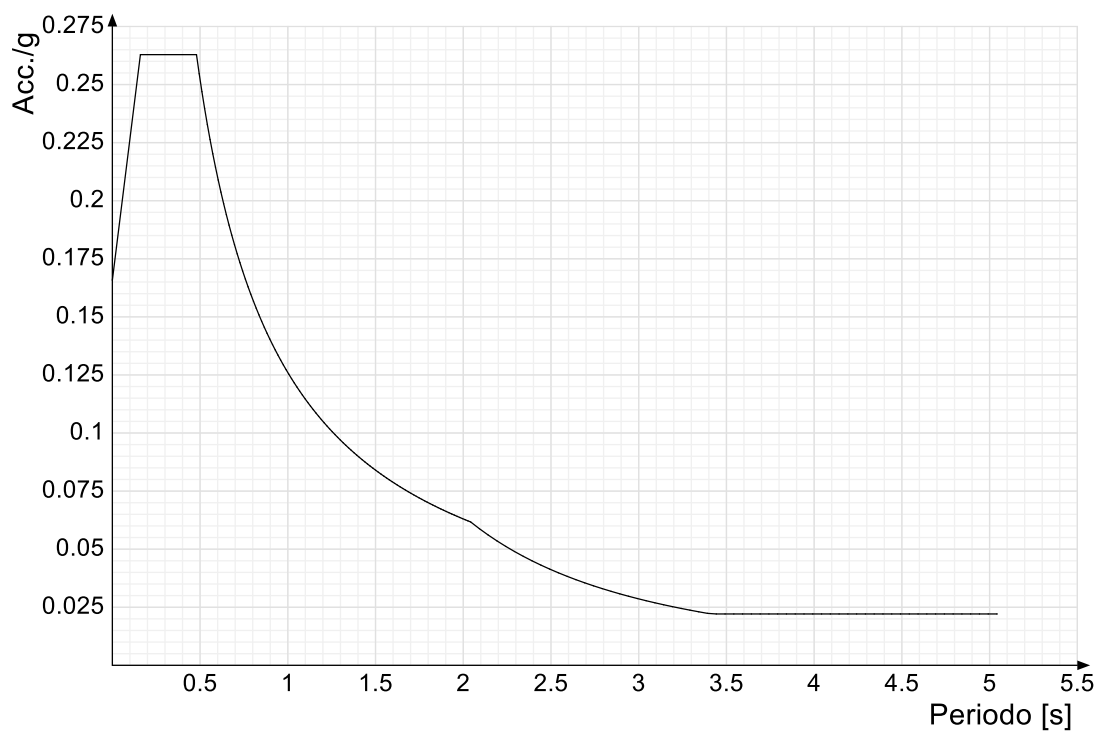
Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente verticale SLO § 3.2.3.4



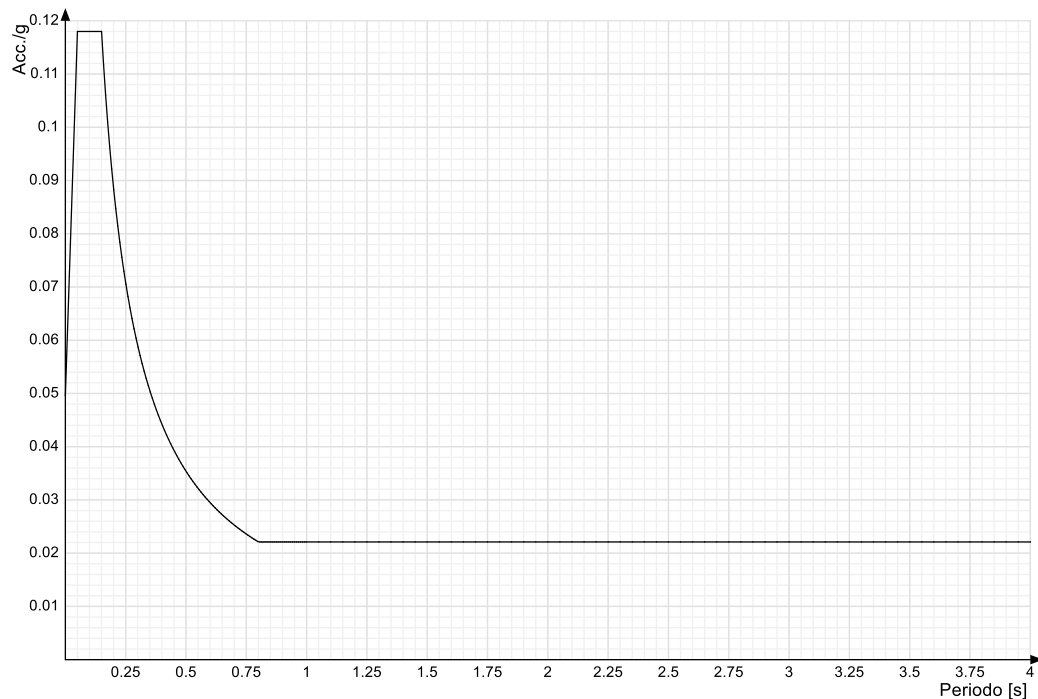
Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente X SLD § 3.2.3.5



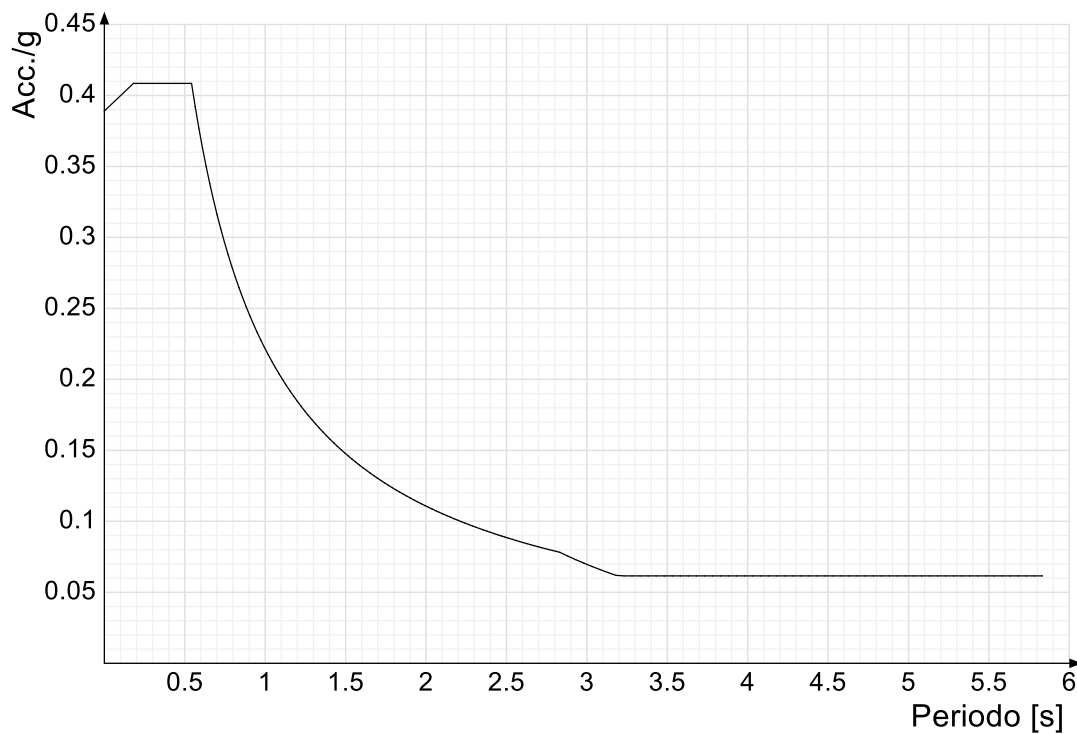
Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente Y SLD § 3.2.3.5



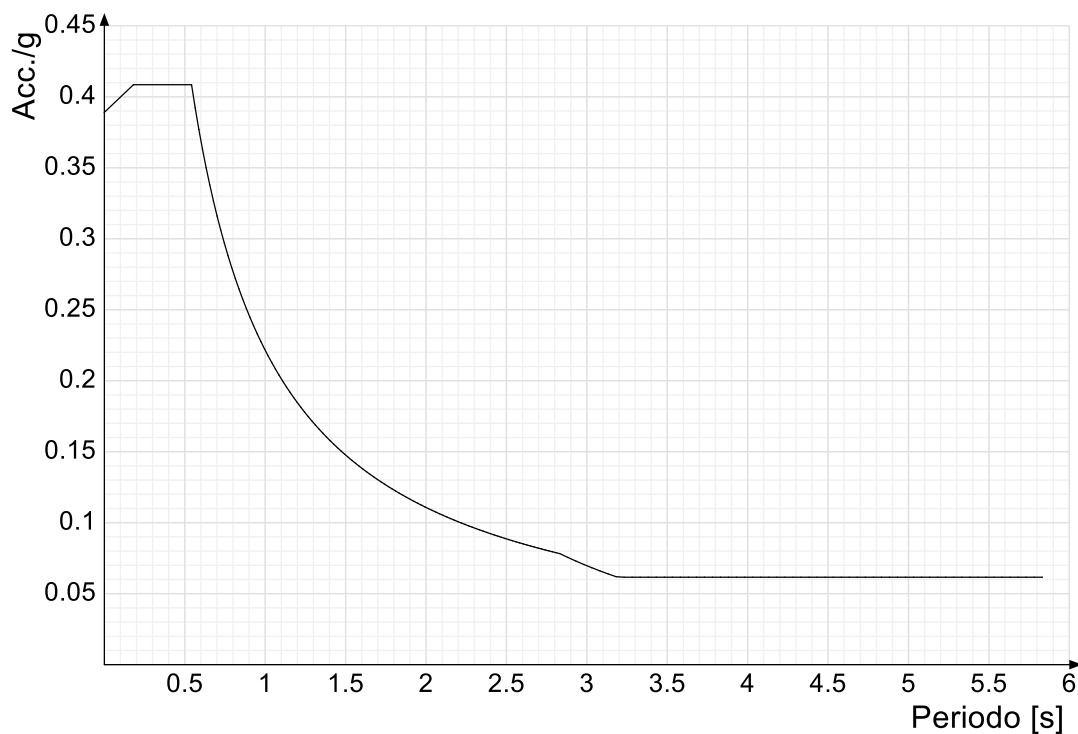
Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente verticale SLD § 3.2.3.5



