

REGIONE PUGLIA

COMUNE DI CANOSA DI PUGLIA

VERIFICA DELLA VULNERABILITA' SISMICA DI EDIFICI DEL COMUNE DI CANOSA DI PUGLIA

OPCM 3274/2003

OPCM 3362/2004

Scuola Media "UGO FOSCOLO"

Allegato n. R1	Elaborato: RAPPORTO FINALE	Scala: Data: Febbraio 2010
Attività tecnico amministrative di supporto: <div><div>Ing. Attilio Rocco Bixio (Capogruppo)</div><div>Ing. Antonio Bixio</div><div>Ing. Gennaro Di Iorio</div></div> <div><div>Ing. Giuseppe Di Iorio</div><div>Ing. Francesco Emanuele Franculli</div><div>Ing. Rocco Vito Mistrulli</div></div>		
Il Dirigente dell'Ufficio Tecnico: <i>Ing. Sabino Germinario</i>	Il R.U.P.: <i>Ing. Sabino Germinario</i>	

INDICE

INTRODUZIONE.....	2
1. FASE 1 - INDAGINE PRELIMINARE	3
1.1. RACCOLTA DEI DATI AMMINISTRATIVI, TECNICI E GEOLOGICI RELATIVI ALL'EDIFICIO	3
1.2. DEFINIZIONE DELLA STORIA PROGETTUALE, COSTRUTTIVA E SISMICA DELL'EDIFICIO	3
1.2.1. <i>Descrizione generale dell'opera</i>	3
1.2.2. <i>Storia sismica dell'edificio</i>	4
1.3. RICOGNIZIONE VISIVA SULL'EDIFICIO.....	5
1.4. SINTESI DEI RISULTATI DELL'INDAGINE PRELIMINARE.....	5
2. FASE 2 - VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA	6
2.1. GENERALITÀ	6
2.2. INDAGINE DIRETTA SUL FABBRICATO (SAGGI)	6
2.3. CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI.....	7
2.3.1. <i>Prove distruttive (carotaggi)</i>	7
2.3.2. <i>Prove distruttive: armature</i>	8
2.3.3. <i>Prove non distruttive (Metodo SonReb)</i>	8
2.3.4. <i>Resistenze di calcolo</i>	10
2.4. INDAGINI SUI TERRENI.....	12
2.5. RICOSTRUZIONE DELLO SCHEMA STRUTTURALE DELL'EDIFICIO	16
2.6. VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ E DEL RISCHIO SISMICO	16
2.6.1. <i>Carichi agenti</i>	17
2.6.2. <i>Risultati</i>	18
2.6.2.1. Corpo 1	18
2.6.2.2. Corpo 2	20
2.7. ALTRI ELEMENTI DI GIUDIZIO DELLA VULNERABILITÀ E DEL RISCHIO	21
3. CONCLUSIONI	23

INTRODUZIONE

Lo studio della vulnerabilità sismica della scuola Media "Ugo Foscolo", sita a Canosa di Puglia in via Settembrini, è finalizzato essenzialmente ad accertarne le situazioni di rischio derivante dal verificarsi di eventi sismici.

L'obiettivo è di indagare la vulnerabilità delle singole strutture nei confronti di possibili eventi sismici che possano interessarle. Le verifiche sono state condotte, in ottemperanza alla Convenzione d'incarico e alle disposizioni del Comune di Canosa di Puglia, secondo quanto prescritto dall'O.P.C.M. 3274/2003, dall'O.P.C.M. 3431/2005, dall'O.P.C.M. 3502/2006, dal D.P.C. 21/10/2003, dal D.M. 14/01/2008 e dalle Linee Guida della Regione Puglia.

Le verifiche effettuate, per il particolare fine cui sono rivolte, sono di tipo speditivo e non convenzionale.

Lo studio si è svolto in tre fasi:

- I fase: raccolta dati esistenti;
- II fase: elaborazione dei dati raccolti;
- III fase: sintetizzazione dei risultati.

La I fase ha compreso le seguenti attività:

- Individuazione dell'organismo strutturale;
- Elaborazione di saggi e indagini sui materiali costituenti le strutture e sul terreno di fondazione delle stesse.

Sia il livello di dettaglio nell'individuazione dell'organismo strutturale, sia le tipologie di indagini sulla struttura, sono coerenti con quanto definito dalla suddetta Convenzione d'Incarico ed alle disposizioni successive del Comune di Canosa di Puglia, Settore Lavori Pubblici.

Nella II fase si è svolta la vera e propria valutazione della vulnerabilità. Sulla scorta dei dati raccolti è stata svolta una serie di elaborazioni che indagano e quantificano il rischio sismico delle strutture oggetto dello studio.

Nella III fase sono stati sintetizzati i dati raccolti ed i risultati ottenuti in una sorta di Carta di Identità rappresentativa della consistenza e dello stato dell'edificio analizzato.

1. FASE 1 - INDAGINE PRELIMINARE

1.1. Raccolta dei dati amministrativi, tecnici e geologici relativi all'edificio

In questa prima fase sono stati raccolti i documenti progettuali, costruttivi, di collaudo e di manutenzione reperibili, utili a fornire notizie sulle caratteristiche della struttura. Sono state rilevate, inoltre, le informazioni sulle parti non strutturali che possono contribuire alla resistenza sismica dell'edificio.

In particolare è stata reperita presso l'Amministrazione Comunale la seguente documentazione:

- Piante architettoniche in formato digitale (DWG);
- Elaborati del progetto architettonico e strutturale in formato cartaceo

Sono disponibili presso gli uffici comunali ulteriori documenti tecnici, amministrativi e contabili relativi alla realizzazione della scuola, che non sono stati ritenuti utili ai fini del presente studio.

1.2. Definizione della storia progettuale, costruttiva e sismica dell'edificio

1.2.1. Descrizione generale dell'opera

La scuola oggetto del presente studio è costituita da un unico corpo di fabbrica, con una forma in pianta a "T". Le dimensioni d'ingombro principali dell'edificio sono di circa 81 m x 48 m.

L'edificio presenta una struttura portante in c.a., con pilastri rettangolari e telai in entrambe le direzioni.

Le fondazioni sono costituite da plinti, collegati in entrambe le direzioni, come desumibile dagli elaborati di progetto reperiti.

Le travi sono generalmente emergenti, con l'eccezione di alcune di esse a spessore, probabilmente per motivi architettonici.

I solai sono in laterocemento, con uno spessore, ricavato dagli elaborati di progetto, pari a 42 cm (36+6). La copertura è piana a terrazzo.

In elevazione sono riscontrabili restringimenti tra i piani, con conseguenti variazioni di rigidità.

Le tamponature esterne sono costituite in parte da un doppio paramento in forati con interposta camera d'aria, ed in parte da blocchi di tufo.

La struttura non rispetta le condizioni di regolarità di cui al § 7.2.2 D. M. 14-01-2008.

Da quanto è stato possibile appurare, l'edificio fino ad ora non ha subito interventi che ne possano aver variato la struttura, rinforzandola (miglioramento, adeguamento sismico) o indebolendola

(sopraelevazioni, creazione di piani porticati, riorganizzazione delle aperture nelle pareti murarie, apertura di vani nelle pareti murarie portanti, etc.).

Lo stato di conservazione dell'edificio è sembrato buono, in relazione all'epoca di costruzione, e non si sono riscontrati dissesti in atto visibili.

