

COMUNE DI  
MORSANO AL TAGLIAMENTO

Provincia di Pordenone

INTERVENTO DI ADEGUAMENTO  
SISMICO E IMPIANTISTICO ASILO NIDO  
FRAZIONE DI SAN PAOLO

LAVORI DI ADEGUAMENTO SISMICO - ASILO NIDO COMUNALE

CUP. I92B23001160001  
CIG. B1CF9D4450

RUP	Arch. Bonfada Gasparotto Massimo Responsabile di Servizio dell'area Tecnica - Servizio Lavori Pubblici
Progettisti	Ing. ALBERTO FERRAROTTI - Studio via Aldo Moro, 49 - 13030 Caresanablot (VC) Mail: ingalbertoferrarotti@gmail.com - Pec: alberto.ferrarotti3@ingpec.eu - Cell. 3356028040 - Fax. 0161/235902 ORDINE DEGLI INGEGNERI DI VERCELLI N° A570
	Ing. MATTEO RIGOLONE - Studio via Dante Alighieri, 5 - 13100 Vercelli Mail: matteo.rigolone@libero.it - Pec: matteo.rigolone2@ingpec.eu - Cell. 3393691948 ORDINE DEGLI INGEGNERI DI VERCELLI N° A1055

LIVELLO PROGETTAZIONE	PROGETTO ESECUTIVO
CODICE ELABORATO	TITOLO TAVOLA
<b>B1</b>	<b>RELAZIONI SPECIALISTICHE: Relazione illustrativa di calcolo</b>

PROTOCOLLI E VISTI

RIFERIMENTO ELABORATO	CODICE COMMESSA	TIPO ELABORATO	SCALA
	399	TESTUALE	-
	Path: TESTAL_MORSANO.DWG		

	DATA	NOTE DI REVISIONE	REDATTO	APPROVATO
EMISSIONE	30/07/2024	Emissione	AF - MR	AF - MR
PROG. REVISIONE	1			
	2			
	3			
	4			
	5			

## Sommario

PREMESSA.....	2
DESCRIZIONE DEL CORPO DI FABBRICA.....	2
NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	2
STATO DI FATTO .....	10
OPERAZIONI PRELIMINARI ALLA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA .....	10
REPERIMENTO DEGLI ELABORATI D’ARCHIVIO .....	10
ANALISI STORICO CRITICA DEGLI ELABORATI REPERITI.....	10
RILIEVO GEOMETRICO E FOTOGRAFICO IN SITO DELL’EDIFICIO .....	11
VERIFICHE E RILIEVO DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI.....	11
LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA.....	11
DEFINIZIONE DEL LIVELLO DI APPROFONDIMENTO PER LE INDAGINI .....	12
Costruzioni in cemento armato .....	12
Costruzioni in muratura.....	12
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	13
Costruzioni in cemento armato .....	13
Costruzioni in muratura.....	13
Costruzioni in acciaio .....	14
ASPETTI GEOLOGICI, GEOMORFOLOGICI - INDAGINI GEOGNOSTICHE .....	14
INDIVIDUAZIONE DEL TIPO DI COSTRUZIONE E CLASSE D’USO .....	14
INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITA’ SISMICA DEL SITO.....	16
ANALISI MECCANISMI LOCALI .....	16
VERIFICHE MECCANISMI LOCALI EFFETTUATE SUL FABBRICATO.....	17
METODI DI ANALISI UTILIZZATI, VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA, FATTORE DI STRUTTURA ADOTTATO.....	17
METODO DI ANALISI LINEARE DINAMICA (dinamica modale) .....	17
VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E DETERMINAZIONE DELL’INDICE DI RISCHIO SISMICO .....	18
IDONEITA’ DELLA MODELLAZIONE STRUTTURALE E GIUSTIFICAZIONE DEL FATTORE DI STRUTTURA .....	18
REGOLARITÀ IN ALTEZZA: VERIFICATA .....	19
CARICHI DI PROGETTO.....	20
DESCRIZIONE DEL SOFTWARE .....	21
CRITERI DI CONCEZIONE E DI SCHEMATIZZAZIONE STRUTTURALE, MODELLAZIONE DEL TERRENO, PROPRIETÀ DEI MATERIALI, EFFICACIA DEL MODELLO. ....	21
GIUDIZIO MOTIVATO DELL’AFFIDABILITÀ DEI RISULTATI.....	22
PRINCIPALI RISULTATI ANALISI VULNERABILITA’ SISMICA .....	22
STATO DI PROGETTO .....	23
TIPOLOGIE DI INTERVENTO .....	23
CONCLUSIONI .....	27
ALLEGATI.....	28
TECNOINDAGINI S.r.l. – 2018 .....	28
TECNOINDAGINI S.r.l. - 2024 .....	49

## PREMESSA

La presente relazione ha lo scopo di descrivere gli interventi di consolidamenti sugli elementi strutturali previsti nel progetto esecutivo di adeguamento sismico dell'Asilo Nido sito nella frazione San Paolo in Morsano al Tagliamento.

## DESCRIZIONE DEL CORPO DI FABBRICA

L'Asilo Nido è sito in Frazione San Paolo nel comune di Morsano al Tagliamento (PN), in via Interna n.14. Dall'acquisizione delle informazioni preliminari, dalle operazioni in loco e dalla documentazione tecnica disponibile presa in visione ed acquisita è stato dedotto che l'edificio scolastico è stato realizzato in anni differenti ed in particolare:

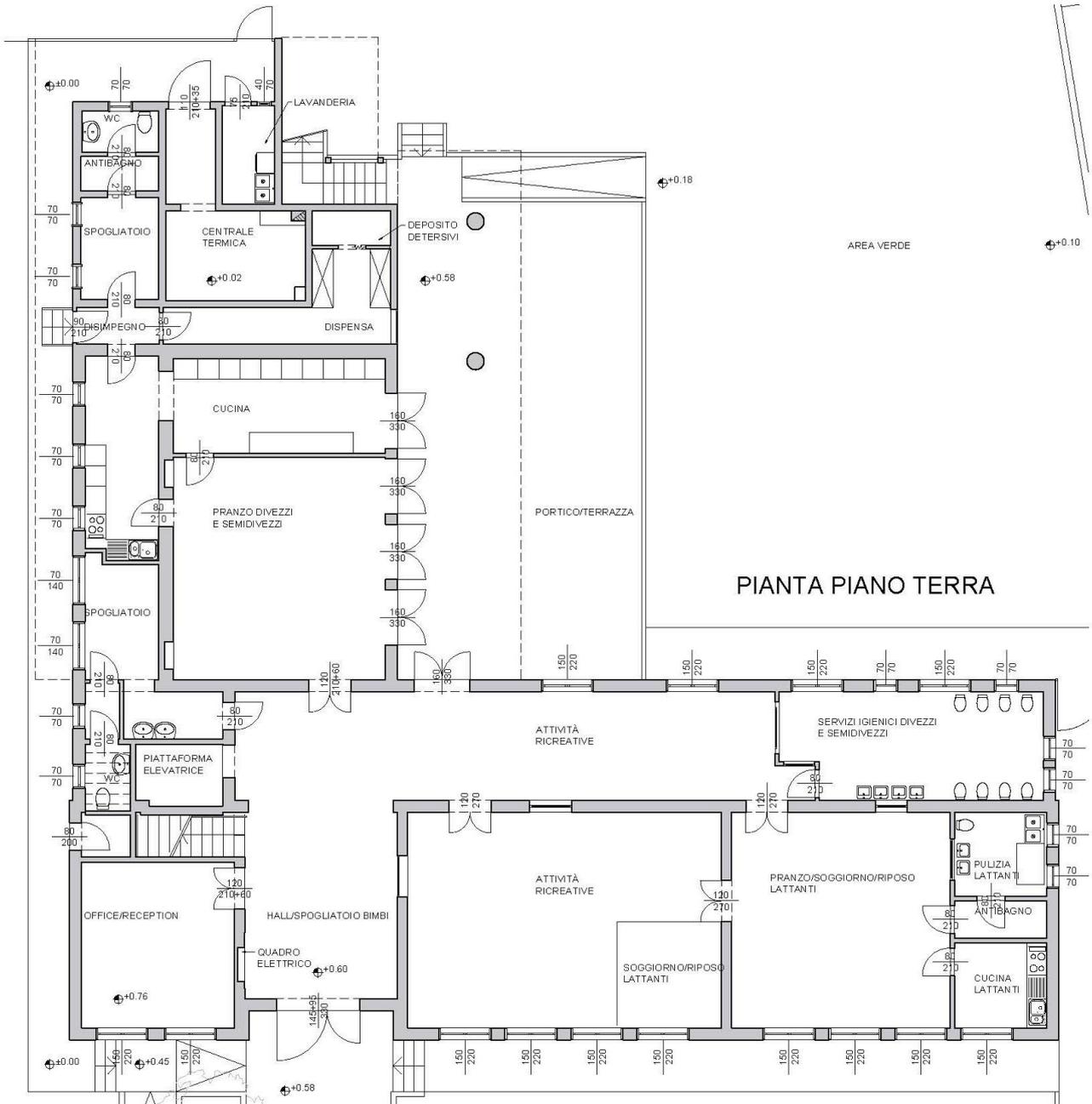
- negli anni 50 (1948/1951) è stato realizzato il fabbricato principale di due piani fuori terra con forma ad elle;
- negli anni 80 il primo ampliamento con la realizzazione di un basso fabbricato sul lato nord e di una tettoia su lato sud;
- nel 2005 un secondo ampliamento con la realizzazione della centrale termica e di una scala di emergenza.