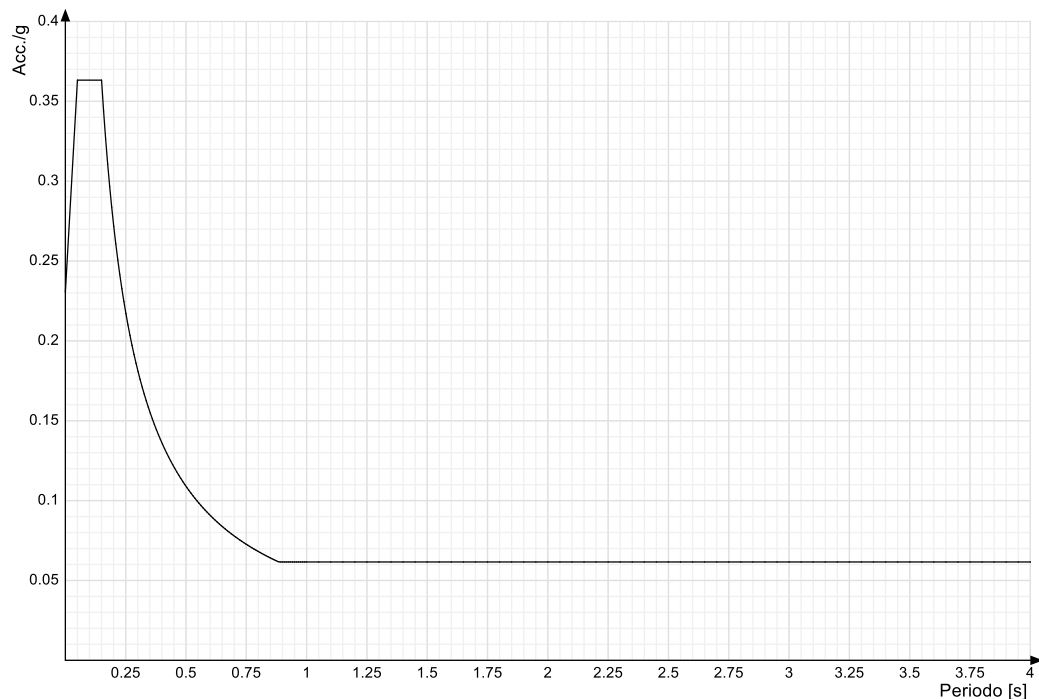
Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente X SLV § 3.2.3.5



Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente Y SLV § 3.2.3.5

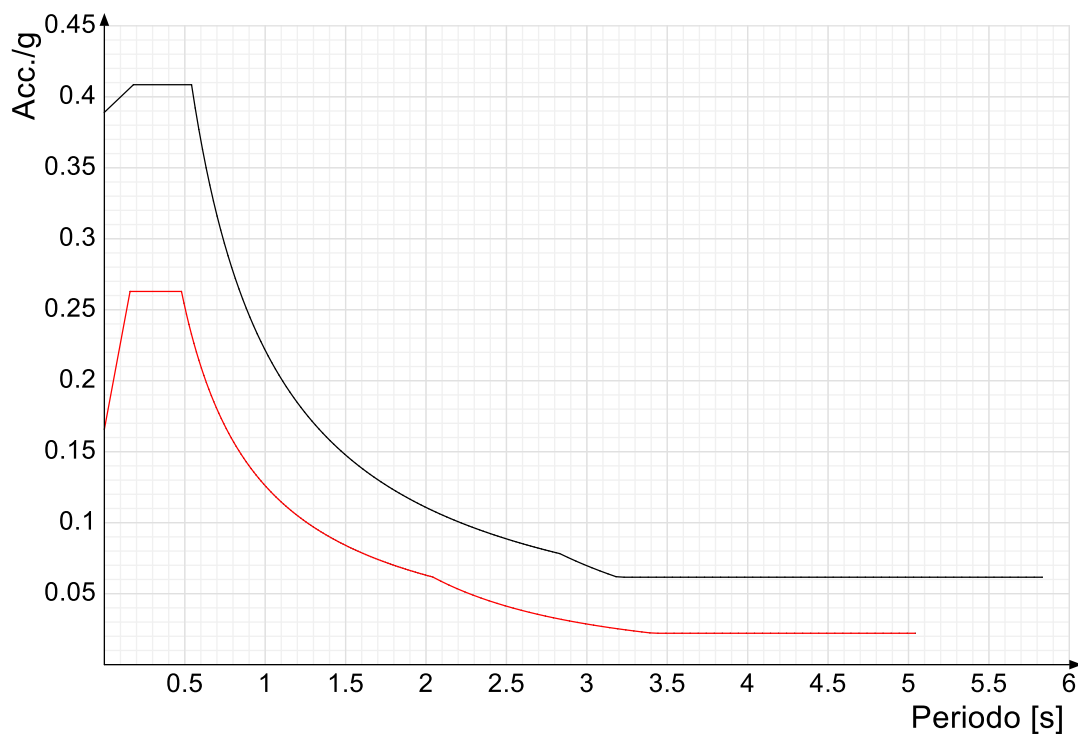


Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente verticale SLV § 3.2.3.5