1.2.2. Storia sismica dell'edificio

Il comune di Canosa di Puglia ha subito diversi eventi sismici di intensità risentita superiore alla soglia di danno (VI grado MCS). Le intensità risentite **Is** sono riportate nella *Tabella 1.1* e, in forma grafica, in *Figura 1.2* (Fonte: banca dati DBMI04 del GNDT – INGV; <http://emidius.mi.ingv.it/DBMI04>).

L'edificio ha dunque subito un solo evento sismico di intensità prossima alla soglia di danno (23.11.1980), che, in base alle informazioni acquisite, non ne ha compromesso l'utilizzo.

Tabella 1.1 – Eventi sismici con effetti rilevanti nel comune di Canosa di Puglia

Intensità al sito Is (Scala MCS)	Anno	Mese	Giorno	Ora	Minuti	Secondi	Denominazione evento	Intensità epicentral e I₀ (Scala MCS)	Magnitudo
9	1456	12	05				Molise	10	6.96
8-9	1731	03	20	03			Foggiano	9	6.34
8	1361	07	17	19	30		Ascoli Satriano	9	6.06
8	1627	07	30	10	50		Gargano	10	6.73
8	1694	09	08	11	40		Irpinia - Basilicata	10-11	6.87
8	1743	02	20	16	30		Basso Ionio	9-10	6.90
8	1857	12	16	21	15		Basilicata	10-11	6.96
7-8	1851	08	14	13	20		Basilicata	9-10	6.33
7	1930	07	23		08		Irpinia	10	6.72
6-7	1731	10	17				Foggia	6-7	5.21
6	1948	08	18	21	12	20	Puglia settent.	7-8	5.58
6	1962	08	21	18	19	30	Irpinia	9	6.19
6	1980	11	23	18	34	52	Irpinia - Basilicata	10	6.89
5-6	1990	05	05	07	21	17	Potentino	7	5.84
5-6	1995	09	30	10	14	34	Gargano	6	5.22
5	1905	09	08	01	43	11	Calabria	11	7.06
5	1991	05	26	12	25	59	Potentino	7	5.22
4-5	1889	12	08				Apricena	7	5.55
4-5	1931	12	03	09	32		Cerignola	6-7	4.62
4	1910	06	07	02	04		Irpinia - Basilicata	8-9	5.87
4	1933	03	07	14	39		Bisaccia	6	5.13
4	1937	07	17	17	11		San Severo	6-7	5.07
4	1951	01	16	01	11		Gargano	7	5.27
4	1953	07	19	18	46		S. Giovanni Rotondo	5-6	4.70
3-4	1892	06	06				Tremiti	6-7	5.07
3	1892	04	20				Gargano	6-7	5.15
3	1925	07	28	03	33		Cerignola	6	4.83
3	1956	01	09		44		Grassano	6-7	5.03
3	1963	02	13	12	45		Tito	7	5.26
3	1967	12	09	03	09		Adriatico merid.	6	4.83
2-3	1905	11	26				Irpinia	7	5.32
2-3	1996	04	03	13	04	35	Irpinia	6	4.92
NF	1899	08	16		05		Irpinia	6	4.83
NF	1984	04	29	05	02	59	Gubbio/Valfabbrica	7	5.68
NF	1984	05	07	17	49	42	Appennino abruzzese	8	5.93

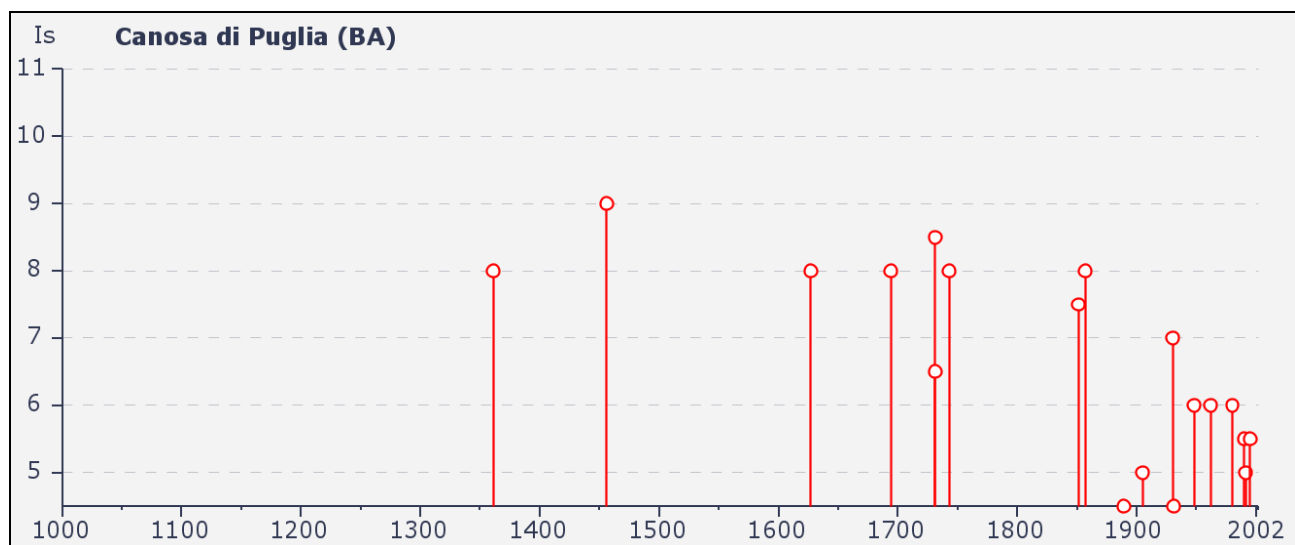


Figura 1.2 Storia sismica di Canosa di Puglia.

1.3. Ricognizione visiva sull'edificio

E' stata effettuata una prima ricognizione visiva dell'edificio, nel corso della quale è stata verificata la geometria dell'opera, mediante misurazioni delle principali dimensioni.

Durante la ricognizione non sono stati riscontrati dissesti in atto dovuti ad eventi sismici precedenti, a cedimenti in fondazione o ad inadeguatezza degli elementi strutturali rispetto ai carichi verticali. Non sono stati rilevati ulteriori segni di degrado strutturale o difetti costruttivi visibili (ad esempio fuori piombo costruttivi, degrado delle malte e/o degli inerti costituenti la muratura, etc.).

Lo stato di conservazione dell'edificio nel suo complesso è sembrato buono.

1.4. Sintesi dei risultati dell'indagine preliminare

Gli elementi ed i risultati emersi nello svolgimento delle attività descritte ai paragrafi precedenti sono stati sintetizzati nel presente rapporto finale e nella parte conoscitiva della *Scheda di sintesi per verifica sismica di "livello 1" o di "livello 2" per gli edifici strategici ai fini della protezione civile o rilevanti in caso di collasso a seguito di evento sismico*, allegata al presente rapporto.

2. FASE 2 - VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA

2.1. Generalità

La fase 2, come definita dalle Linee Guida, è finalizzata a conseguire la conoscenza più dettagliata possibile, compatibilmente con il tempo disponibile ed i costi sostenibili, per l'esecuzione delle elaborazioni numeriche necessarie ai fini della valutazione della vulnerabilità sismica.

Le attività specificate nei paragrafi seguenti, sono state svolte con modalità coerenti, o quantomeno propedeutiche, alla successiva valutazione della sicurezza da effettuare in sede di progettazione esecutiva dell'eventuale intervento.