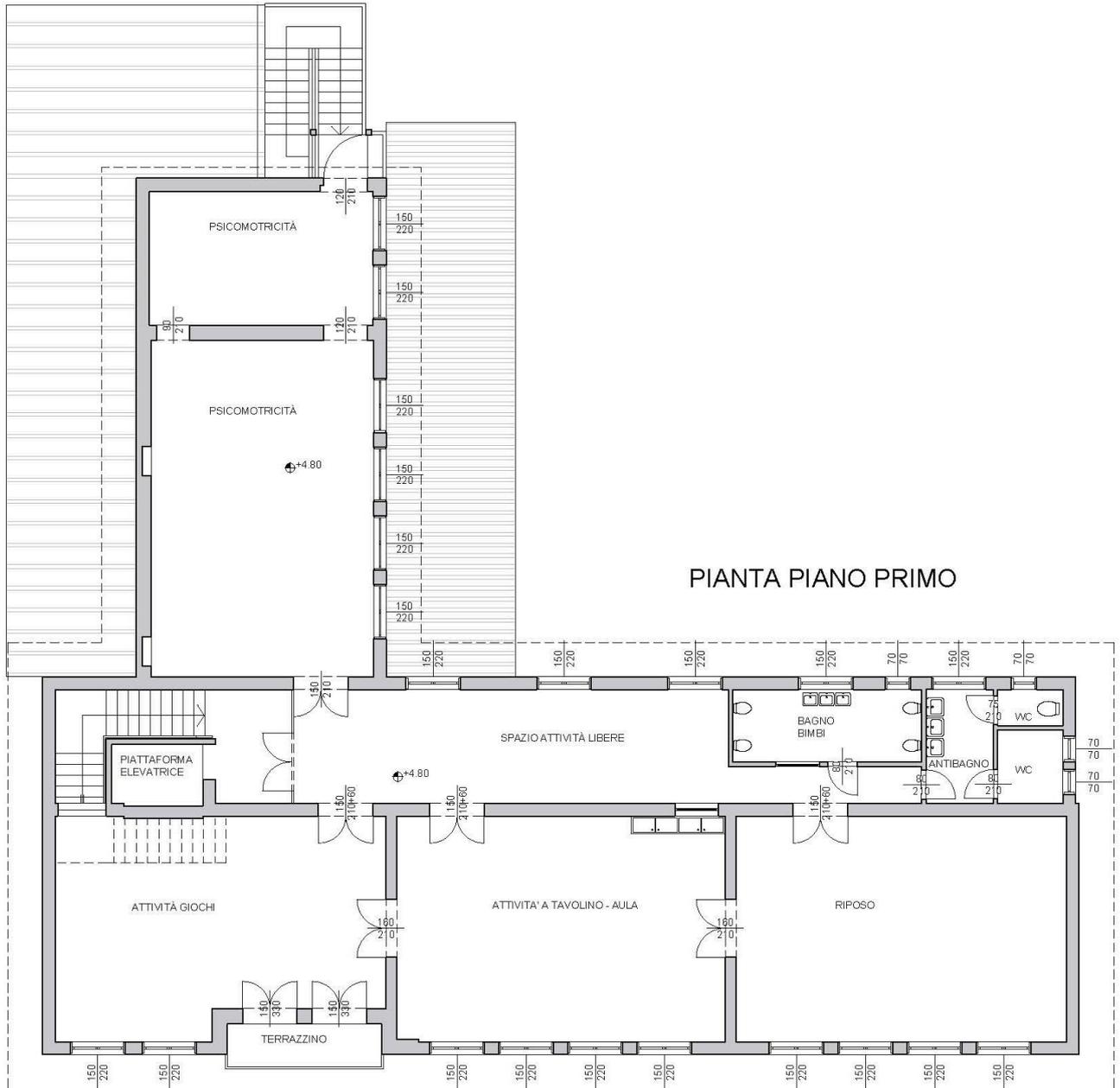
## NORMATIVA DI RIFERIMENTO

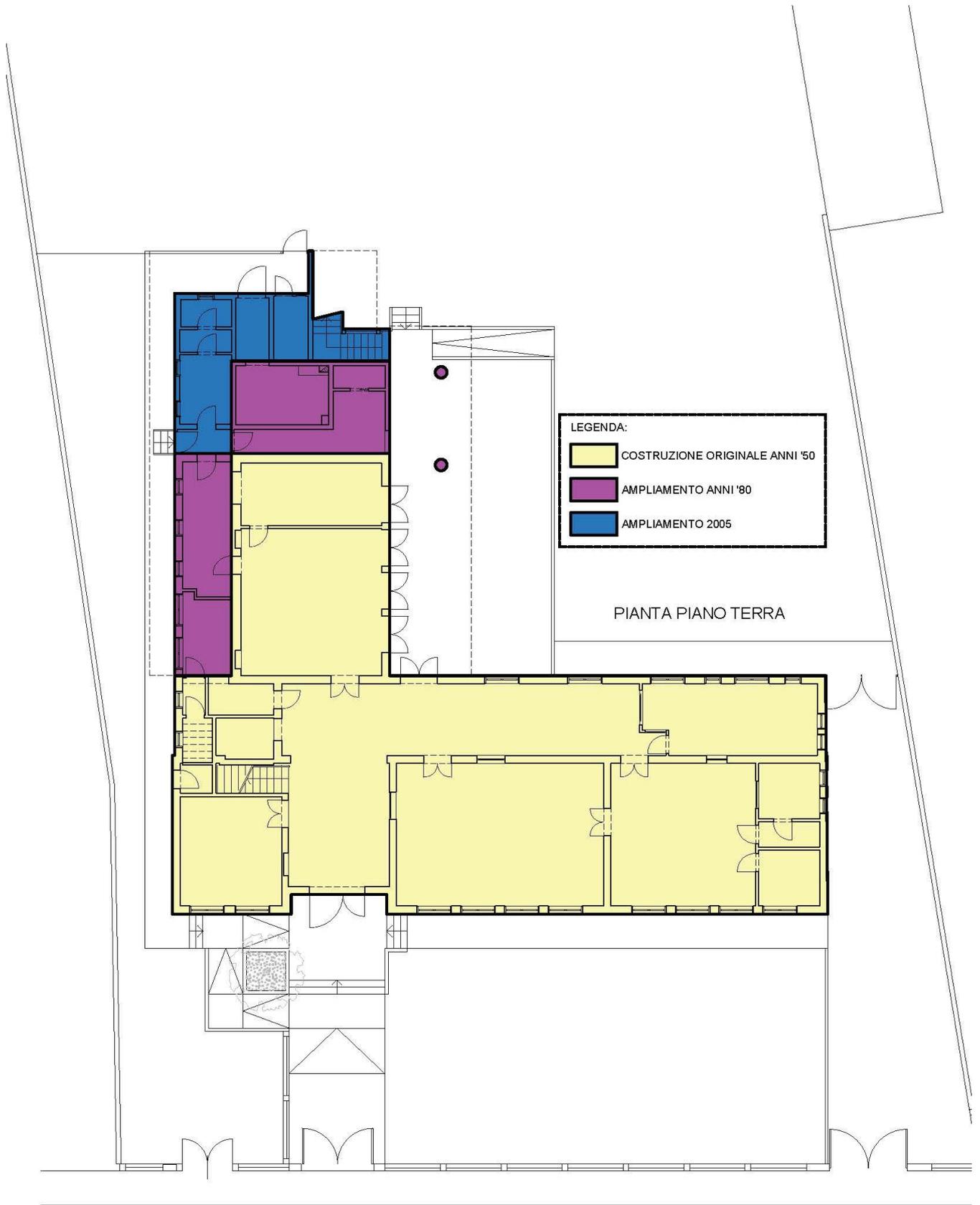
Le VERIFICHE TECNICHE DI VULNERABILITA' SISMICA DELL'ASILO NIDO sito in Via Interna n.14 frazione San Paolo nel comune di Morsano al Tagliamento (PN) sono state condotte sulla base delle seguenti norme tecniche di riferimento e linee guida:

- **Legge n. 1086/71** "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- **Legge n. 64/74** "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- **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.*
- **Presidenza del Consiglio dei Ministri – Dipartimento della Protezione Civile - DECRETO 21 ottobre 2003 n.3685 - Disposizioni attuative dell'art. 2, commi 2, 3 e 4, dell'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante «Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica».** (G.U. n. 252 del 29-10-2003)
- **D.M. 14.01.2008** – "Norme tecniche per le costruzioni" (G.U. n.29 del 04 Febbraio 2008 – Supplemento Ordinario n.30)
- **Circolare 2 Febbraio 2009, n.617** "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni"
- **D.M. 17.01.2018** – "Norme tecniche per le costruzioni" (G.U. n.42 del 20 Gennaio 2018 – Supplemento Ordinario n.8)
- **Circolare 21 Gennaio 2019, n.7** "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" (G.U. n.35 del 11 Febbraio 2019 – Supplemento Ordinario n.5)
- **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici Servizio Tecnico Centrale** – *Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive* – Febbraio 2008
- **RELUIS** – *LINEE GUIDA PER MODALITÀ DI INDAGINE SULLE STRUTTURE E SUI TERRENI PER I PROGETTI DI RIPARAZIONE, MIGLIORAMENTO E RICOSTRUZIONE DI EDIFICI INAGIBILI*
- **Eurocodice 8** - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica UNI EN1998-1
- **FEMA 440 june 2005** - Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures
- **UNI EN 1992-1-1:2005** – Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo
- **UNI EN 1993-1-1:2005** – Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio
- **UNI EN 1993-1-1:2006** – Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture in muratura
- **UNI EN 1998-1:2005** – Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici

- **UNI EN 1998-3:2005** – Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte3: Valutazione ed adeguamento degli edifici