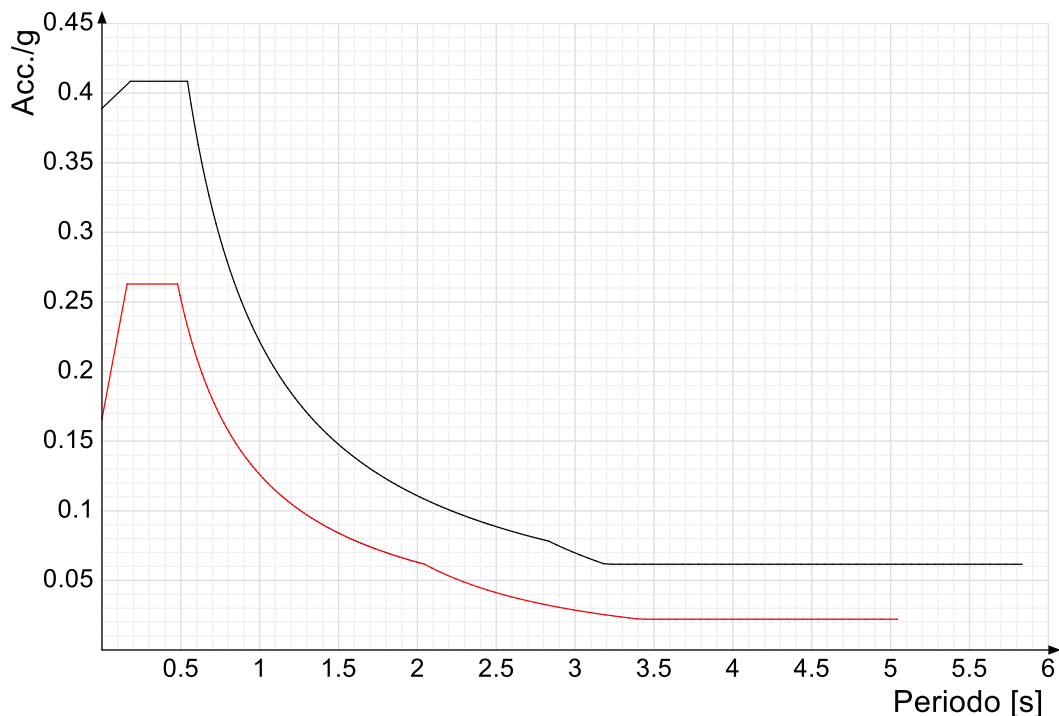


10.8.1 Confronti spettri SLV-SLD

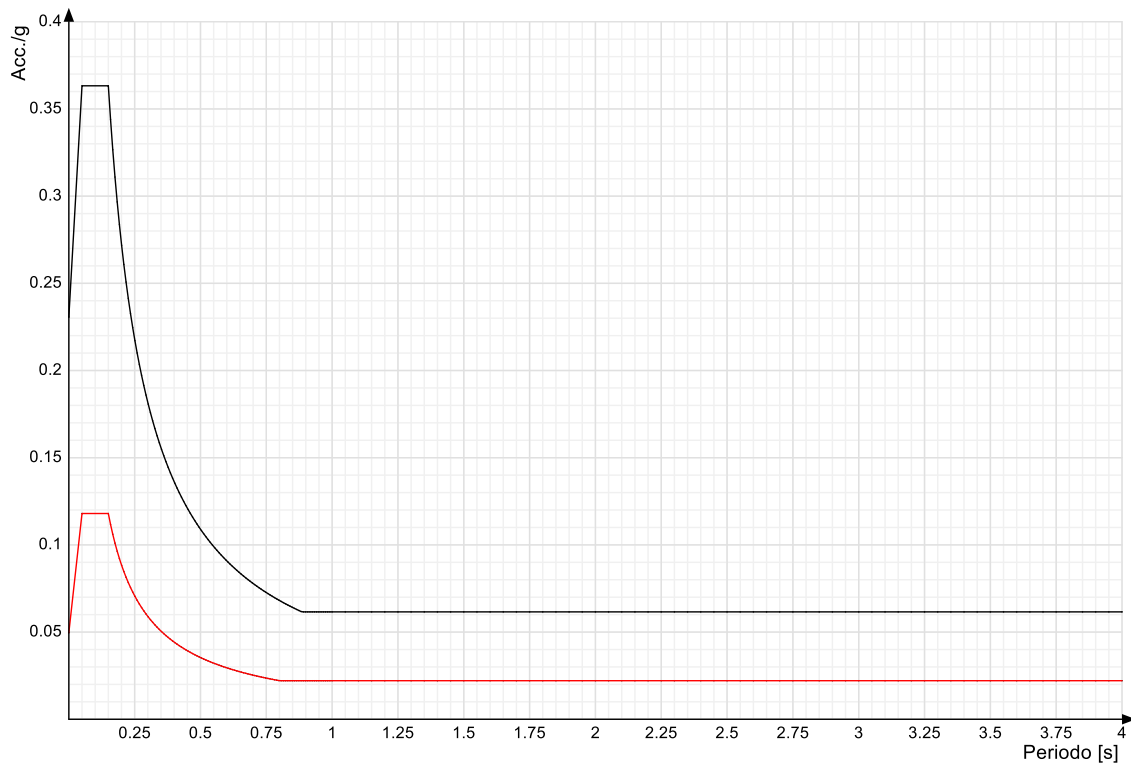
Vengono confrontati lo spettro Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente X SLD § 3.2.3.5 (di colore rosso) e Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente X SLV § 3.2.3.5 (di colore nero).



Vengono confrontati lo spettro Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente Y SLD § 3.2.3.5 (di colore rosso) e Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente Y SLV § 3.2.3.5 (di colore nero).

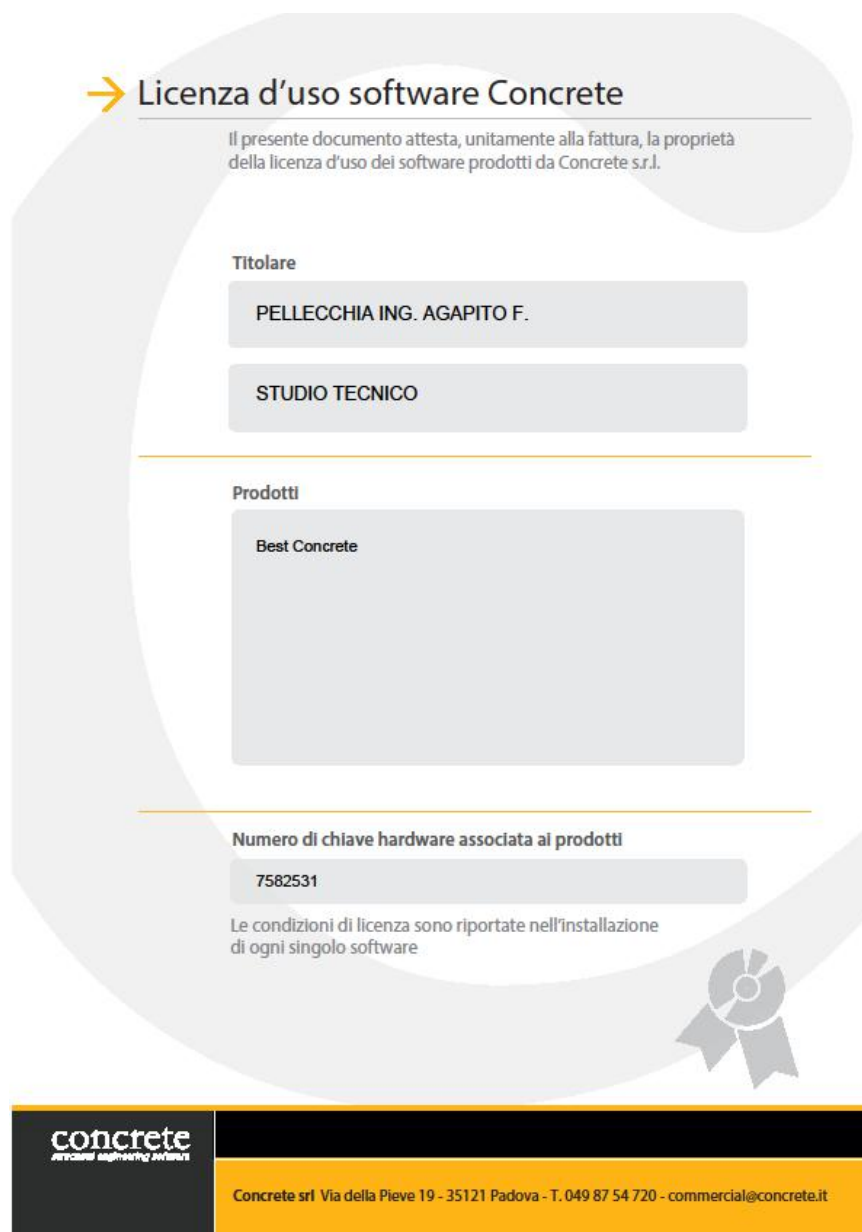


Vengono confrontati lo spettro Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente verticale SLD § 3.2.3.5 (di colore rosso) e Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente verticale SLV § 3.2.3.5 (di colore nero).



10.9 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Con i dati a disposizione esposti nei capitoli precedenti si è proceduto alla modellazione della struttura mediante il seguente programma di calcolo strutturale: SISMICAD 12.14 con numero di licenza **7582531** intestata **all'Ing. Pellecchia Agapito Franco**



Tale programma è dotato di tutte le funzionalità necessarie per consentire il calcolo completo di una struttura mediante il metodo degli elementi finiti (FEM).

La modellazione della struttura è realizzata tramite elementi monodimensionali Beam (travi e pilastri) e bidimensionali Shell (platee, pareti, solette, setti, travi-parete), considerando sei gradi di libertà per nodo.

Gli orizzontamenti, 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).

Il modello di calcolo ha tenuto conto dell'interazione suolo-struttura schematizzando le fondazioni superficiali (travi rovesce) su suolo elastico alla **Winkler**.

L'input della struttura avviene per oggetti (travi, pilastri, solai, solette, pareti, etc.) in un ambiente grafico integrato; il modello di calcolo agli elementi finiti, che può essere visualizzato in

qualsiasi momento in una apposita finestra, viene generato dinamicamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche.

Il calcolo si basa sul solutore agli elementi finiti **Sap**. La scelta di tale codice è motivata dall'elevata **affidabilità** dimostrata e dall'ampia **documentazione** a disposizione, dalla quale risulta la sostanziale uniformità dei risultati ottenuti su strutture standard con i risultati internazionalmente accettati ed utilizzati come riferimento.

I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, ecc.). I carichi dovuti ai tamponamenti sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste.

Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è eseguito con riferimento alla **struttura spaziale**, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione escludendo i tamponamenti. Non ci sono approssimazioni su tetti inclinati, piani sfalsati o scale, pareti.

Si è tenuto conto delle deformabilità taglianti e flessionali degli elementi monodimensionali; gli elementi bidimensionali sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento a guscio (sia a piastra che a lastra).

Per gli elementi monodimensionali (beam) in c.a., il **comportamento non lineare** del materiale è schematizzato con un modello a **plasticità diffusa**, utilizzando una modellazione a fibre per descrivere il comportamento flessionale mentre, per descrivere il comportamento tangenziale (taglio e torsione) vengono definiti dei diagrammi forza-spostamento per il taglio e momento-rotazione per la torsione.