2.2. Indagine diretta sul fabbricato (saggi)

Preliminarmente alle indagini, distruttive e non, sui materiali, sono stati effettuati alcuni saggi indiretti sulla struttura, finalizzati a definire nel massimo dettaglio possibile le loro caratteristiche geometriche esterne e interne e la tipologia strutturale.

Nel definire numero e tipo di saggi ci si è riferiti fondamentalmente all'OPCM 3274/2003, Allegato 2, Cap. 11, nella versione aggiornata di cui all'OPCM 3431/2005, in accordo con il livello di conoscenza limitata (LC2), raggiungibile tenendo conto anche della disponibilità del progetto strutturale originale completo.

Al fine di conseguire una buona conoscenza della geometria dei singoli elementi strutturali e delle loro armature longitudinali e trasversali, sono stati privilegiati i pilastri rispetto alle travi, coerentemente con il metodo di verifica utilizzato, che permette di tener conto delle sole strutture verticali (pilastri e/o setti).

Congruentemente con il livello di conoscenza adeguata (LC2), ed essendo disponibili gli elaborati progettuali originali, verificati mediante un rilievo a campione delle principali dimensioni, è stata eseguita, a cura del laboratorio GIEPI di Foggia all'uopo incaricato, una serie di saggi indiretti, costituiti da n. 20 indagini pacometriche, volte alla determinazione della posizione delle barre di armatura e delle staffe, nonché dei relativi diametri e dello spessore del copriferro.

I saggi effettuati sono da ritenersi rappresentativi del 15% degli elementi strutturali, tenuto conto delle caratteristiche di ripetitività della struttura.

Nel rapporto di prova n. 4228 prodotto dal laboratorio è riportata la documentazione dei saggi effettuati con i relativi risultati, ed il loro posizionamento in pianta.

Per quanto riguarda le fondazioni, essendo disponibile la pianta delle fondazioni allegata al progetto originale e non essendoci evidenza di cedimenti fondali, non è stato ritenuto necessario effettuare saggi.

2.3. Caratterizzazione dei materiali

Per la caratterizzazione dei materiali strutturali, l'Amministrazione Comunale aveva già a disposizione i risultati di alcune indagini strutturali, effettuate nel 2003 dal laboratorio autorizzato "ISPEC Puglia" di Barletta (cfr. Rapporto di Prova n. 95409 del 22/5/2003), consistenti in:

- n. 2 prove a compressione su provini cilindrici prelevati in situ;
- n. 20 indagini sclerometriche ed ultrasoniche, i cui risultati sono stati elaborati con il metodo "SONREB"

Ad integrazione di tali indagini, il laboratorio GIEPI ha svolto, nel 2009, una serie di ulteriori indagini, consistenti in:

- n. 9 prove a compressione su cilindrici prelevati in situ;
- n. 1 prova a trazione su una barra di armatura anch'essa prelevata in situ;
- n. 17 test sclerometrici e n. 10 ultrasonici, i cui risultati sono stati in seguito elaborati secondo il metodo "SONREB".

In base al numero di saggi ed alle prove effettuate sulla struttura, ed in relazione alla disponibilità degli elaborati strutturali completi e dei certificati di prova dei materiali originali, si può assegnare ad essa il livello di conoscenza **LC2**, per cui il fattore di confidenza da utilizzare nelle verifiche è pari ad **1.20**.

2.3.1. Prove distruttive (carotaggi)

Le resistenze misurate direttamente dallo schiacciamento delle carote risentono di diversi fattori, con risultati generalmente differenti da quelli ottenuti su provini standard. In particolare, esse sono influenzate da:

- modalità di preparazione e di stagionatura;
- posizione del campione nell'elemento strutturale;
- disturbo arrecato al campione durante le operazioni di prelievo;
- dimensioni delle carote;
- eventuale presenza di armature nel campione.

Alcuni fattori tendono a far sottostimare ed altri a sovrastimare la resistenza rispetto a quella degli analoghi provini standard. Per correggere tali differenze si è fatto ricorso a coefficienti correttivi opportunamente calibrati, mostrati di seguito.

Pertanto, per convertire le N resistenze ottenute sulle carote $f_{car,i}$ nelle corrispondenti resistenze in situ $f_{cis,i}$ è stata adottata la seguente relazione:

$$f_{cis,i} = (C_{h/D} * C_{dia} * C_a * C_d) f_{car,i}$$

dove:

$C_{h/D}$ è il coefficiente correttivo per rapporti h/D diversi da 2, pari a: $C_{h,D} = 2 / (1.5 + D/h)$;

C_{dia} è il coefficiente correttivo relativo al diametro, da assumere pari a 1.06, 1.00 e 0.98 per D pari, rispettivamente, a 50, 100 e 150 mm ed ottenuto per interpolazione per diametri intermedi;

C_a è il coefficiente correttivo relativo alla presenza di armature incluse, pari ad 1 in assenza di armature e variabile tra 1.03 per barre di piccolo diametro (ϕ 10) a 1.13 per barre di diametro elevato (ϕ 20).

C_d è il coefficiente correttivo per tener conto del disturbo arrecato alla carota nelle operazioni di estrazione, pari ad 1.20 per $f_{car} < 20$ MPa e ad 1.10 per $f_{car} > 20$ MPa.

Dalle resistenze cilindriche $f_{cis,i}$ così ottenute è stato possibile ricavare la resistenza cilindrica media sull'intera struttura f_{cm} . Tutti i valori calcolati e i coefficienti utilizzati sono riportati nella tabella 2.1.

Tabella 2.1 – Risultati delle prove distruttive (carotaggi)

Data	Provino	D [cm]	H [cm]	f_{car} [MPa]	$C_{h,d}$	C_{dia}	C_a	C_d	$f_{cis,i}$ [MPa]	f_{cm} [MPa]
22/05/2003	C1	7.5	14.9	30	0.998	1.025	1	1.1	33.8	22.18
22/05/2003	C2	7.5	12.6	11.1	0.955	1.025	1	1.2	13.0	
10/09/2009	C01	9.5	23.9	24.95	1.054	1.004	1	1.1	29.0	
10/09/2009	C02	9.5	17.3	16.3	0.976	1.004	1	1.2	19.2	
10/09/2009	C03	9.5	22	26.22	1.035	1.004	1	1.1	30.0	
10/09/2009	C04	9.5	22.2	27.78	1.037	1.004	1	1.1	31.8	
10/09/2009	C05	9.5	24.4	18.5	1.059	1.004	1	1.2	23.6	
10/09/2009	C06	9.5	16.3	12.05	0.960	1.004	1	1.2	13.9	
10/09/2009	C07	9.5	22.8	9.14	1.043	1.004	1	1.2	11.5	
10/09/2009	C08	9.5	23.7	10.56	1.052	1.004	1	1.2	13.4	
10/09/2009	C09	9.5	23.9	19.42	1.054	1.004	1	1.2	24.7	

2.3.2. Prove distruttive: armature

Le caratteristiche tipologiche e meccaniche degli acciai sono state determinate attraverso il prelievo di n° 1 barra di armatura sottoposta a prova di trazione; nella Tabella 2.2 è riportato il relativo risultato.

Tabella 2.2 –Caratteristiche meccaniche degli acciai prelevati.