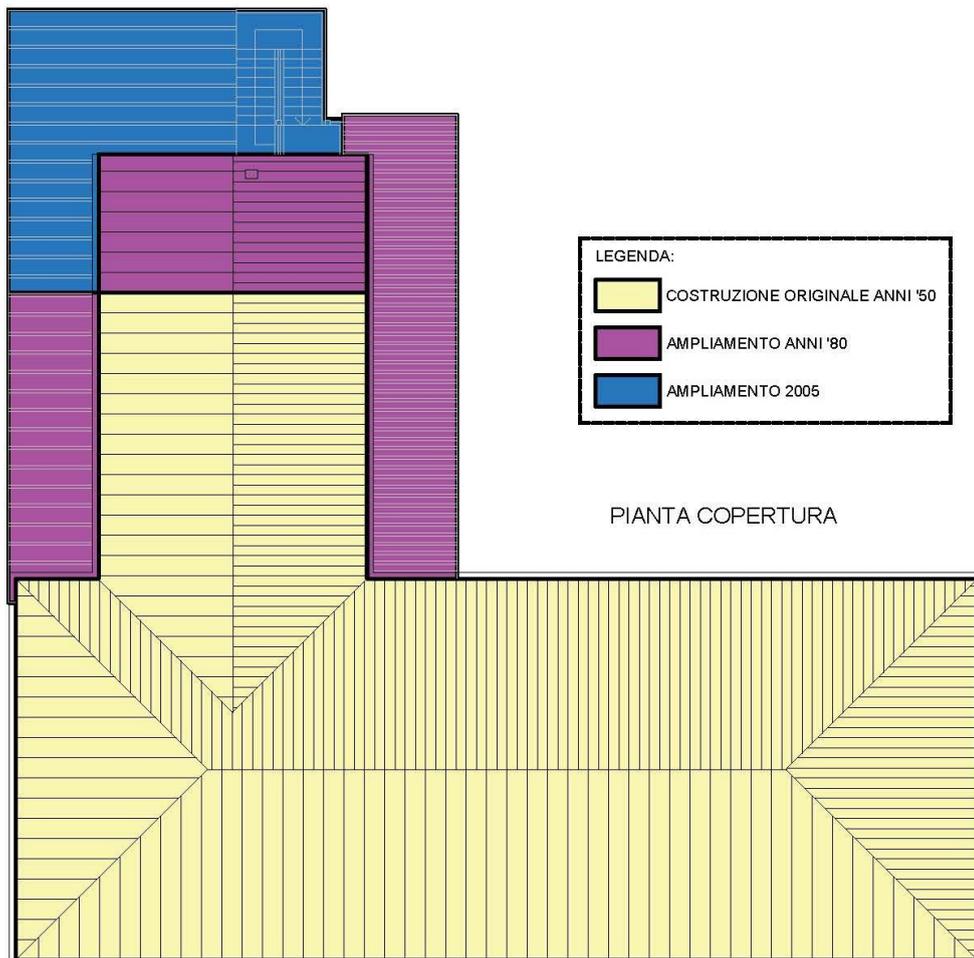
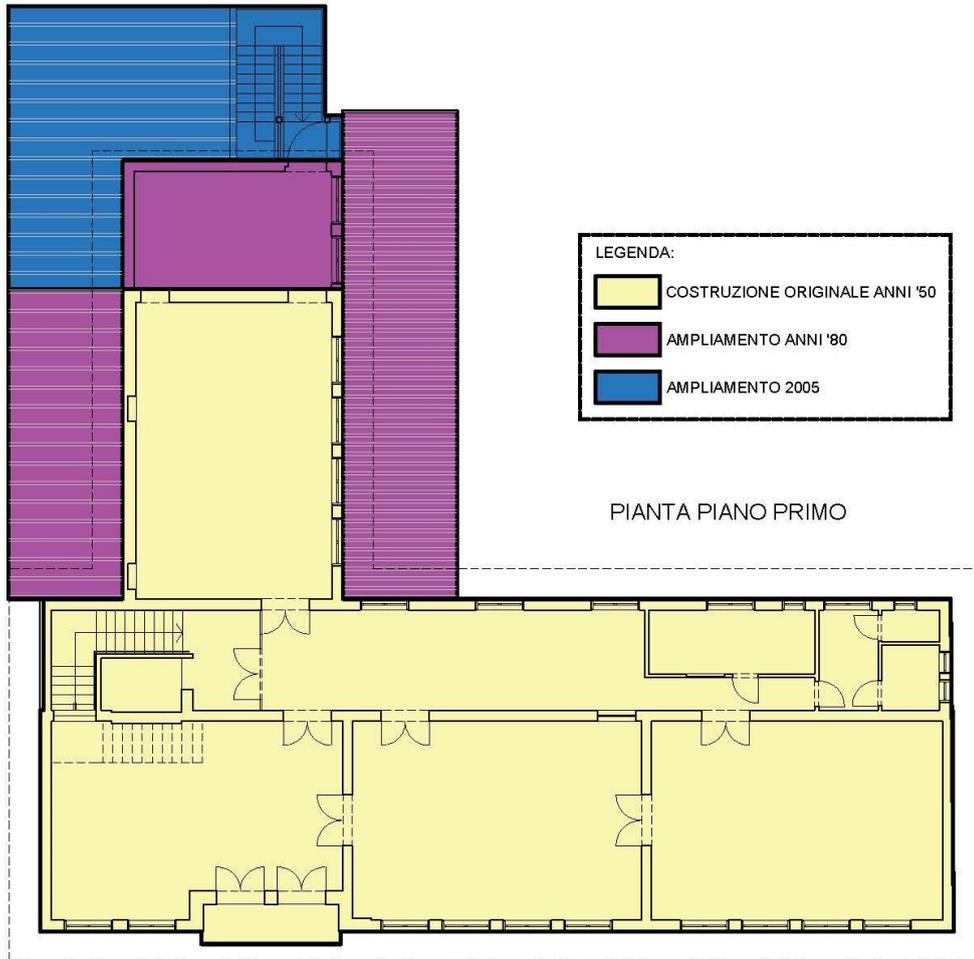




Foto 1 – Asilo Nido –vista aerea



Foto 2 – Asilo Nido –vista aerea



**Foto 3 – Asilo Nido –vista Ovest**



**Foto 4 – Asilo Nido –vista Sud Ovest**



Foto 5 – Asilo Nido –vista Sud Est

## **STATO DI FATTO**

### **OPERAZIONI PRELIMINARI ALLA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA**

Il lavoro svolto per permettere di acquisire tutte le informazioni necessarie al fine di effettuare la valutazione della sicurezza dell'Asilo Nido in frazione San Paolo, secondo le disposizioni dettate dalle norme attualmente in vigore, può essere schematizzato nelle seguenti fasi:

- reperimento degli elaborati d'archivio
- analisi storico critica degli elaborati reperiti
- rilievo geometrico e fotografico dell'edificio
- verifiche e rilievo dei dettagli costruttivi
- valutazione della categoria dell'edificio
- livelli di conoscenza e fattori di confidenza
- definizione del livello di approfondimento per le indagini in sito
- indagini in sito e livelli di conoscenza
- eventuali indagini geognostiche
- acquisizione dei parametri di resistenza e rigidità mediati e parametri geotecnici

### **REPERIMENTO DEGLI ELABORATI D'ARCHIVIO**

Sono stati reperiti tutti i documenti inerenti l'opera oggetto di studio al fine di trarre tutte le informazioni necessarie alla redazione della valutazione della sicurezza dell'Asilo Nido in frazione San Paolo, nonché a definire i punti dell'edificio in cui è possibile saggiare i diversi materiali. Sulla base dei documenti reperiti e facendo seguito ai sopralluoghi e ai rilievi eseguiti presso la struttura scolastica è stato possibile identificare la geometria della struttura, la tipologia dei solai, la caratterizzazione degli elementi portanti del fabbricato, delle tamponature esterne e dei tramezzi interni e valutarne eventuali difformità geometriche architettoniche e strutturali tra lo stato di fatto e il progetto approvato. Sulla base dei dati ottenuti dalla ricerca storica, si sono tratte le conclusioni di tipo operativo per la modellazione globale dell'edificio.

### **ANALISI STORICO CRITICA DEGLI ELABORATI REPERITI**

L'analisi storico-critica degli elaborati originali ha permesso di ricostruire l'intero processo edificatorio nel tempo dal manufatto in esame.

### **Descrizione della costruzione originaria**

La realizzazione del fabbricato principale risale agli anni 50; fabbricato di due piani fuori terra con forma in pianta ed alle, strutture verticali in muratura di mattoni pieni, solai di interpiano e di copertura in laterocemento.

Il primo ampliamento negli anni 80 con la realizzazione di un basso fabbricato sul lato nord e di una tettoia sul lato sud; in particolare il basso fabbricato è realizzato in muratura portante di mattoni semipiani cordolo sommitale di cemento armato legato alla struttura esistente e copertura a vista in legno, la tettoia sul lato sud è realizzata con due pilastri a sezione circolare in cemento armato, trave sommitale in acciaio e copertura a vista in legno.

Negli stessi anni sono state apportate delle modifiche alla distribuzione interne con la modifica di alcuni maschi murari esistenti e l'inserimento di profilati in acciaio a supporto dei solai esistenti.

Nel 2005 viene realizzato l'ultimo ampliamento con la centrale termica e la scala di emergenza entrambe realizzate sulla testata est del fabbricato esistente.

La centrale termica ha struttura portante verticale in setti di cemento armato con singolo orizzontamento in predalles e cordoli in cemento armato; l'ampliamento è strutturalmente connesso all'esistente in quanto solaio e muratura risultano legati tra loro.

La scala d'emergenza in acciaio è strutturalmente indipendente dal fabbricato e non è stata considerata nello

## **RILIEVO GEOMETRICO E FOTOGRAFICO IN SITO DELL'EDIFICIO**

Il rilievo ha contemplato sia la geometria complessiva dell'organismo che quella degli elementi costruttivi. Lo scopo è stato essenzialmente quello di individuare l'organismo resistente della costruzione, tenendo presente la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi. Le operazioni di rilievo geometrico-strutturale sono state altresì indispensabili per mettere a punto il modello di calcolo accurato dell'edificio. Il rilievo si è composto di un insieme di procedure relazionate e mirate alla conoscenza della geometria esterna delle strutture e dei dettagli costruttivi, che possono essere così schematizzate:

- il rilievo, piano per piano, di tutti gli elementi strutturali
- rilievo fotografico dell'intero edificio e di ogni sua singolarità
- l'individuazione di tutti i carichi gravanti su ogni elemento
- l'individuazione di eventuali e possibili lesioni e deformazioni

Le operazioni di rilievo si sono distinte in diverse fasi:

**Fase 1:** rilievo geometrico in situ di dettaglio del fabbricato a tutti i piani e confronto con la documentazione tecnica di progetto reperita; dal confronto non si evincono difformità.