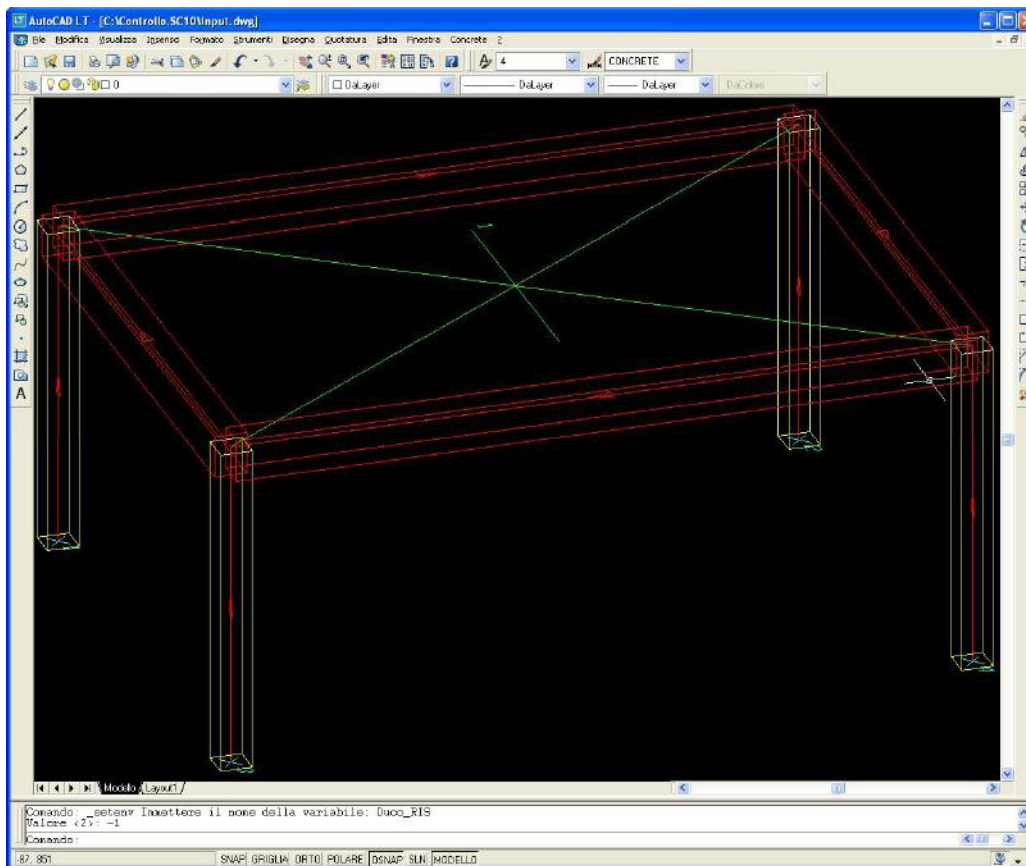
Per gli elementi bidimensionali (shell) sia in c.a. che in muratura, la non linearità del materiale (sia con riferimento al comportamento membranale che flessionale) avviene tramite una stratificazione che agisce lungo lo spessore della shell.

10.10 10.2 . ANALISI SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO

La determinazione della correttezza di calcolo del software è stata espletata considerando un caso particolare sviluppato con il software e svolto a mano; dal confronto con i risultati emerge la corretta esecuzione del software di calcolo.

Di seguito si riporta l'esempio.

10.11 ESEMPIO DI STRUTTURA INTELAIATA IN CA





10.11.1 Dimensioni degli elementi strutturali

Proprietà delle travi

Proprietà	
Trave C.A.	
Sezione	<input type="checkbox"/> R 30*40
Punto di inserimento	<input type="checkbox"/> Centro anima
Quota iniziale	Livello 1
Quota finale	Livello 1
Punto iniziale	0; 0
Punto finale	0; 700
Estradosso	0
Materiale	RCK300
Carico lineare	<input type="checkbox"/> Nessuno
Variazione termica	<input type="checkbox"/> Nessuno
Sovreresistenza	0
Sisma Z	No
Cerniera iniziale	No
Cerniera finale	No
Fondazione	No
Forma	Asse + Solido
Punto FEM iniziale	0; 0; 312
Punto FEM finale	0; 700; 312
Sezione Riferimento ad una definizione di sezione C.A..	

Lunghezza travi $l_1 = 700$ cm $l_2 = 500$ cm

Proprietà dei pilastri

Proprietà	
Pilastro C.A.	
Tronco	Livello 1-Livello 0
Sezione	 30*30
Punto di inserimento	 Centro-centro
Punto	0: 0
Angolo	0
Materiale	RCK300
Carico lineare	<input type="checkbox"/> Nessuno
Variazione termica	<input type="checkbox"/> Nessuno
Sovreresistenza	0
Sisma Z	No
Cerniera iniziale	No
Cerniera finale	No
Forma	Asse + Solido
Punto FEM iniziale	0: 0; 0
Punto FEM finale	0: 0; 312

Tronco
Riferimento al tronco indicante la quota inferiore e superiore.

Altezza pilastri $h = 312 \text{ cm}$

10.11.2 Analisi dei carichi

Viene inserito un carico superficiale avente le seguenti componenti:

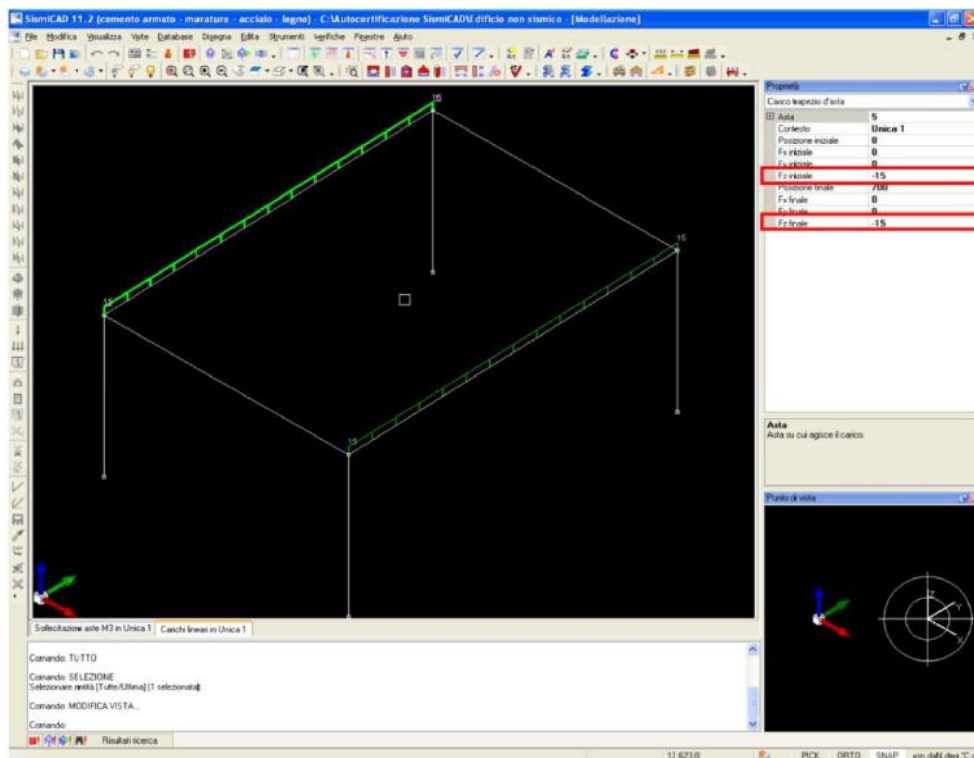
Carico distribuito permanente = 0.04 daN/cm^q

Carico distribuito variabile = 0.02 daN/cm

Carico lineare agente sulle travi di lunghezza l_1 dovuto al carico distribuito in combinazione 1:

$$Q_l = (((1 * 0.04 + 1 * 0.02) * 500 * 700) / 2) * 700 = 15 \text{ daN / cm}$$

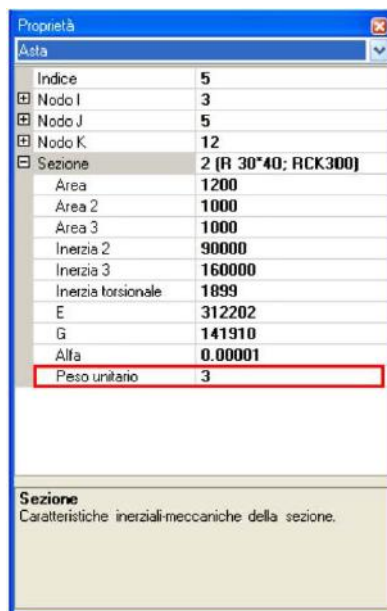
Il risultato fornito dal Sismicad è riportato in figura:



Carico lineare agente sulle travi di lunghezza l_1 e l_2 dovuto al peso proprio delle travi

$$Q_2 = (30 * 40 * 0.0025) = 3 \text{ daN / cm}$$

Il risultato fornito dal Sismicad è riportato in figura:

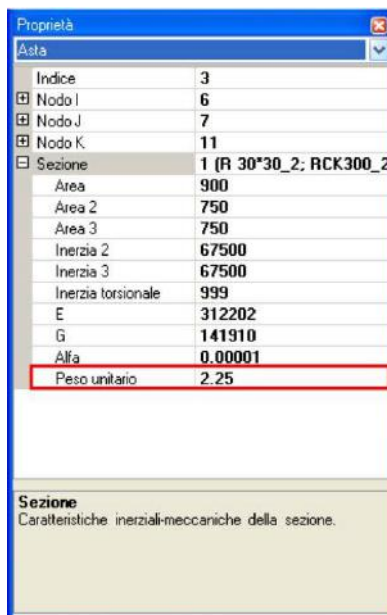


$$Q_{TOT} = 15 + 3 = 18 \text{ daN / cm}$$

10.11.3 Peso proprio del pilastro

$$q = (30 * 30 * 0.0025) = 2.25 \text{ daN / cm}$$

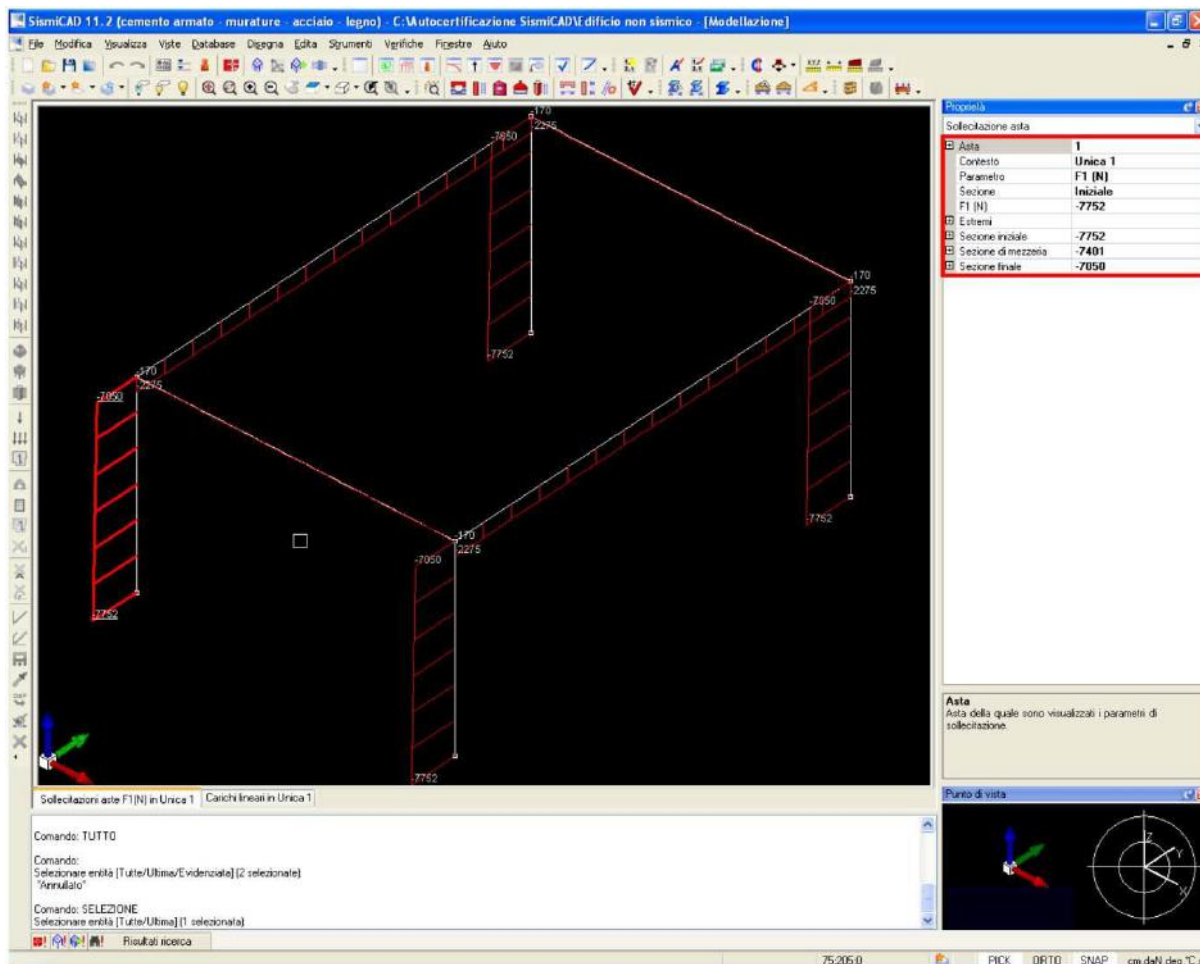
Il risultato fornito dal Sismicad è riportato in figura:



10.11.4 VALUTAZIONE DELLO SFORZO NORMALE NEI PILASTRI

10.11.5 Sforzo normale Sismicad nelle colonne

Il valore di sforzo normale N fornito dal Sismicad per le colonne è riportato in figura nella tabella al paragrafo successivo:



Riportiamo di seguito un paragrafo di relazione prodotta.

Numero asta	Contesto	Pos.	X	Y	Z	F1	F2	F3	M1	M2	M3
1	Unica 1	0	0,00	0,00	0,00	-7752	-2275	170	0,00	-174,0	-2328
1	Unica 1	15	0,00	0,00	1,56	-7401	-2275	170	0,00	90,96	1221,0
1	Unica 1	30	0,00	0,00	3,12	-7050	-2275	170	0,00	355,91	4769,9

$N_{(iniziale)} = -7752 \text{ daN}$

$N_{(finale)} = -7050 \text{ daN}$

10.11.6 Sforzo normale calcolato manualmente

Essendo $V_{trave} = P_l / 2$

$V_{trave \ 700} = 18 * 700 / 2 = 6300 \text{ daN}$

$V_{trave \ 500} = 3 * 500 / 2 = 750 \text{ daN}$

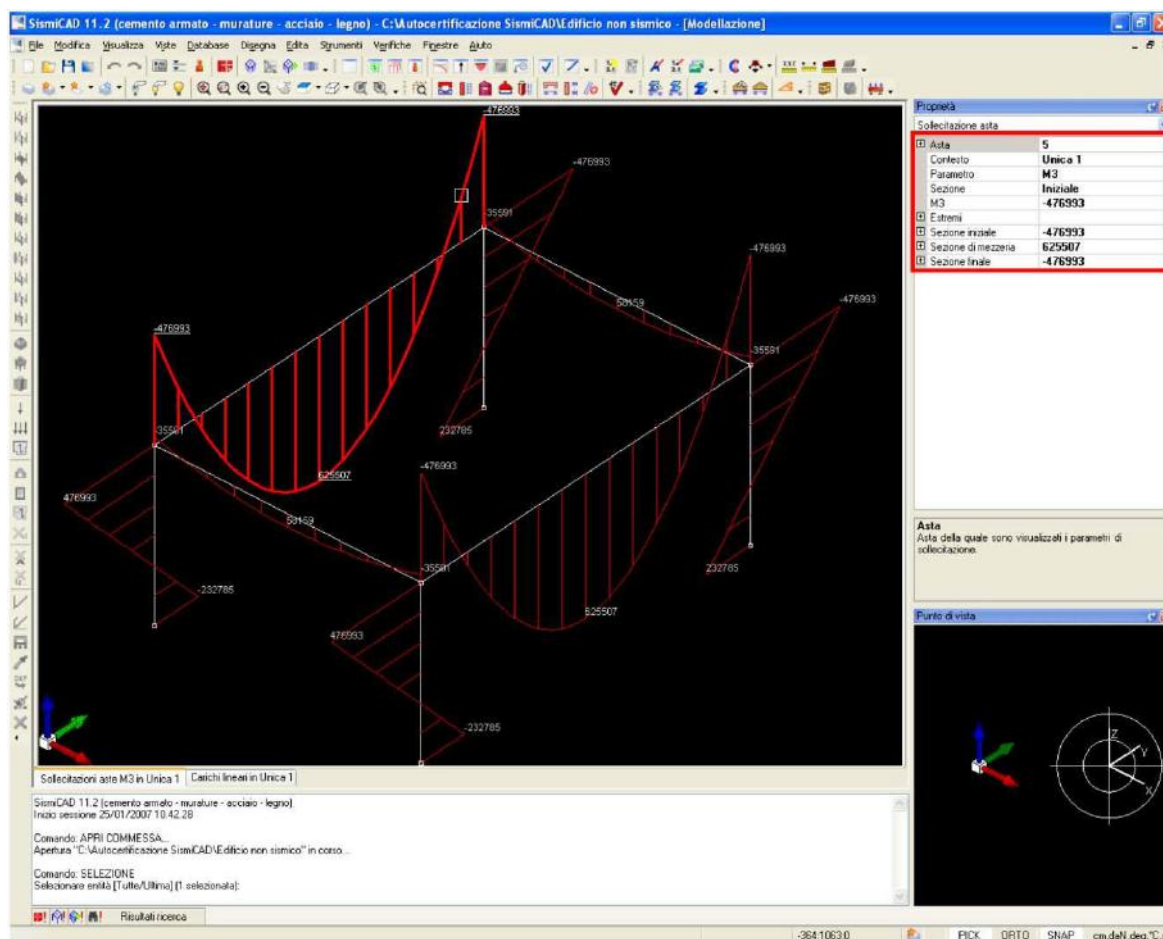
$N_{sommità} = V_{trave \ 700} + V_{trave \ 500} = 6300 + 750 = 7050 \text{ daN}$

$$N_{base} = N_{sommità} + Peso_{pilastro} = 7050 + 225 \cdot 3.12 = 7752 \text{ daN}$$

10.11.7 VALUTAZIONE DEI MOMENTI NELLE TRAVI

10.11.7.1 Momenti flettenti massimi e minimi nella trave di luce 700 cm

Il valore di momento M3 fornito dal Sismicad per le travi è riportato in figura e per ciascuna trave nelle due tabelle dei paragrafi successivi:



Riportiamo di seguito un paragrafo di relazione prodotta.

Numero asta	Contesto	Pos.	X	Y	Z	F1	F2	F3	M1	M2	M3
5	Unica 1	0	0,00	0,00	3,12	-2275	-6300	0	0,00	0,00	-4770
5	Unica 1	15	0,00	3,50	3,12	-2275	0	0	0,00	0,00	6255,1
5	Unica 1	30	0,00	7,00	3,12	-2275	6300	0	0,00	0,00	-4770

$$M_{1(\text{mezzeria})} = 6255.1 \text{ daN m}$$

$$M_{1(\text{iniziale})} = 4770 \text{ daN m}$$

10.11.7.2 Momenti flettenti massimi e minimi nella trave di luce 500 cm

Riportiamo di seguito un paragrafo di relazione prodotta.