N°	TIPO DI BARRA	DIAMETRO	TENSIONE DI SNERVAMENTO (f_y)	TENSIONE ROTTURA (f_t)	f_t/f_y	ALLUNGAM. A ROTTURA (A5)
		[mm]	[MPa]	[MPa]		[%]
F ₁	Tonda liscia	13.80	457.01	666.80	1,46	21

2.3.3. Prove non distruttive (Metodo SonReb)

Ad integrazione e completamento dei risultati delle prove di schiacciamento sulle carote, sono state eseguite alcune prove non distruttive, consistenti in test sclerometrici ed ultrasonici, i cui risultati sono stati in seguito elaborati secondo il metodo "SONREB".

Le prove sclerometriche consistono nella misurazione dell'altezza di rimbalzo di una massa battente in acciaio proiettata con una data energia verso la superficie di prova. Si ottiene così un indice di rimbalzo **Ir**, da cui si risale alla resistenza del calcestruzzo mediante relazioni che legano le due.

Nel caso in esame, le prove sono state effettuate eseguendo una serie di dodici letture su ogni elemento strutturale oggetto di prova e calcolando la media dei relativi indici di rimbalzo, dopo aver scartato i due valori estremi.

Le prove ultrasoniche vengono effettuate misurando il tempo impiegato da una serie di onde di frequenza assegnata per attraversare un mezzo compreso tra due trasduttori: un trasmittente ed un ricevente. Essendo nota la distanza tra i due trasduttori, si ottiene la velocità di propagazione dell'onda nel mezzo, dalla quale si riesce a risalire alla resistenza, mediante relazioni che correlano queste due grandezze.

I risultati delle prove ultrasoniche sono influenzati da una serie di fattori, tra cui soprattutto il contenuto di umidità, l'età del calcestruzzo, lo stato di sollecitazione, il tipo e la dimensione degli inerti e la presenza di armature.

Il metodo SonReb è basato sulla combinazione di prove ultrasoniche e sclerometriche (SONic + REBound).

I risultati delle prove sclerometriche sono essenzialmente legati alle proprietà dello strato superficiale; quelli delle prove ultrasoniche, al contrario, sono fortemente influenzati dalle caratteristiche interne del materiale.

Inoltre l'indice sclerometrico diminuisce all'aumentare del contenuto di umidità ed aumenta con l'età del conglomerato, viceversa la velocità ultrasonica aumenta con il contenuto di umidità e diminuisce con l'età del calcestruzzo. Pertanto, l'uso delle due metodologie in maniera combinata, secondo il metodo SONREB, permette di compensare gli errori inevitabilmente commessi utilizzandole separatamente.

Il metodo combinato comporta la valutazione, sugli stessi elementi strutturali, dei valori locali sia della velocità ultrasonica, sia dell'indice sclerometrico, a partire dai quali è possibile ottenere la resistenza cubica a compressione del calcestruzzo R_c [N/mm²] mediante espressioni del tipo:

$$R_c = a \ Ir^b \ V^c$$

Dove **Ir** è l'indice di rimbalzo, **V** è la velocità delle onde ultrasoniche nel calcestruzzo in m/s, mentre a, b e c sono dei coefficienti ricavati sperimentalmente e disponibili in letteratura, i cui valori vengono posti pari a (Del Monte et al., 2004):

$$a = 4.4 \times 10^{-7}$$

$$b = 1.127$$

$$c = 1.690$$

Con la succitata relazione è possibile stimare le resistenze R_c , e dunque anche le resistenze cilindriche f_{cis} anche nei punti in cui siano state effettuate solo prove non distruttive, in modo da determinare il valore medio della resistenza del calcestruzzo in esame utilizzando un campione più ampio e rappresentativo.

I risultati delle prove non distruttive in termini di indice di rimbalzo e velocità ultrasonica sono riportati nella tabella 2.3.

Tabella 2.3 – Risultati delle prove non distruttive (SONREB)

DATA	TEST	INDICE MEDIO DI RIMBALZO (S)	VELOCITA' ULTRASUONI (V)	R _c	f _c
			[m/sec]		
22/05/2003	Pilastro 1	31.5	3478.3	20.75	17.28
22/05/2003	Pilastro 2	31.6	3538.3	21.43	17.85
22/05/2003	Pilastro 3	34.1	3802.3	26.37	21.97
22/05/2003	Pilastro 4	35.2	3571.3	24.59	20.48
22/05/2003	Pilastro 5	36.3	3691	26.91	22.42
22/05/2003	Pilastro 6	35.2	3591.3	24.82	20.67
22/05/2003	Pilastro 7	39.2	4026	33.99	28.31
22/05/2003	Pilastro 8	43.2	5509.3	64.43	53.67
22/05/2003	Pilastro 9	42.6	4991.3	53.68	44.71
22/05/2003	Pilastro 10	43.3	4735.6	50.02	41.67
22/05/2003	Pilastro 11	42.1	4093	37.88	31.55
22/05/2003	Pilastro 12	40.8	4233.6	38.71	32.24
22/05/2003	Pilastro 13	36	3921	29.53	24.60
22/05/2003	Pilastro 14	36.6	3343.3	22.98	19.14
22/05/2003	Pilastro 15	39.3	3336.6	24.82	20.67
22/05/2003	Pilastro 16	42.2	3637.3	31.11	25.91
22/05/2003	Pilastro 17	42.1	4115	38.22	31.84
22/05/2003	Pilastro 18	43.2	4199.6	40.73	33.92
22/05/2003	Pilastro 19	40.4	4070	35.81	29.83
22/05/2003	Pilastro 20	41.7	4107.6	37.70	31.40
10/09/2009	SC1-U1	36.9	3980	31.14	25.94
10/09/2009	SC2-U2	33.6	3390	21.36	17.80
10/09/2009	SC3-U3	32.6	4110	28.59	23.82
10/09/2009	SC4-U4	34.8	4160	31.41	26.17
10/09/2009	SC5-U5	34.4	3650	24.86	20.70
10/09/2009	SC6-U6	25.9	3570	17.39	14.48
10/09/2009	SC7-U7	27.4	3030	14.04	11.70
10/09/2009	SC8-U8	28.7	3340	17.44	14.53
10/09/2009	SC9-U9	26.2	4260	23.75	19.78
10/09/2009	SC10-U10	31	3480	20.39	16.99
			MEDIA	30.49	25.40

2.3.4. Resistenze di calcolo

Calcestruzzo

A partire dalla media delle resistenze cilindriche in-situ delle carote e dalla media delle resistenze ricavate dalle prove SonReb, è stata determinata la resistenza media sull'intera struttura come media pesata delle due. Si è assunto, a tal fine, che ogni prova SonReb abbia un peso pari ad 1/3 di quello di un singolo carotaggio. Il valore ricavato è riportato nella tabella seguente.

Tabella 2.4 – Resistenza media del calcestruzzo sulla base delle prove distruttive e non distruttive

	$f_{cm,i}$	N. campioni	Peso campione	f_{cd}
Carote	22.18	11	1.0	23.7
SonReb	25.40	30	0.33	

Per gli elementi/meccanismi duttili la resistenza di calcolo del calcestruzzo f_{cd} è ricavata dal valore medio della resistenza calcolata come descritto sopra, ridotto per il fattore di confidenza FC relativo al livello di conoscenza acquisito e per il coefficiente parziale del materiale γ_c .