**Fase 2:** attento esame visivo delle condizioni attuali dell'edificio in relazione allo stato generale di manutenzione e conservazione. Si è constatato che non ci sono carichi gravanti sugli elementi strutturali diversi da quelli della destinazione d'uso a cui i fabbricati sono adibiti. L'edificio presenta uno stato di conservazione e condizioni di manutenzione generali buone, non si sono rilevate lesioni o danni evidenti agli elementi primari tali da poter pensare che ne sia compromessa la loro capacità portante nei confronti dei carichi orizzontali e verticali, non vi è presenza di fenomeni di espulsione copriferro negli elementi in c.a.

**Fase 3:** rilievo dell'intero edificio e di ogni eventuale sua singolarità (fessure, crepe e cedimenti).

## **VERIFICHE E RILIEVO DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI**

Sono stati esaminati la tipologia e la qualità dei dettagli costruttivi degli elementi che compongono la struttura dell'Asilo Nido in frazione San Paolo, in particolare si è rilevato:

- struttura portante verticale in muratura di mattoni pieni con maschi murari e pilastri in muratura in corrispondenza delle aperture;
- solaio interpiano e di sottotetto in latero cemento
- copertura in latero cemento
- modifica di alcune murature interne con inserimento di profilati in acciaio a sostegno dei solai;
- primo ampliamento del fabbricato sul lato nord in muratura di blocchi semipieni e solai in laterocemento nei due piani fuori terra; nord in muratura di blocchi semipieni e copertura a vista in legno ad una falda nel singolo piano fuori terra;
- realizzazione di tettoia esterna sul lato sud con due pilastri in cemento armato, trave in acciaio e copertura a vista in legno;
- secondo ampliamento sul lato est con realizzazione di locali di un piano fuori terra con setti e pilastri in cemento armato, travi e cordoli in cemento armato, solaio in predalles e scala di sicurezza in acciaio.

## **LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA**

La sintesi dei risultati ottenuti nella fase conoscitiva è raggiunta con l'individuazione **di livello di conoscenza**; esso è legato al livello di approfondimento perseguito, in funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, dell'analisi storica e delle indagini sperimentali. Ad ogni **livello di conoscenza LC** la norma associa un **fattore di confidenza FC**, che va preliminarmente a ridurre i valori medi di resistenza dei materiali, al fine di ricavare i valori

Progetto Esecutivo – Intervento di adeguamento sismico e impiantistico Asilo Nido Frazione San Paolo comune Morsano al Tagliamento da adottare, nel progetto o nella verifica, e da ridurre ulteriormente, quando previsto, mediante i coefficienti parziali di sicurezza.

Il **fattore di confidenza FC**, come detto, deve essere determinato in base al **LC** raggiunto. Per questo sono definite precisamente le modalità con cui valutare i livelli di conoscenza, che sono distinti in:

- **LC1 – Conoscenza Limitata**
- **LC2 – Conoscenza Adeguata**
- **LC3 – Conoscenza Accurata**

Gli aspetti che determinano i suddetti LC sono la geometria, i dettagli strutturali e le proprietà dei materiali.

#### DEFINIZIONE DEL LIVELLO DI APPROFONDIMENTO PER LE INDAGINI

Il livello di approfondimento delle indagini su un edificio viene definito in relazione alle **NTC2018** e alla Circolare applicativa ed in base ai requisiti di geometria della struttura, dettagli costruttivi, proprietà dei materiali, connessioni tra i diversi elementi e loro presumibili modalità di collasso.

#### Costruzioni in cemento armato

Ai sensi del Cap. C8.5.4.2 della Circolare 21/01/2019 n. 7, secondo le indicazioni della Tabella C8.5.IV, poiché:

- è stato eseguito il rilievo completo della geometria delle carpenterie;
- sono state eseguite verifiche in situ mediante scarifica del copriferro e rilievo strumentale delle armature (rilievo pacometrico);
- sono state eseguite prove a rottura su provini in conglomerato cementizio prelevati tramite carotaggio;
- sono state eseguite prove indirette con il metodo Son.Reb.;
- sono state eseguite prove con durometro su armature in acciaio messe a nudo.

si ritiene raggiunto il

#### LIVELLO DI CONOSCENZA LC2

cui corrisponde il

#### FATTORE DI CONFIDENZA FC = 1,20

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		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	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	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

(\*) A meno delle ulteriori precisazioni già fornite nel § C8.5.4.

#### Costruzioni in muratura

Ai sensi del Cap. C8.5.4 della Circolare 21/01/2019 n. 7, si intende raggiunto un livello di conoscenza LC2 quando:

- è stato eseguito l'analisi storico-critica;
- è stato eseguito un rilievo geometrico completo ed indagini estese sui dettagli costruttivi;
- sono state eseguite prove estese sulle caratteristiche meccaniche dei materiali.

si ritiene raggiunto il

**LIVELLO DI CONOSCENZA LC2**

cui corrisponde il

**FATTORE DI CONFIDENZA FC = 1,20**

Sull'intero complesso è stata eseguita una campagna di indagini diagnostico - strutturali in sito e di laboratorio finalizzata al rilievo delle caratteristiche costruttive delle strutture e alla caratterizzazione meccanica dei materiali" nell'anno 2018 e successivamente nell'anno 2024 dalla ditta TECNOINDAGINI S.r.l. Via Monte Sabotino 14, 20095 Cusano Milanino (MI), laboratorio autorizzato ai Sensi dell'art. 59 del D.P.R. n. 380/2001.

Le relazioni con gli esiti delle indagini sopra descritte sono in allegato.

**CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

**Costruzioni in cemento armato**

Il valore di resistenza a compressione assunto per il calcestruzzo è ottenuto da un'elaborazione dei dati grezzi ricavati dai risultati delle prove effettuate, come previsto dalla Normativa vigente (cfr. Circolare n. 7/2019 p.to C8.2), ulteriormente ridotti per il fattore di confidenza prescelto e, dove previsto, dai coefficienti parziali di sicurezza.