Numero asta	Contesto	Pos.	X	Y	Z	F1	F2	F3	M1	M2	M3
6	Unica 1	0	0,00	7,00	3,12	-170	-750	0	0,00	0,00	-355,9

6	Unica 1	15	2,50	7,00	3,12	-170	0	0	0,00	0,00	581,59
6	Unica 1	30	5,00	7,00	3,12	-170	750	0	0,00	0,00	-355,9

$M_{2(\text{mezzzeria})} = 581.6 \text{ daN m}$

$M_{2(\text{iniziale})} = 355.9 \text{ daN m}$

10.11.7.3 Momenti calcolati manualmente

Utilizzando la formula tratta dal Prontuario Le Monnier:

$$M_{\text{estremità}} = - \frac{Pl^2}{6(2 + k)}$$

$$M_{\text{mezzzeria}} = \frac{Pl^2}{8} - \frac{Pl^2}{6(2 + k)}$$

con

$$k = \frac{(J_{\text{trave}} * h_{\text{pilastro}})}{(J_{\text{pilastro}} * l_{\text{trave}})} \quad J_{\text{trave}} = \frac{30 * 40^3}{12} = 160000 \text{ cm}^4 \quad J_{\text{pilastro}} = \frac{30^4}{12} = 67500 \text{ cm}^4$$

$$h_{\text{pilastro}} = 312 \text{ cm}$$

si ottiene per la trave di lunghezza 700 cm: $k = \frac{(160000 * 312)}{(67500 / 700)} = 1.0565$

$$M_{\text{estremità}} = - \frac{18 * 700^2}{6(2 + 1.0565)} = 480942 \text{ daN cm} = 4809 \text{ daN m}$$

$$M_{\text{mezzzeria}} = \frac{18 * 700^2}{8} - 480942 = 621558 \text{ daN cm} = 6216 \text{ daN m}$$

La differenza tra i valori calcolati con il programma Sismicad e con le formule è trascurabile (0.8 %) e dovuta alla non considerazione nel calcolo manuale della deformabilità a taglio.

Al fine di una corretta lettura, interpretabilità e riproducibilità del calcolo eseguito si indicano i seguenti punti:

11 PREFERENZE DI ANALISI

Metodo di analisi

Tipo di costruzione

Vn

Classe d'uso

Vr

Tipo di analisi

Località

Longitudine ED50

14,232° (14° 13' 55"); Altitudine s.l.m. 463,49 m.

Categoria del suolo

D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari

50

III

75

Lineare dinamica

Isernia; Latitudine ED50 41,5958° (41° 35' 45");

C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti

T1 - Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati

Categoria topografica

con

inclinazione media $i \leq 15^\circ$

Ss orizzontale SLO

Tb orizzontale SLO

Tc orizzontale SLO

Td orizzontale SLO

Ss orizzontale SLD

Tb orizzontale SLD

Tc orizzontale SLD

Td orizzontale SLD

Ss orizzontale SLV

Tb orizzontale SLV

Tc orizzontale SLV

1.5

0.152 [s]

0.456 [s]

1.947 [s]

1.5

0.16 [s]

0.479 [s]

2.042 [s]

1.2635

0.181 [s]

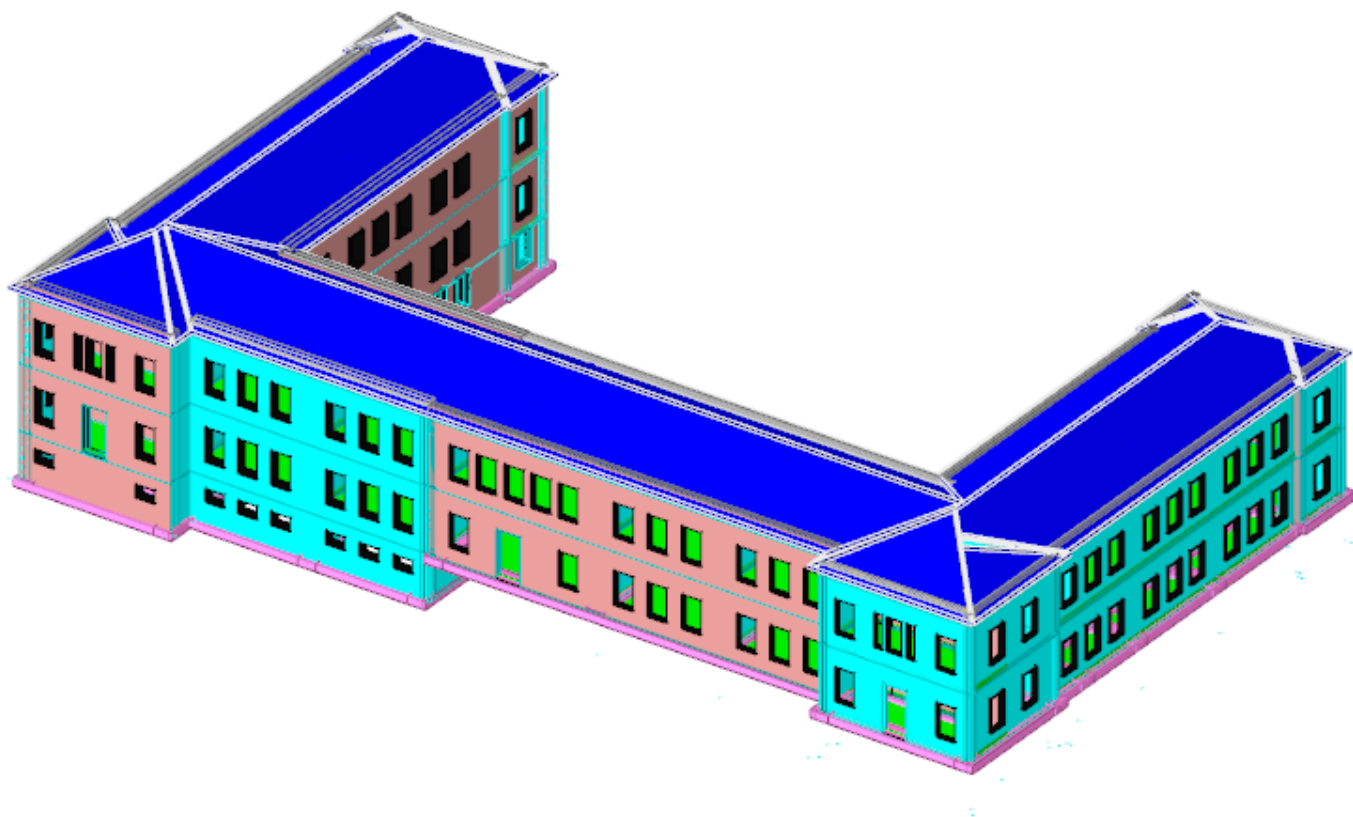
0.542 [s]

RELAZIONE TECNICA

Td orizzontale SLV	2.832	[s]	
Ss verticale	1		
Tb verticale	0.05	[s]	
Tc verticale	0.15	[s]	
Td verticale	1	[s]	
St	1		
PVr SLO (%)	81		
Tr SLO	45.16		
Ag/g SLO	0.0867		
Fo SLO	2.379		
Tc* SLO	0.288	[s]	
PVr SLD (%)	63		
Tr SLD	75.43		
Ag/g SLD	0.1105		
Fo SLD	2.378		
Tc* SLD	0.31	[s]	
PVr SLV (%)	10		
Tr SLV	711.84		
Ag/g SLV	0.3079		
Fo SLV	2.363		
Tc* SLV	0.373	[s]	
Smorzamento viscoso (%)	5		
Classe di duttilità	CD"B"		
Rotazione del sisma	0	[deg]	
Quota dello '0' sismico	0	[cm]	
Regolarità in pianta	No		
Regolarità in elevazione	No		
Edificio muratura	Si		
Tipologia muratura	Costruzioni di muratura ordinaria		
au/a1 muratura	$au/a1=(1.0+1.7)/2$		
Edificio esistente	Si		
Altezza costruzione	1443.8	[cm]	
C1	0.05		
T1,x	0.37033	[s]	
T1,y	0.37033	[s]	
λ SLO,x	0.85		
λ SLO,y	0.85		
λ SLD,x	0.85		
λ SLD,y	0.85		
λ SLV,x	0.85		
λ SLV,y	0.85		
Numero modi	9		
Metodo di Ritz	applicato		
Limite spostamenti interpiano SLD	0.002		
Fattore di comportamento per sisma SLD X	1.5		
Fattore di comportamento per sisma SLD Y	1.5		
Fattore di comportamento per sisma SLV X	2.25		
Fattore di comportamento per sisma SLV Y	2.25		
Coefficiente di sicurezza per carico limite (fondazioni superficiali)	2.3		
Coefficiente di sicurezza per scorrimento (fondazioni superficiali)	1.1		
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, punta	1.15		
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, laterale compressione	1.15		
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, laterale trazione	1.25		
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, punta	1.35		
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, laterale compressione	1.15		
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, laterale trazione	1.25		
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, punta	1.35		
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, laterale compressione	1.15		
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, laterale trazione	1.25		
Coefficiente di sicurezza portanza trasversale pali	1.3		
Fattore di correlazione resistenza caratteristica dei pali in base alle verticali indagate	1.7		
Coefficiente di sicurezza per ribaltamento (plinti superficiali)	1.15		
Combinazioni analisi statica non lineare.	Componenti orizzontali secondo		separate

Circolare 7 21-01-19 §C7.3.5

Di seguito la vista assonometrica modellazione della struttura in oggetto e relativa discretizzazione (modello FEM).