Pertanto la resistenza di calcolo utilizzata nelle verifiche è ottenuta nel modo seguente:

$$f_{cd} = f_{cm} / FC$$

Per gli elementi/meccanismi fragili la resistenza cilindrica di calcolo del calcestruzzo f_{cd} è ricavata dal valore medio della resistenza calcolata come descritto sopra, ridotto per il fattore di confidenza FC relativo al livello di conoscenza acquisito, pertanto è la seguente:

$$f_{cd} = f_{cm} / (FC \cdot \gamma_c)$$

Acciaio

Analogamente, la tensione di snervamento di progetto dell'acciaio f_{yd} utilizzata nelle verifiche è la seguente:

- elementi/meccanismi duttili:

$$f_{yd} = f_{ym} / FC$$

- elementi/meccanismi fragili:

$$f_{yd} = f_{ym} / (FC \cdot \gamma_s)$$

I valori ricavati ed utilizzati nelle verifiche per il calcestruzzo e per l'acciaio sono riportati nella tabella 2.5.

Tabella 2.5 – Resistenze medie e di calcolo

MATERIALE	$f_{i,m}$ [MPa]	γ	FC	$f_{i,d}$ [MPa]
Calcestruzzo: elementi/meccanismi duttili	23.7	1	1.2	19.8
Calcestruzzo: elementi/meccanismi fragili	23.7	1.5	1.2	13.2
Acciaio: elementi/meccanismi duttili	457.01	1	1.2	380.8
Acciaio: elementi/meccanismi fragili	457.01	1.15	1.2	331.2

2.4. Indagini sui terreni

Gli strati più superficiali dei terreni di fondazione possono modificare in maniera sostanziale l'onda sismica che sale in superficie determinando differenti caratteristiche del moto del suolo a contatto con la struttura, sia per intensità (amplificazione), che per contenuto in frequenza (forma spettrale).

Il problema è, in generale, molto complesso, e sono necessari indagini e studi approfonditi per arrivare a definire in maniera dettagliata ed affidabile le caratteristiche e l'entità degli effetti di amplificazione locale. A determinare tali effetti contribuiscono sia la morfologia superficiale, ad esempio attraverso effetti di cresta, sia la morfologia degli strati sotterranei, sia la natura degli strati attraversati dall'onda.

Ai fini della definizione della azione sismica di progetto il D.M. 14.01.2008 definisce le seguenti categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione (*Tabella 2.6*):

Tabella 2.6 Categorie di terreno definite dal D.M.2008.

A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $cu_{30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu_{30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $NSPT_{30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $cu_{30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < cu_{30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Nel caso in esame per caratterizzare il sito di ubicazione si è fatto riferimento alla prova penetrometrica dinamica continua, eseguita dal Laboratorio GIEPI in prossimità dell'edificio sede della Polizia Municipale, situato nelle vicinanze della scuola, in cui sono riportate informazioni sufficienti ad identificare il tipo di terreno tra quelli definiti in Tabella 2.6. In particolare, la prova è stata condotta fino ad una profondità di 12 m, ed in base a quanto da essa desumibile, indica un numero medio di colpi SPT pari a 21 nella parte di terreno ispezionata (cfr. *tabella 2.7*). Estendendo tale risultato fino ad una profondità di 30m, si ricava che il terreno di fondazione dell'edificio è ascrivibile alla categoria C.

Tabella 2.7 N. colpi SPT desunti dalla prova penetrometrica

Profondità (m)	Nr. Colpi	Nr. Colpi SPT Equivalenti
0.2	0	0
0.4	0	0
0.6	4	6
0.8	4	6
1	7	11
1.2	9	14
1.4	8	12
1.6	7	11
1.8	7	11
2	5	8
2.2	5	8
2.4	7	11
2.6	7	11
2.8	7	11
3	7	11
3.2	11	17
3.4	15	23
3.6	15	23
3.8	14	21
4	16	24
4.2	23	35
4.4	23	35
4.6	18	27
4.8	11	17
5	10	15
5.2	10	15
5.4	12	18
5.6	19	29
5.8	17	26
6	23	35
6.2	29	44
6.4	34	51
6.6	14	21
6.8	15	23
7	14	21
7.2	14	21
7.4	12	18
7.6	12	18
7.8	12	18
8	13	20
8.2	14	21
8.4	17	26
8.6	17	26
8.8	16	24
9	18	27
9.2	27	41
9.4	21	32
9.6	20	30
9.8	17	26
10	19	29
10.2	20	30
10.4	17	26
10.6	16	24
10.8	15	23
11	12	18
11.2	16	24
11.4	17	26
11.6	18	27
11.8	19	29
12	19	29
Media		21

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dal D.M. 14.01.2008, mediante le espressioni seguenti:

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

nelle quali:

- T ed S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale.
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente $S = S_s \cdot S_T$, essendo S_s il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica;
- η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione $\eta = 10/(5 + \xi) \geq 0,55$, dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;
- F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;
- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da $T_C = C_c T^*$, dove T^* è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale e C_c è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo;
- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, $T_B = T_C/3$;
- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

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

In funzione del tipo di costruzione, della vita nominale, della classe d'uso e delle coordinate geografiche del sito, si definisce la componente orizzontale degli spettri di progetto elastici per gli stati limite da considerare.

Si riportano nella tabella seguente i parametri caratteristici della costruzione e del sito in esame.

Tabella 2.7 Parametri caratteristici sito e costruzione

Tipo di costruzione	2
V_n	50
Classe d'uso	III
V_r	75
Località	Canosa di Puglia (Lat. 41.2250, Long. 16.0617)
Categoria del suolo	C
Categoria topografica	T1

Poiché la costruzione è in classe d'uso III, le verifiche devono essere condotte allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) ed allo Stato Limite di Operatività (SLO). Si riportano in Tabella 2.8 i parametri spettrali per i due stati limite considerati. Gli spettri sono inoltre riportati in forma grafica nella figura 2.1.

Tabella 2.8 Parametri spettri per gli stati limite considerati

	SLO	SLV
a_g	0.053 g	0.220 g
F_0	2.519	2.440
T_C^*	0.289 s	0.376 s
S_S	1.500	1.378
C_C	1.581	1.450
S_T	1.000	1.000
S	1.500	1.378
η	1.000	1.000
T_b	0.152 s	0.182 s
T_c	0.457 s	0.545 s
T_d	1.812 s	2.479 s