Secondo CSLP2017 §3.2, la resistenza determinata con i provini estratti per carotaggio Ris è generalmente inferiore a quella della resistenza determinata con i provini preparati nel corso della messa in opera del calcestruzzo, costipati e maturati in condizioni standard, Rc. Tra i fattori che determinano tale differenza si possono citare, in termini di resistenza strutturale: le modalità di posa in opera e di compattazione, la maturazione (curing) e l'effetto del prelievo della carota. Si può infatti affermare che la resistenza alla compressione, determinata su carota, è penalizzata dalla riduzione in quota parte del contributo proveniente dagli aggregati presenti sulla superficie laterale della carota. Questa riduzione di resistenza deve essere considerata nel calcolo della resistenza strutturale, tramite l'introduzione di un coefficiente moltiplicativo detto Fattore di disturbo Fd:

$f_{carota}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	10	20	25	30	35	40
$F_d$	1.10	1.09	1.08	1.06	1.04	1.00

Pertanto, il valore della resistenza strutturale di ciascuna carota si determina come segue:  $f_{carota} * F_d = f_{c,is}$ , nel caso di provini ottenuti da carote con rapporto  $h/d=2$

Tabella 9 - Fattori di disturbo - CLSP2017 §3.2

$F_{carota}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$h/d$	$F_d$	$f_{c,is}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$R_{c,is}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
26,81	1	1,07	28,69	28,69

**Valore utilizzato nelle verifiche Rcm 26,00 N/mm<sup>2</sup>**

**Valore utilizzato nelle verifiche FeB38K  $f_{yk}$  375 N/mm<sup>2</sup>**

**Costruzioni in muratura**

Tipo Muratura	$f_m$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\tau_o$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{vo}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	E [N/mm <sup>2</sup> ]	G [N/mm <sup>2</sup> ]	W [kN/mm <sup>3</sup> ]
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	3.45	0.09	0.20	1500	500	18
Muratura in mattoni semipieni e malta cementizia	6.50	0.125	0.28	4550	1138	15

### Costruzioni in acciaio

Non sono state realizzate indagini sui profilati in acciaio rilevati a sostegno dei solai; a favore di sicurezza le verifiche sono state effettuate utilizzando un acciaio di Tipo S235

### ASPETTI GEOLOGICI, GEOMORFOLOGICI - INDAGINI GEOGNOSTICHE

Sono state effettuate prove geognostiche per la caratterizzazione sismica del terreno e la definizione dei parametri di rigidezza dello stesso in quanto ci si è riferiti alla relazione “Indagini geologiche e prospezioni sismiche con metodo MASW” redatta dal Dott. Geol. Marco Crippa

In particolare ai fini della caratterizzazione sismica del sito si riporta quanto indicato nel cap. 5 “ANALISI E COMMENTO DEI RISULTATI” in cui è determinato il valore di  $V_{s30}$  ottenuto con la prova MASW risultato pari a 289 m/s.

Mediante l’utilizzo dell’approccio semplificato, utilizzando la Tabella 3.2.II. delle N.T.C. tale valore colloca tale il terreno nella classe di suolo “C”.

<b>C</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>	180÷360
----------	---	---------

### INDIVIDUAZIONE DEL TIPO DI COSTRUZIONE E CLASSE D’USO

Il livello di sicurezza di riferimento è definito in funzione delle caratteristiche del manufatto e del suo uso.

Sono state definite:

**$V_N$  vita nominale**, alla quale viene riferita la valutazione della sicurezza e per la quale viene progettato l’intervento di miglioramento sismico.

**Nel caso in oggetto si assume  $V_N = 50$**  (Costruzioni con livelli di prestazione ordinari Tab. 2.4.I NTC 2018)

**$C_U$  classe d’uso**, nel caso in oggetto la classe d’uso è:

**Classe III:** *Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l’ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d’uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.* [§. 2.4.2. NTC 1018]

**Alla Classe d’uso III corrisponde un coefficiente d’uso  $C_U = 1,5$**  [Tab. 2.4.II NTC 2018]

Il periodo di riferimento  $V_R$  che consentirà di valutare le azioni sismiche sulla costruzione è:

$$V_R = C_U \times V_n \quad [\text{§ 2.4.1 delle NTC 2018}]$$

pertanto  $V_R = 50 \times 1,5 = 75$  (anni)

Fissato il periodo di riferimento e lo stato limite considerato, cui è associata una probabilità di superamento  $P_{V_R}$  nel periodo di riferimento, si potrà valutare il periodo di ritorno di riferimento dell’azione sismica  $T_R$

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

Il valore di  $P_{VR}$  è definito dalla Tab. 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 riferimento così calcolato consentirà la verifica nei confronti dello SLV con riferimento ad azioni sismiche caratterizzate da probabilità di eccedenza del 10% su detto periodo.

Il valore di riferimento dell'azione sismica così definita sarà confrontato con quello per il quale viene effettivamente raggiunto lo SLV, al fine di individuare il livello di sicurezza attuale e quello raggiungibile con un intervento di miglioramento sismico.

Scopo finale della verifica è l'individuazione di un indice di sicurezza sismica  $I_s$ , dato dal rapporto tra il periodo di ritorno dell'azione sismica che porta a SLV ed il corrispondente periodo di ritorno di riferimento calcolato come sopra indicato.

$$I_s = \frac{T_{SLV}}{T_{Rif. SLV}}$$

Un valore di  $I_s$  maggiore o uguale a 1 significa che la costruzione è in condizioni di sicurezza, un valore minore di 1 richiede un approfondimento e la necessità di effettuare una serie di scelte sulle modalità e tipologie di intervento per migliorare la capacità della costruzione.

La combinazione delle azioni per le verifiche suddette è esplicitata nella formula seguente:

$$\sum G_{K, \varphi} + \sum \psi_{2,l} \cdot \Theta_{K,l} + E_l > 1$$

La sicurezza nei confronti dell'azione sismica è valutata in relazione agli Stati Limite Ultimi e di Esercizio; gli spettri di progetto saranno differenti per i diversi tipi di stato limite da verificare. Gli stati limite utilizzati nel caso di studio sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO);
- Stato Limite di Danno (SLD);
- Stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

	TR	ag/g	Fo	TC*	CC	Ss	Pga(ag*S)
SLO	45	0.0456	2.5450	0.26	1.63	1.50	0.671
SLD	75	0.0579	2.5240	0.29	1.58	1.50	0.852
SLV	712	0.1376	2.5560	0.38	1.45	1.49	2.010
SLC	1462	0.1731	2.6210	0.39	1.43	1.43	2.425

Il percorso di verifica è finalizzato alla definizione di indicatori di rischio, utilizzati per il finanziamento degli interventi secondo le Ordinanze PCM 3362/04 e 3376/05. Tali indicatori, denominati  $\alpha_{uv}$ ,  $\alpha_{ed}$  e  $\alpha_{eo}$ , sono calcolati come rapporto tra la capacità e la domanda, in termini sia dell'accelerazione al suolo sia del periodo di ritorno, per i diversi stati limite considerati:

$$\alpha_{uv,PGA} = \frac{PGA_{CLV}}{PGA_{DLV}}$$

$$\alpha_{ed,PGA} = \frac{PGA_{CLD}}{PGA_{DLD}}$$

$$\alpha_{eo,PGA} = \frac{PGA_{CLO}}{PGA_{DLO}}$$

$$\alpha_{uv,TR} = \left( \frac{T_{R,CLV}}{T_{R,DLV}} \right)^{0.41}$$

$$\alpha_{ed,TR} = \left( \frac{T_{R,CLD}}{T_{R,DLD}} \right)^{0.41}$$

$$\alpha_{eo,TR} = \left( \frac{T_{R,CLO}}{T_{R,DLO}} \right)^{0.41}$$

(Nota: l'esponente 0.41 (= 1/2.43) ha origine statistica ed è indicato per uniformare la conformazione tra le curve di pericolosità in termini di PGA e di TR)

## INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO

Coordinate del sito:	Latitudine .....	ED50	45,873220°
	Longitudine .....	ED50	12,954998°
	Altitudine s.l.m. ....	14 m	
	Zona sismica:	Zona 3	
	Categoria del sottosuolo:	C	(Tab. 3.2.II. NTC)
	Categoria topografica:	T1	(Tab. 3.2.III. NTC)

## ANALISI MECCANISMI LOCALI

In via generale si può affermare che il comportamento del fabbricato soggetto ad una azione eccezionale possa considerarsi un buon comportamento se esso attinge alla duttilità e quindi alla capacità dissipativa di quanti più elementi di cui esso è costituito. Va da sé che il comportamento 'duatile' si ottiene scongiurando le rotture di tipo primario.