Vista struttura 1

11.1 GIUDIZIO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico.

La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

La società produttrice ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

12 ANALISI DINAMICA LINEARE

Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito anzitutto mediante **analisi dinamica modale** con fattore di struttura q , considerando il comportamento della struttura in **regime elastico lineare**.

Tale metodo considera un'adeguata soglia di duttilità e rappresenta una giusta via di mezzo tra affidabilità e rapidità di calcolo.

12.1 METODO DI ANALISI

L'analisi dinamica lineare, secondo quanto indicato al § 7.3.3.1 del D.M.

17/01/2018, consiste:

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

Sono stati considerati tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale è risultata superiore all'85%.

Per valutare la risposta massima complessiva di una generica caratteristica E, conseguente alla sovrapposizione dei modi, si è utilizzata una tecnica di combinazione probabilistica definita CQC (Combinazione Quadratica Completa):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{\frac{3}{2}}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4\xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij}^2)} \quad \beta_{ij} = \frac{\omega_i}{\omega_j}$$

n = numero di modi di vibrazione considerati;

ξ = coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;

β_{ij} = rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia i-j di modi di vibrazione.

In ogni nodo della struttura sono state applicate le forze sismiche derivanti dalle masse circostanti. Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche.

12.2 VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI

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

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

dove

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

$$\mu_d = 1 + (q - 1) \cdot T_C / T_1 \quad \text{se } T_1 < T_C \quad \text{In ogni caso deve risultare } \mu_d \leq 5q - 4.$$

12.3 COMBINAZIONE DELLE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA

Le azioni orizzontali dovute al sisma sulla struttura vengono convenzionalmente determinate come agenti separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate. In generale, però, le componenti orizzontali del sisma devono essere considerate come agenti simultaneamente. A tale scopo, la combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica è stata tenuta in conto come segue:

$$E_{EdX} \pm 0.30E_{EdY} \quad E_{EdY} \pm 0.30E_{EdX}$$

dove:

E_{EdX} = effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse X;

E_{EdY} = effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse Y.

12.4 ECCENTRICITÀ ACCIDENTALI

Per valutare le eccentricità accidentali, previste in aggiunta all'eccentricità effettiva sono state considerate condizioni di carico aggiuntive ottenute applicando l'azione sismica nelle posizioni del centro di massa di ogni piano ottenute traslando gli stessi, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a +/- 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica. Si noti che la distanza precedente, nel caso di distribuzione degli elementi non strutturali fortemente irregolare in pianta, viene raddoppiata ai sensi del § 7.2.3 del D.M. 2018.

12.5 COMBINAZIONI DI CARICO

I calcoli e le verifiche sono stati condotti con il **metodo semiprobabilistico degli stati limite** secondo le indicazioni del D.M. 17/01/2018.

Le diverse azioni (carichi permanenti, accidentali e sisma) sono state combinate tra loro, mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli **stati limite ultimi** sono state adottate le **combinazioni fondamentali** del tipo:

$$\gamma G_1 \cdot G_1 + \gamma G_2 \cdot G_2 + \gamma Q_1 \cdot Q_{K1} + \gamma Q_2 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \gamma Q_3 \cdot \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots$$

dove:

G_1 = peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G_2 = peso proprio di tutti gli elementi non strutturali; Q_{ki} = valore caratteristico della i-esima azione variabile;

$\gamma_g, \gamma_q, \gamma_p$ = coefficienti parziali definiti in tabella 2.6.I del D.M. 2018;

ψ_{0i} = coefficienti di combinazione per la ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili.

Le combinazioni risultanti sono state costruite considerando, a rotazione, ciascuna condizione di carico accidentale come sollecitazione di base.

Oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, sono state considerate, sia per gli **stati limite ultimi** (SLU) che per gli **stati limite di danno** (SLD) le seguenti **combinazioni sismiche**:

$$G_1 + G_2 + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

E = azione sismica per lo stato limite considerato;

ψ_{2i} = coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i .

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

$$GK + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

E' stata anche formulata una combinazione con **solo carichi verticali** senza sisma.

Le verifiche strutturali e geotecniche delle **fondazioni**, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al § 2.6.1 del D.M. 17/01/2018, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 (STR) definiti nella tabella 6.2.I del D.M. 2018.

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti dalla tabella 6.2.II del D.M. 2018.

12.6 VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

La verifica degli elementi allo SLU è stata sviluppata col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni non sismiche in base al D.M. 2018, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'azione del sisma secondo quanto indicato nel §2.5.3 del D.M. 2018;
- per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo con cui progettare o verificare l'elemento considerato; per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

Illustriamo, in dettaglio, il procedimento seguito in presenza di pressoflessione deviata:

- per tutte le terne M_x , M_y , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base alla formula 4.1.19 del D.M. 17/01/2018, effettuando due verifiche a pressoflessione retta con la seguente formula:

$$\left(\frac{M_{Ex}}{M_{Rx}} \right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Ey}}{M_{Ry}} \right)^{\alpha} \leq 1$$

dove:

M_{Ex} , M_{Ey} = valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi di flessione X ed Y del sistema di riferimento locale;

M_{Rx} , M_{Ry} = valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti allo sforzo assiale N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi di flessione.

L'esponente α può dedursi in funzione della geometria della sezione, della percentuale meccanica dell'armatura e della sollecitazione di sforzo normale agente.

Per quanto concerne, invece le travi verificate a **pressoflessione retta** il procedimento seguito consiste nel calcolare, per tutte le coppie M_x e N , il coefficiente di sicurezza in base all'armatura adottata.

13 CONCLUSIONI

I vari sopralluoghi, l'osservazione della documentazione disponibile, le indagini effettuate sui materiali in sito e la valutazione del modello strutturale attuata con il metodo dell'analisi dinamica lineare ha consentito di trarre le seguenti conclusioni circa la vulnerabilità sismica della costruzione in oggetto:

Il miglioramento strutturale progettato porta il livello strutturale a coefficienti di sicurezza maggiori dell'unità:

13.1 VERIFICA DI EDIFICIO ESISTENTE CON FATTORE Q

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.) § C8.7.1

Accelerazioni e tempi di ritorno

Accelerazione di aggancio SLV ($ag/g_{SLV} \cdot S \cdot ST$) $PGA_{SLVrif} = 0.389$

Accelerazione di aggancio SLO ($ag/g_{SLO} \cdot S \cdot ST$) $PGA_{SLOrif} = 0.13$ $T_{r,SLVrif} = 712$ anni

$T_{r,SLOrif} = 45$ anni

Moltiplicatori minimi delle condizioni sismiche

(Il valore di ζE corrisponde al valore di I.R. PGA secondo quanto riportato nella Circolare 7 21-01-19 §C8.3)

Rottura a flessione

Moltiplicatore: 1

Trave di accoppiamento 58 "Fondazione - Piano rialzato" Lunghezza: 150; altezza: 89; spessore: 87; distanza: 0

Combinazione SLV 15 $M = -535023$ $M_{orto} = 346$ $M_u = 535087$ Tempo di ritorno 711 anni

Indicatore $iTr = (Tr/Tr_{SLVrif})^{.41} = 0.999$ PGA 0.389

Indicatore $iPGA = PGA/PGA_{SLVrif} = 1$ Fattore di accelerazione $fa = 0.9995$

Rottura a pressoflessione nel piano ortogonale

Moltiplicatore: 1.016

Maschio 93 "Piano rialzato - Piano 1"

Lunghezza: 86.7; altezza: 463; spessore: 64; sezione a quota: 586.8

Combinazione SLV 3 $fd = 14.67$ $Ta = 0.04$ $Wa = 0.07$ $N = 3195$ $M = 34129$ $Mc = 0$

Tempo di ritorno 739 anni

Indicatore $iTr = (Tr/Tr_{SLVrif})^{.41} = 1.015$ PGA 0.395

Indicatore $iPGA = PGA/PGA_{SLVrif} = 1.015$ Fattore di accelerazione $fa = 1.0151$

Raggiungimento dello spostamento limite di interpiano

RELAZIONE TECNICA

Moltiplicatore: 1.686

Combinazione SLO 5

tra Nodo 1360 e Nodo 5842 Tempo di ritorno 189 anni

Indicatore $iTr = (Tr/Tr_{SLOrif})^{.41} = 1.801$ PGA 0.219

Indicatore $iPGA = PGA/PGA_{SLOrif} = 1.688$ Fattore di accelerazione $fa = 0.5641$