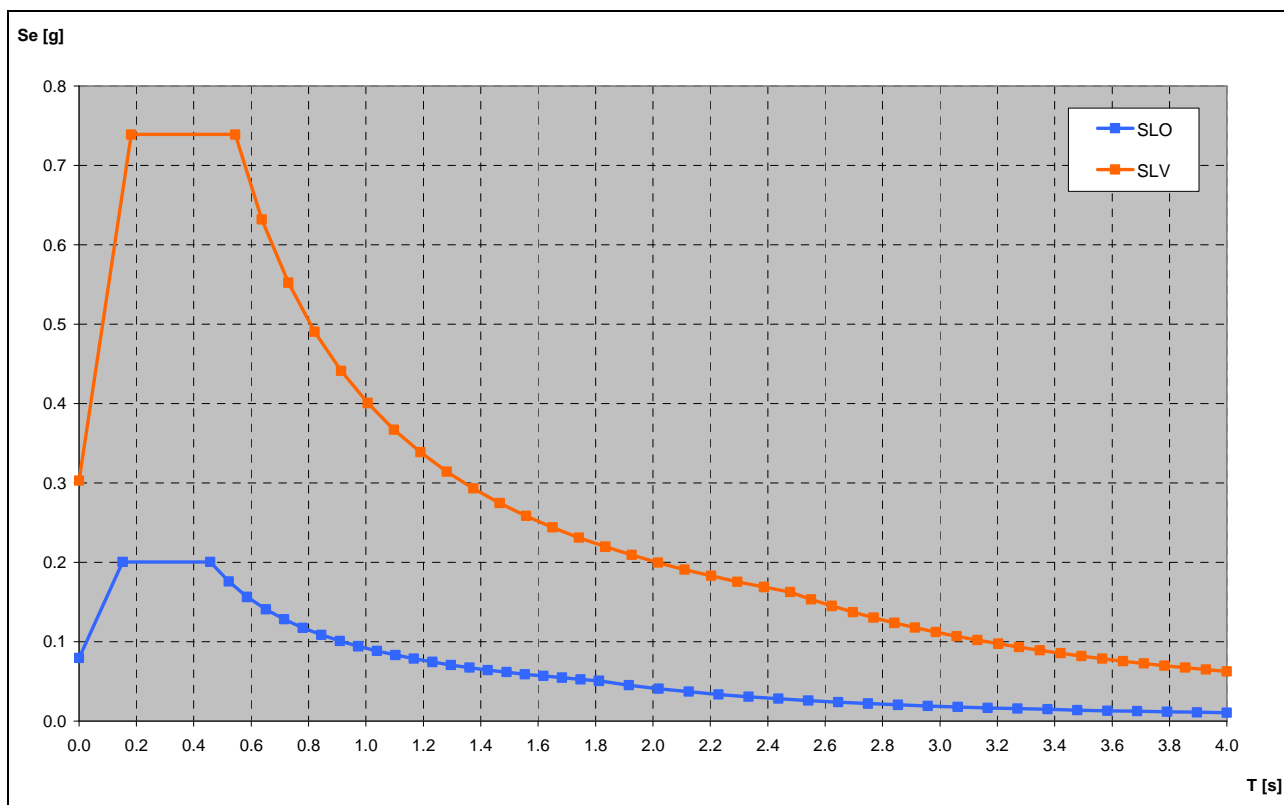


Figura 2.1 Componente orizzontale dello spettro: SLV e SLO.

2.5. Ricostruzione dello schema strutturale dell'edificio

Sulla base dei saggi e dei rilievi svolti è stato possibile, compatibilmente con la disponibilità dei documenti di progetto originali, ricostruire lo schema della struttura, che è stato restituito graficamente in formato DWG ed allegato alla presente relazione.

Nei disegni sono riportati tutti gli elementi necessari all'esecuzione delle valutazioni di vulnerabilità effettuate.

In particolare, sono state riportate le piante schematiche di carpenteria con tutti i pilastri, le rispettive dimensioni reali e le relative armature, le dimensioni delle travi, la tessitura dei solai di calpestio e di copertura e le loro caratteristiche dimensionali e tipologiche. Sono state anche prodotte alcune sezioni verticali, con indicate le quote dei solai.

Sono stati infine indicati in pianta, a cura del laboratorio incaricato, gli elementi e le parti sottoposte a prove in-situ, carotaggi e saggi.

2.6. Valutazione della vulnerabilità e del rischio sismico

Secondo quanto espresso dalle Linee Guida, la valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio può essere effettuata mediante diverse modalità, purché la metodologia scelta consenta di ottenere risultati finali coerenti con quanto previsto nelle seguenti norme:

- DPCM 21.10.2003, Disposizioni attuative dell'art. 2, commi 2, 3 e 4 dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20.3.2003;
- OPCM 3362 del 8.7.2004, Modalità di attivazione del Fondo per interventi straordinari della Presidenza del Consiglio dei Ministri, istituito ai sensi dell'art. 32-bis del decreto-legge 30.9.2003, n. 269, convertito, con modificazioni, dalla legge 24.11.2003, n. 236;
- D.M. 14.01.2008, Norme Tecniche per le Costruzioni.

Così come previsto dalle Linee Guida, in alternativa alle verifiche di livello 1, come definite nel DPCM 21.10.2003, le verifiche di vulnerabilità sono state svolte utilizzando un modello di calcolo semplificato [M. Dolce, C. Moroni, *"La valutazione della vulnerabilità e del rischio sismico degli edifici pubblici mediante le procedure VC (vulnerabilità c.a.) e VM (vulnerabilità muratura)"*, Atti di Dipartimento DiSGG, Università della Basilicata, Vol. 4, 2005], per la cui descrizione si rimanda a quanto riportato nella pubblicazione citata.

L'edificio ha una forma tale per cui il corridoio centrale di collegamento tra le aule e la palestra funge da cerniera tra le due zone dell'edificio, per cui esse, sotto l'effetto dell'azione sismica, si muovono in maniera quasi indipendente. Pertanto l'ipotesi di solaio rigido è valida solo se si considerano separatamente tali due zone. In virtù di ciò, per la verifica strutturale il corpo palestra è stato considerato indipendente dal corpo aule, e quindi sono stati considerati due modelli di calcolo differenti, denominati Corpo 1 (palestra) e Corpo 2 (aule). Inoltre, essendo presente un asse di simmetria nel corpo 2, ne è stata modellata solo una delle due parti simmetriche, potendo estenderne i risultati anche all'altra. La figura 2.2 mostra in pianta i due corpi in cui è stata suddiviso il complesso ai fini della modellazione.