Nelle strutture murarie appare complessa l'individuazione dei meccanismi che limitano la duttilità globale della struttura. Se i sistemi intelaiati nascono infatti come sistemi continui e connessi, le strutture in muratura spesso pagano le conseguenze legate alla carenza di vincoli (interni) con meccanismi che ne limitano fortemente la capacità di risposta ad eventi sismici.

I meccanismi di collasso locali sono legati in primis ad assenza di vincolo a livello di tessitura muraria (meccanismo di rottura per disgregazione) e successivamente a carenze tra macroelementi pareti-solai (meccanismo per ribaltamento di pareti o porzioni di fabbricato fuori dal piano).

Nel caso di tessitura muraria disordinata, in cui il legante abbia scarse caratteristiche di adesione o in cui la pezzatura sia realizzata con elementi lapidei di piccole dimensioni e/o tondeggianti oppure nel caso di muratura a sacco con doppio paramento e nucleo spingente, la rottura della muratura avviene per disgregazione. La muratura non si comporta come un materiale omogeneo ma come un insieme di elementi lapidei appoggiati gli uni sugli altri la cui resistenza alle azioni orizzontali risulta estremamente bassa. Di fatto le strutture portanti in muratura sono così costrette ad equilibrare le azioni esterne non tanto grazie ad una resistenza del materiale bensì ad una resistenza per equilibrio alla dislocazione dei blocchi.

Se l'apparecchio murario è reso compatto e omogeneo nel proprio comportamento meccanico sarà possibile 'leggere' la struttura in muratura come un insieme di corpi quali macroelementi di parete e solai. È l'assenza di connessione tra tali macroelementi che comporta la formazione dei successivi meccanismi fragili di collasso quali ribaltamento di facciate o di porzioni di fabbricato. I più comuni meccanismi locali sono quelli delle singole pareti per ribaltamento, per flessione orizzontale e per flessione verticale. La combinazione dei singoli meccanismi di collasso locale produce la corretta interpretazione del meccanismo globale di collasso del manufatto. Le norme stesse forniscono un importante concetto, spesso sottovalutato, cioè che solo se la verifica dei singoli meccanismi di collasso locale risulta soddisfatta la verifica globale del manufatto risulta attendibile. La loro corretta interpretazione e schematizzazione assume allora enorme importanza.

La verifica dei meccanismi di collasso, così come previsto dalle norme, può essere eseguita attraverso “l’analisi limite dell’equilibrio” in cui attraverso l’applicazione del principio dei lavori virtuali è possibile valutare la capacità sismica in termini di resistenza o di spostamento (C8.7.1.2.1) calcolando il moltiplicatore dell’azione sismica che porta all’attivazione del cinematismo, ovvero il moltiplicatore di collasso.

Solo se la tessitura muraria è buona, quindi la muratura può assimilarsi ad un materiale omogeneo, e solo se i meccanismi locali di collasso sono ostacolati; quindi, se esistono vincoli efficaci tra macroelementi, il fabbricato in muratura si comporterà come una struttura tridimensionale in cui l’azione sismica è in grado di essere trasferita agli elementi (pannelli) che possono reagire e sopportarla nel proprio piano forte. Solo allora ha senso l’analisi tridimensionale del fabbricato attraverso software e modellazioni accurate.

### **VERIFICHE MECCANISMI LOCALI EFFETTUATE SUL FABBRICATO**

Il fabbricato ha struttura portante in muratura di mattoni pieni e in parte in muratura di mattoni semipieni; entrambe le murature presentano una tessitura regolare e non sono presenti murature di tipo a sacco.

Viste le tipologie murarie non si prevede un meccanismo di rottura del paramento murario per disgregazione e di conseguenza non sono previsti interventi di consolidamento per tale meccanismo di rottura.

Dai rilievi effettuati si riscontra una carente legatura tra pareti e tra pareti e solai; sono quindi state effettuate delle verifiche sui meccanismi locali ed in particolare:

- ribaltamento semplice
- flessione verticale
- flessione

Dalle verifiche effettuate sullo stato di fatto non risulta verificato il meccanismo di ribaltamento semplice mentre gli altri due meccanismi risultano verificati.

L’intervento di fasciatura mediante nastri in acciaio inox permette di migliorare la connessione tra parete e solaio permettendo di avere una verifica di esito positivo anche per il meccanismo di ribaltamento semplice.

L’esito dell’analisi dei meccanismi locali con la creazione di efficaci vincoli tra i macroelementi ci permette di analizzare la struttura con un modello tridimensionale in cui l’azione sismica può essere trasferita ai vari pannelli murari.

## **METODI DI ANALISI UTILIZZATI, VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA, FATTORE DI STRUTTURA ADOTTATO**

### **METODO DI ANALISI LINEARE DINAMICA (dinamica modale)**

L’analisi è stata svolta secondo il metodo definito “Analisi lineare dinamica” considerata il metodo normale per la definizione delle sollecitazioni di progetto, utilizzando un modello tridimensionale della struttura.

Nel calcolo dei parametri di risposta del sistema si tiene conto delle caratteristiche dinamiche della struttura tramite l’utilizzo dei modi propri di vibrare.

In sostanza il metodo prevede di calcolare, tramite l’utilizzo dello spettro di risposta di pseudo-accelerazione, i valori massimi di sollecitazioni e spostamenti associati a ciascun modo proprio di vibrare della struttura supposta elastica lineare, e, quindi, di combinarli in modo opportuno.

Per la definizione del fattore di struttura sono state applicate le tabelle 7.3.I e 7.3.II delle Norme Tecniche per le Costruzioni.

**Sono state applicate le seguenti precisazioni e restrizioni:**

*- NTC2018 t7.3.3.1 ANALISI LINEARE DINAMICA (...) Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all’85%.(...)*

## PROSPETTO RIASSUNTIVO MODI PRINCIPALI

Periodo principale	T1	Massa	Massa %	Modo	Note
Direzione X	+2.32e-01	+7.94e+02	57	3	+eY
Direzione Y	+1.72e-01	+4.49e+02	32	6	-eX
Direzione Z	+8.10e-02	+1.20e+02	8	38	+eX
Rotazione Z	+1.72e-01	+2.97e+08	32	6	-eX

Periodo	T2	Massa	Massa %	Modo	Note
Direzione X	+2.90e-01	+4.29e+02	31	1	-eY
Direzione Y	+2.78e-01	+4.00e+02	29	2	+eY
Direzione Z	+9.19e-02	+6.50e+01	5	27	-eY
Rotazione Z	+1.61e-01	+2.02e+08	22	6	+eX

## PROSPETTO RIASSUNTIVO MASSE ECCITATE PER QUOTA Z MAGGIORE DI :0.00

Analisi	Direz.X	%	Direz.Y	%	Direz. Z	%	Rotaz. Z	%
+eX	+1.29e+03	94	+1.19e+03	87	+2.67e+02	19	+5.48e+08	60
-eX	+1.28e+03	93	+1.21e+03	88	+2.68e+02	19	+5.39e+08	59
+eY	+1.29e+03	94	+1.19e+03	86	+2.68e+02	19	+5.38e+08	59
-eY	+1.28e+03	93	+1.21e+03	88	+2.67e+02	19	+5.42e+08	60

## VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E DETERMINAZIONE DELL'INDICE DI RISCHIO SISMICO

La valutazione della sicurezza è stata condotta con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV) ed è finalizzata alla determinazione dell'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di carico di progetto che la struttura è capace di sostenere con i margini di sicurezza richiesti, e definiti dai coefficienti parziali sulle azioni e sui materiali.