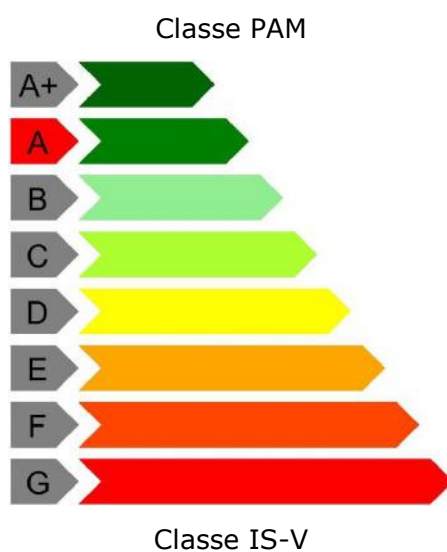
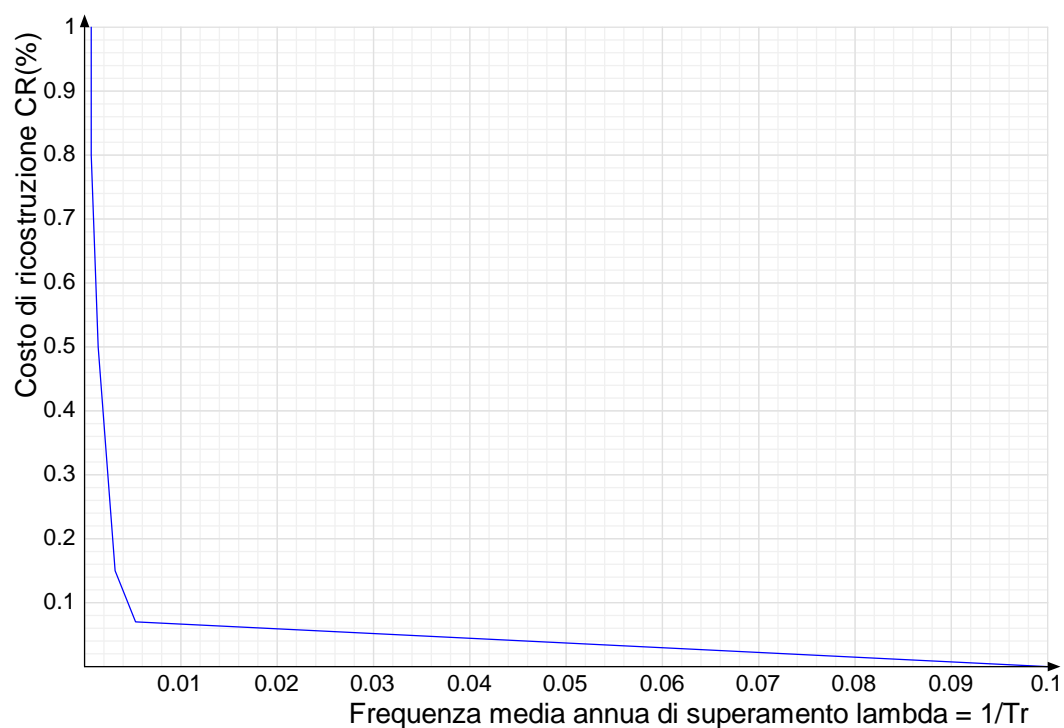
Coefficienti relativi alle Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni secondo il D.M. 65 07/03/2017

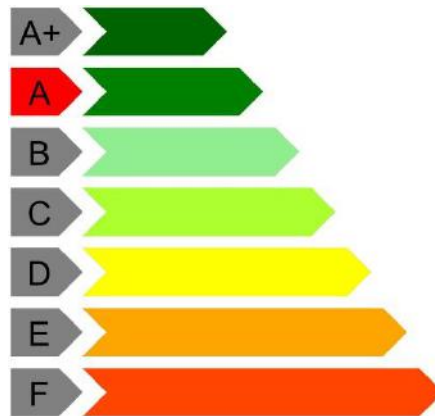
TR,C	TR,Rif	PAM	Classe PAM	IS-V	Classe IS-V	Tipo rottura	Segnalazio ni
711	712	0.528	A	99.97	A	flessione trave connessione in muratura	

Coefficienti λ relativi alle Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni secondo il D.M. 65 07/03/2017

$\lambda_{SL R}$	$\lambda_{SL C}$	$\lambda_{SL V}$	$\lambda_{SL D}$	$\lambda_{SL O}$	$\lambda_{SLI D}$
0.00 0.689	0.00 0.689	0.00 1.406	0.00 3.168	0.00 5.291	0.1

Andamento della curva che individua il PAM (Perdita Annuale Media Attesa)





Significato dei simboli utilizzati:

Le unità di misura elencate sono in [cm, daN, deg] ove non espressamente specificato.

Desc.: descrizione.

Stato limite: (muratura) V=Taglio; PF=Pressoflessione; PFFP=Pressoflessione fuori piano; R=Ribaltamento.

Molt.: moltiplicatore minimo della azione sismica che produce lo stato limite.

Comb.: combinazione.

PGA: accelerazione al suolo.

iPGA (ζE): indicatore di rischio sismico in termini di PGA ovvero rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dall'elemento e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto nuovo (§C8.3).

TR: tempo di ritorno.

(TR/TRrif)^{0.41}: indicatore di rischio sismico in termini di periodo di ritorno.

fa: fattore di accelerazione.

Stato limite: (muratura) V=Taglio; PF=Presso flessione; PFFP=Pressoflessione fuori piano; R=Ribaltamento.

Coeff.s.: coefficiente minimo prodotto dallo stato limite.

Verifica: stato di verifica.

Maschio: maschio.

Stato limite: (maschio muratura) V=Taglio; PF=Presso flessione; PFFP=Presso flessione fuori piano; R=Ribaltamento.

Trave: trave di collegamento in muratura.

Stato limite: (trave muratura) V=Taglio; F=Flessione.

TR,C: periodo di ritorno di capacità.

TR,Rif: periodo di ritorno di riferimento.

PAM: perdita media annua attesa.

Classe PAM: classe di rischio PAM.

IS-V: indice di sicurezza.

Classe IS-V: classe di rischio IS-V.

Tipo rottura: tipo di rottura che fornisce il valore minimo degli elementi considerati.

Segnalazioni: eventuali segnalazioni.

λ, SLR : frequenza media annua di superamento in Stato Limite di Ricostruzione.

λ, SLC : frequenza media annua di superamento in Stato Limite di Collasso.

λ, SLV : frequenza media annua di superamento in Stato Limite di salvaguardia della Vita.

λ, SLD : frequenza media annua di superamento in Stato Limite di Danno.

λ, SLO : frequenza media annua di superamento in Stato Limite di Operatività.

$\lambda, SLID$: frequenza media annua di superamento in Stato Limite di Inizio Danno.

Sommario

1	PREMESSA	1
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	1
1	RELAZIONE TECNICA.....	2
1.1	DESCRIZIONE	2
2	ZONIZZAZIONE SISMICA DEL TERRITORIO NAZIONALE	2
3	DESCRIZIONE DEL FABBRICATO	3
4	ANALISI STORICA ATTRAVERSO LA DOCUMENTAZIONE ESISTENTE	6
4.1	DOCUMENTAZIONE PROGETTUALE ORIGINALE	6
5	STATO DI CONSERVAZIONE E QUADRO FESSURATIVO	7
6	CONOSCENZA DEL FABBRICATO	7
6.1	RILIEVO GEOMETRICO E STRUTTURALE	11
6.2	DETTAGLI STRUTTURALI	11
6.3	PROPRIETÀ DEI MATERIALI	12
7	ASPETTI GEOLOGICI E DI CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	15
7.1	INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO	15
7.2	INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOFISICHE	16
7.3	PARAMETRI GEOTECNICI	17
7.4	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	18
8	ANALISI DEI CARICHI	19
9	ANALISI DEI CARICHI PERMANENTI PORTATI - SCUOLA	19
9.1.1	<i>Analisi variabili – scuola</i>	<i>20</i>
9.2	AZIONE DELLA NEVE	20
9.2.1	<i>Copertura a due falde D.M. 17-01-18 §3.4.3.3</i>	<i>21</i>
10	AZIONE SISMICA	21
10.1	CLASSE D'USO DELL'EDIFICIO	22
10.2	VITA NOMINALE DELLA STRUTTURA	22
10.3	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA	23
10.4	PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE	23
10.5	CONDIZIONI TOPOGRAFICHE	24
10.6	DETERMINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA	25
10.7	SPETTRI D.M. 17-01-18	25
10.8	SPETTRI D.M. 17-01-18	25
10.8.1	<i>Confronti spettri SLV-SLD</i>	<i>32</i>
10.9	MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA	34
10.10	10.2 . ANALISI SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO	36
10.11	ESEMPIO DI STRUTTURA INTELAIATA IN CA	37
10.11.1	<i>Dimensioni degli elementi strutturali</i>	<i>37</i>
10.11.2	<i>Analisi dei carichi</i>	<i>38</i>
10.11.3	<i>Peso proprio del pilastro</i>	<i>39</i>
10.11.4	VALUTAZIONE DELLO SFORZO NORMALE NEI PILASTRI	40
10.11.5	<i>Sforzo normale Sismicad nelle colonne</i>	<i>40</i>
10.11.6	<i>Sforzo normale calcolato manualmente</i>	<i>40</i>
10.11.7	VALUTAZIONE DEI MOMENTI NELLE TRAVI	41

11	PREFERENZE DI ANALISI.....	42
11.1	GIUDIZIO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI	44
12	ANALISI DINAMICA LINEARE.....	44
12.1	METODO DI ANALISI.....	45
12.2	VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI	45
12.3	COMBINAZIONE DELLE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA.....	46
12.4	ECCENTRICITÀ ACCIDENTALI	46
12.5	COMBINAZIONI DI CARICO	46
12.6	VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	47
13	CONCLUSIONI.....	48
13.1	VERIFICA DI EDIFICIO ESISTENTE CON FATTORE Q	48