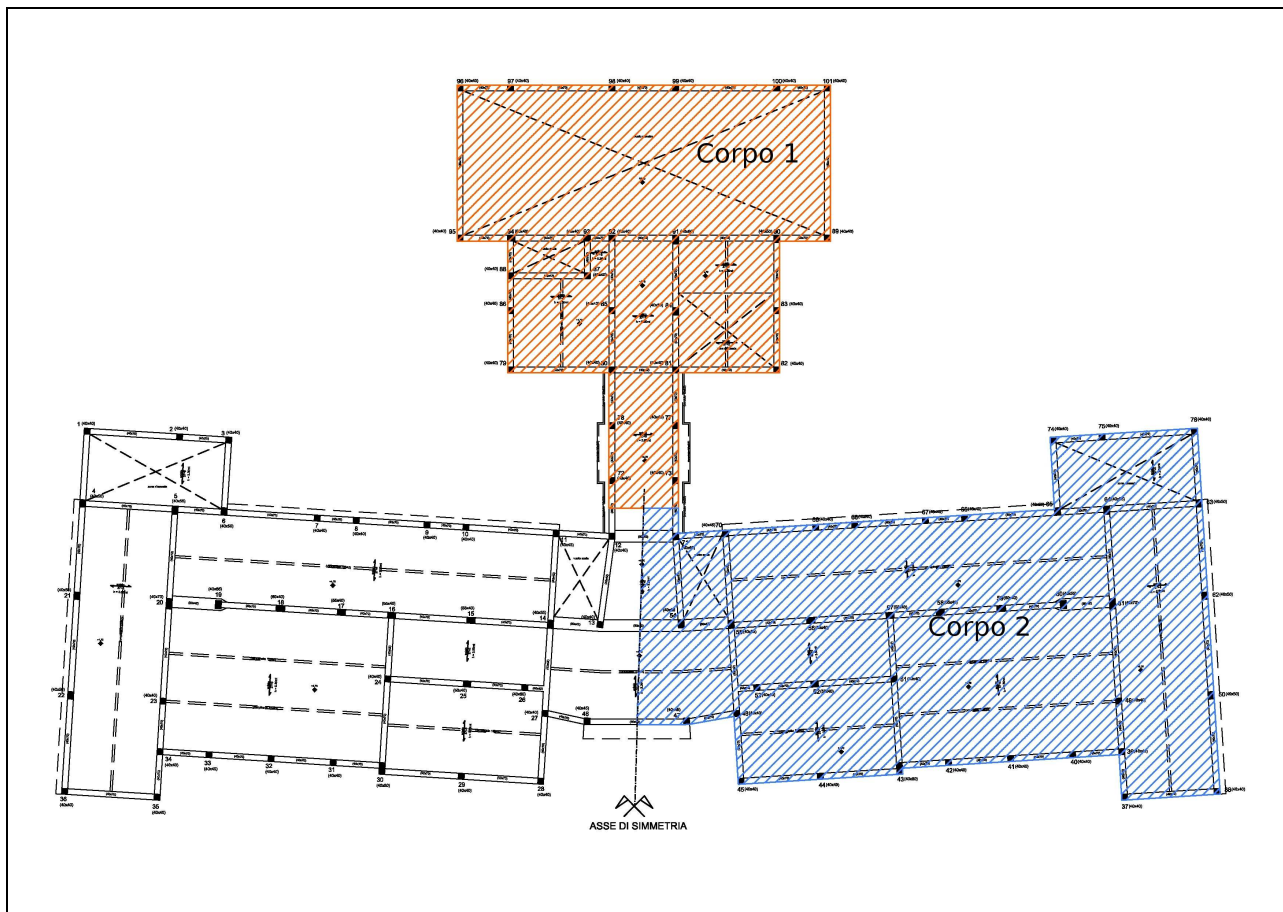


Figura 2.2 Suddivisione dell'edificio ai fini della modellazione.

Le resistenze medie di calcolo sono quelle indicate al punto 2.3 della presente relazione. Per quanto riguarda i risultati e le assunzioni fatte si rimanda all'allegato 1B.R2.

2.6.1. Carichi agenti

I carichi unitari considerati sono stati ricavati dalle analisi riportate di seguito:

Solaio interpiano H = 36+6 cm – i=60cm

Peso proprio

Soletta		0.06 m x 2500 kg/mc	= 150 kg/mq
Travetti	1.67 x 0.1 m x	0.36 m x 2500 kg/mc	= 150 kg/mq
Pignatte	1.67 x 0.5 m x	0.36 m x 500 kg/mc	= 150 kg/mq
Totale peso proprio			450 kg/mq

Carichi permanenti

Intonaco		0.015 m x 1800 kg/mc	= 27 kg/mq
Massetto + pavimento			= 100 kg/mq
Incidenza tramezzi			= 100 kg/mq
Totale permanenti			227 kg/mq

Carichi variabili

Totale p.p. + permanenti	677 kg/mq
	300 kg/mq

Solaio copertura H = 36+6 cm – i = 60 cm**Peso proprio**

Soletta		0.06 m x 2500 kg/mc	= 150 kg/mq
Travetti	1.67 x 0.1 m x	0.36 m x 2500 kg/mc	= 150 kg/mq
Pignatte	1.67 x 0.5 m x	0.36 m x 500 kg/mc	= 150 kg/mq
Totale peso proprio			450 kg/mq

Carichi permanenti

Intonaco		0.015 m x 1800 kg/mc	= 27 kg/mq
Impermeabilizzazione			= 20 kg/mq
Massetto + pavimento			100 kg/mq
Totale permanenti			147 kg/mq
Totale p.p. + permanenti			597 kg/mq
Carichi variabili (neve)			100 kg/mq

Tamponatura (forati) 1100 kg/mc

Tamponatura (blocchi di tufo) 1600 kg/mc

2.6.2. Risultati**2.6.2.1. Corpo 1**

Si riportano in Tabella 2.10 le resistenze a taglio ai piani risultanti dal calcolo.

Tabella 2.10 Resistenze a taglio ai piani.

	Piano 0	Piano 1
	[daN]	[daN]
Dir. X	140423	69843
Dir. Y	149370	71924

I periodi di vibrazione della struttura, sia integra che fessurata, sono indicati nella tabella 2.11:

Tabella 2.11 Periodi di vibrazione nelle due direzioni principali, per struttura integra e fessurata.

Condizioni	T (dir. X)	T (dir. Y)
Integra	0.433 s	0.397 s
Fessurata	0.612 s	0.562 s

Ai fini della valutazione della capacità duttile dei pilastri, sono state preventivamente valutate la tensione media e massima di compressione al piede. I valori ottenuti, riportati nella *Tabella 2.12*, confrontati con quelli ottenuti sperimentalmente, hanno evidenziato che il tasso di lavoro non è mai superiore al 30% della resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo messo in opera. Pertanto i pilastri non subiscono delle rotture di tipo fragile.

Su questo corpo di fabbrica non si verificano inoltre rotture a taglio nei pilastri.

Tabella 2.12 - Tensioni al piede dei pilastri e rotture a taglio

Piano	N° pilastri totali	N° pilastri con $\sigma > 0.3 f_c$	Tensione media	Tensione massima	Tensione minima	N. pilastri con rottura a taglio	
			[MPa]	[MPa]	[MPa]	Dir. X	Dir. Y
0	27	0	14.86	23.12	5.41	0	0
1	21	0	7.53	12.49	2.98	0	0

Le accelerazioni al suolo allo SLV ed allo SLO sono riportate nelle tabelle 2.13 e 2.14.

Tabella 2.13 – Accelerazioni al suolo allo SLV (a_g/g)

	Piano 0	Piano 1
Dir. X	0.190	0.150
Dir. Y	0.186	0.142

Tabella 2.14 – Accelerazioni al suolo allo SLO (a_g/g)

	Piano 0	Piano 1
Dir. X	0.081	0.062
Dir. Y	0.079	0.059

I valori dell'accelerazione al suolo che comportano la crisi (PGA_{SLV}) o la perdita di operatività (PGA_{SLO}) della struttura sono i valori minimi ai vari piani e nelle due direzioni principali, e sono riassunti nella tabella 2.15.

Tabella 2.15 – PGA_{SLV} e PGA_{SLO} minime sui vari piani (a_g/g)

PGA_{SLV}	PGA_{SLO}
0.142	0.059

I valori di aggancio al suolo $PGA_{(aggancio,SLV)}$ e $PGA_{(aggancio,SLO)}$, relativi al suolo di tipo C, sono dati dalla PGA di riferimento su suolo A per i due stati limite, moltiplicata per il coefficiente di amplificazione S , e sono stati ricavati, date le coordinate geografiche del sito di ubicazione della scuola, a partire dai dati di pericolosità sismica di cui alle Norme Tecniche per le Costruzioni approvate con D.M. 14.01.2008, derivati dalle mappe dell'INGV del 2004.

Tali valori sono stati calcolati tramite il software "Spettri di Risposta" ver. 1.03 disponibile sul sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici www.cslp.it, e sono i seguenti:

Tab. 2.16 – $PGA_{10\%}$ e $PGA_{50\%}$ per il sito di ubicazione della scuola

$PGA_{(aggancio,SLV)}$	$PGA_{(aggancio,SLO)}$
0.303 g	0.080 g

Pertanto i valori dei coefficienti $\alpha_u = PGA_{DS} / PGA_{(aggancio,SLV)}$ e $\alpha_e = PGA_{DL} / PGA_{(aggancio,SLO)}$ risultano i seguenti:

Tab. 2.17 – valori dei parametri α_u e α_e

α_u	α_e
0.469	0.738

2.6.2.2. *Corpo 2*

Si riportano in Tabella 2.18 le resistenze a taglio ai piani risultanti dal calcolo.

Tabella 2.18 Resistenze a taglio ai piani.

	Piano 0	Piano 1	Piano 2	Piano 3
	[daN]	[daN]	[daN]	[daN]
Dir. X	265824	146965	190707	20590
Dir. Y	288626	160572	198995	25890

I periodi di vibrazione della struttura, sia integra che fessurata, sono indicati nella tabella 2.19:

Tabella 2.19 Periodi di vibrazione nelle due direzioni principali, per struttura integra e fessurata.

Condizioni	T (dir. X)	T (dir. Y)
Integra	0.395 s	0.394 s
Fessurata	0.559 s	0.558 s

Ai fini della valutazione della capacità duttile dei pilastri, sono state preventivamente valutate la tensione media e massima di compressione al piede. I valori ottenuti, riportati nella *Tabella 2.20*, confrontati con quelli ottenuti sperimentalmente, hanno evidenziato che il tasso di lavoro non è mai superiore al 30% della resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo messo in opera. Pertanto i pilastri non subiscono delle rotture di tipo fragile.

Su questo corpo di fabbrica non si verificano inoltre rotture a taglio nei pilastri.

Tabella 2.20 - Tensioni al piede dei pilastri e rotture a taglio

Piano	N° pilastri totali	N° pilastri con $\sigma > 0.3 f_c$	Tensione media	Tensione massima	Tensione minima	N. pilastri con rottura a taglio	
			[MPa]	[MPa]	[MPa]	Dir. X	Dir. Y
0	37	0	20.63	31.70	9.43	0	0
1	37	0	8.62	14.41	2.86	0	0
2	16	0	4.99	8.83	1.44	0	0
3	4	0	3.59	4.97	2.27	0	0

Le accelerazioni al suolo allo SLV ed allo SLO sono riportate nelle tabelle 2.21 e 2.22.

Tabella 2.21 – Accelerazioni al suolo allo SLV (a_g/g)

	Piano 0	Piano 1	Piano 2	Piano 3
Dir. X	0.202	0.149	0.802	0.466
Dir. Y	0.219	0.162	0.834	0.585

Tabella 2.22 – Accelerazioni al suolo allo SLO (a_g/g)

	Piano 0	Piano 1	Piano 2	Piano 3
Dir. X	0.090	0.077	0.330	0.192
Dir. Y	0.097	0.084	0.343	0.241

I valori dell'accelerazione al suolo che comportano la crisi (PGA_{SLV}) o la perdita di operatività (PGA_{SLO}) della struttura sono i valori minimi ai vari piani e nelle due direzioni principali, e sono riassunti nella tabella 2.23.

Tabella 2.23 – PGA_{SLV} e PGA_{SLO} minime sui vari piani (a_g/g)

PGA_{SLV}	PGA_{SLO}
0.149	0.077

Pertanto i valori dei coefficienti $\alpha_u = PGA_{DS} / PGA_{(aggancio,SLV)}$ e $\alpha_e = PGA_{DL} / PGA_{(aggancio,SLO)}$ risultano i seguenti:

Tab. 2.24 – valori dei parametri α_u e α_e

α_u	α_e
0.492	0.963

2.7. Altri elementi di giudizio della vulnerabilità e del rischio

Indipendentemente dal metodo di calcolo, altri elementi che influiscono sulla qualità strutturale globale e che possono aumentare l'effettiva vulnerabilità dell'edificio possono essere, per strutture in muratura:

- età di costruzione
- stato di degrado
- danno preesistente (quadro fessurativo)
- destinazione d'uso originaria diversa
- giunti strutturali inadeguati
- evidenza di cedimenti fondali
- solai di caratteristiche non adeguate alla luce e all'utilizzo (aule, palestre, ecc.) e/o con evidenti inflessioni o lesioni
- interasse tra le pareti murarie superiore a 7 m

Bisogna considerare inoltre che la valutazione della vulnerabilità al collasso strutturale e del conseguente rischio fornita dal modello di calcolo non tiene conto delle parti non strutturali, in particolare degli elementi di tamponatura e delle tramezzature e di eventuali appendici che lavorano a mensola (camini, cornicioni, etc.), che possono essere caratterizzate da fragilità e/o bassa resistenza, e che quindi possono determinare condizioni di pericolo per le persone.

In particolare, le parti non strutturali maggiormente soggette a danni e a cadute pericolose di elementi pesanti, anche per terremoti di bassa intensità, possono essere, in generale:

- interpiano superiore ai 3.5 m senza cordoli rompitratta intermedi o altri provvedimenti atti a ridurre il rischio di ribaltamento delle tamponature e dei tramezzi
- tamponature totalmente fuori dalla maglia strutturale
- tamponature a cassetta con un paramento – generalmente l'esterno – fuori dalla maglia strutturale
- tamponature su struttura a sbalzo (esterne alla maglia strutturale) o di bow-window
- tramezzature a foglio di spessore inferiore a 10 cm su altezze superiori a 3.00 m

- rivestimenti pesanti (ad es. in pietra) o in cattivo stato di manutenzione (intonaci spessi distaccati)
- controsoffittature pesanti
- camini in muratura
- cornicioni in muratura
- balconi o pensiline di grandi luci
- altri elementi funzionanti a mensola

Ai fini di una valutazione completa degli aspetti che possono determinare situazioni di vulnerabilità non tenute in conto dal modello matematico, sono stati valutati, in modo qualitativo, tali aspetti, in modo da formulare dei giudizi che possono modificare, almeno parzialmente, i risultati che scaturiscono dalle analisi semplificate.

- In particolare, per le strutture in esame l'unico elemento che possa influire negativamente sulla qualità strutturale globale è costituito dalle tramezzature a foglio di spessore inferiore a 10 cm su altezze superiori a 3.00 m.

3. CONCLUSIONI

L'analisi quantitativa di vulnerabilità svolta sulle strutture in esame, ha fornito i risultati riportati nella tabella seguente:

Tabella 3.1 – Risultati dell'analisi di vulnerabilità

Edificio	PGA_{DS}	PGA_{DL}	α_u	α_e
Corpo 1	0.142 g	0.059 g	0.469	0.738
Corpo 2	0.149 g	0.077 g	0.492	0.963

Occorre evidenziare che l'analisi è stata svolta mediante un modello semplificato, secondo quanto prescritto nelle Linee Guida della Regione Puglia, per cui i valori ottenuti mediante l'analisi svolta potrebbero non corrispondere pienamente, a parità di ipotesi sui materiali, con quelli ottenibili mediante modelli di calcolo più sofisticati e/o verifiche di livello superiore.

Inoltre, particolare importanza nell'affidabilità della stima, è rivestita dai fattori peggiorativi, riferiti essenzialmente alla qualità strutturale globale, che possono influire sulla vulnerabilità dell'edificio. Inoltre, nel giudizio complessivo, non va sottovalutata la vulnerabilità delle parti non strutturali.

Un giudizio qualitativo dei fattori che possono influire sulla vulnerabilità dell'edificio e non evidenziabili attraverso il modello di calcolo, può essere ricondotta alla tabella di sintesi seguente, redatta tenendo conto delle criticità riguardanti la qualità strutturale globale e la vulnerabilità delle parti non strutturali evidenziate al paragrafo precedente.

Tabella 3.2 – Valutazione dei fattori qualitativi che influiscono sulla vulnerabilità

Qualità strutturale globale	Vulnerabilità delle parti non strutturali
Media	Media