Da un punto di vista operativo si è proceduto come segue:

- Determinazione della “domanda” espressa in termini di periodo di ritorno dell'azione sismica di riferimento;
- Determinazione della “capacità” sismica dell'edificio espressa in termini di periodo di ritorno dell'azione sismica corrispondente al raggiungimento dello stato limite ultimo considerato;
- Definizione dell'“Indice di rischio” come rapporto tra capacità/domanda  $RCD=(Tr,c/Tr,d)\alpha$  (con  $\alpha=0,41$ );
- Definizione del livello di sicurezza  $\zeta_E$  della costruzione pari al rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

## IDONEITA' DELLA MODELLAZIONE STRUTTURALE E GIUSTIFICAZIONE DEL FATTORE DI STRUTTURA

E' stato costruito un modello numerico della struttura, in grado di rappresentare il più fedelmente possibile le distribuzioni di massa e di rigidezza effettive, valutando altresì gli aspetti di regolarità e di comportamento strutturale di ogni elemento costruttivo in grado di condizionare la successiva fase di verifica. Completato il modello strutturale, si sono eseguite le elaborazioni di calcolo, le verifiche di vulnerabilità e le considerazioni critiche necessarie ad esprimere un giudizio in merito agli indicatori di rischio desunti necessari alle successive definizioni e valutazioni degli interventi di miglioramento.

Riepilogando, le attività svolte sono le seguenti:

- Definizione dei dati di base della modellazione strutturale;
- Definizione dei criteri generali e particolari di valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio e verifica dell'idoneità statica;
- Modellazione della struttura e metodi di analisi adottati.

Il fattore di struttura è stato definito sulla base di quanto indicato nei capitoli § 7.3. e § 7.8.1.3. delle NTC 2018

Per quanto riguarda il fattore di struttura o comportamento sono stati adottati i seguenti valori:

- **Costruzioni in calcestruzzo con strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste:**

Fattore di comportamento per sisma SLD  $q = 1,5$  [Tab. 7.3.I NTC 2018]

Fattore di comportamento per sisma SLV  $q_0 = 3,00 \times \alpha_u/\alpha_1 = 3,00 \times 1,0 = 3,00$

- **Costruzioni in muratura:**

Fattore di comportamento per sisma SLD  $q = 1,5$  [Tab. 7.3.I NTC 2018]

Fattore di comportamento per sisma SLV  $q_0 = 1,75 \times \alpha_u/\alpha_1 = 1,75 \times \frac{1,0+1,70}{2} = 2,36$

**REGOLARITÀ IN PIANTA: NON VERIFICATA**

- La distribuzione di massa e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto alle due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranza in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non super il 5% dell'area dell'orizzontamento; NO
- Il rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di ogni orizzontamento è inferiore a 4; SI
- Ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione. SI

**REGOLARITÀ IN ALTEZZA: VERIFICATA**

- Tutti i sistemi resistenti verticali si estendono per tutta l'altezza della costruzione; SI
- Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base; SI
- il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti; SI
- eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento. SI

## CARICHI DI PROGETTO

- Per quanto riguarda i pesi propri degli elementi strutturali sono stati desunti dalle sezioni rilevate in situ, dagli elaborati progettuali e dalle indagini eseguite in situ.
- Per il peso proprio dei solai realizzati in opera in laterocemento è stato utilizzato il valore indicato negli elaborati progettuali e ricavato dalle indagini eseguite in situ.
- Ai fini della modellazione il peso proprio dei solai è stato assunto pari a:

**$G_1 = 3,60 \text{ kN/m}^2$  (solaio in laterocemento primo orizzontamento)**  
 **$G_1 = 3,00 \text{ kN/m}^2$  (solaio in laterocemento secondo orizzontamento)**  
 **$G_1 = 3,00 \text{ kN/m}^2$  (solaio in laterocemento copertura)**  
 **$G_1 = 3,00 \text{ kN/m}^2$  (solaio in predalles)**  
 **$G_1 = 1,30 \text{ kN/m}^2$  (copertura in legno a vista)**

- Per il carico permanente non strutturale (massetti e pavimentazioni) è stato adottato il valore indicato dalle indagini eseguite in situ pari a:

**$G_2 = 1,80 \text{ kN/m}^2$  (peso permanente solaio primo orizzontamento)**  
 **$G_2 = 1,00 \text{ kN/m}^2$  (peso permanente solaio di copertura)**

- I carichi variabili sono stati definiti sulla base della normativa vigente e sono stati desunti dalla tabella 3.1.11 D.M. 17 Gennaio 2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni:

**Categoria C1  $q_k = 3,00 \text{ kN/m}^2$  (Aree con tavoli, quali scuole...)**  
**Categoria H  $q_k = 0,50 \text{ kN/m}^2$  (Coperture accessibili per la sola manutenzione)**  
**Categoria C  $q_k = 4,00 \text{ kN/m}^2$  (Scale comuni, balconi e ballatoi)**

- Il carico della neve è stato definito secondo il §3.4.3.3 delle N.T.C.

**Categoria Neve  $q_k = 1,30 \text{ kN/m}^2$**

## **DESCRIZIONE DEL SOFTWARE**

### **Descrizione del programma MasterSap**

Si tratta di un programma di calcolo strutturale che nella versione più estesa è dedicato al progetto e verifica degli elementi in cemento armato, acciaio, muratura e legno di opere civili. Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Il programma è sostanzialmente diviso in tre moduli: un pre-processor che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al solutore; il solutore agli elementi finiti; un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

### **Specifiche tecniche**

Denominazione del software: MasterSap 2024 64 bit Versione 37.0.1.0

Produttore del software: AMV s.r.l., via San Lorenzo, 106, 34077 Ronchi dei Legionari (GO)

## **CRITERI DI CONCEZIONE E DI SCHEMATIZZAZIONE STRUTTURALE, MODELLAZIONE DEL TERRENO, PROPRIETÀ DEI MATERIALI, EFFICACIA DEL MODELLO.**

La struttura e il suo comportamento sotto le azioni statiche e dinamiche è stata adeguatamente valutato, interpretato e trasferito nel modello che si caratterizza per la sua impostazione completamente tridimensionale. A tal fine ai nodi strutturali possono convergere diverse tipologie di elementi, che corrispondono nel codice numerico di calcolo in altrettante tipologie di elementi finiti. Travi e pilastri, ovvero componenti in cui una dimensione prevale sulle altre due, vengono modellati con elementi "beam", il cui comportamento può essere opportunamente perfezionato attraverso alcune opzioni quali quelle in grado di definire le modalità di connessione all'estremità. Eventuali elementi soggetti a solo sforzo normale possono essere trattati come elementi "truss" oppure con elementi "beam" opportunamente svincolati. Le pareti, le piastre, le platee ovvero in generale i componenti strutturali bidimensionali, con due dimensioni prevalenti sulla terza (lo spessore), sono stati modellati con elementi "shell" a comportamento flessionale e membranale. I vincoli con il mondo esterno vengono rappresentati, nei casi più semplici (apparecchi d'appoggio, cerniere, carrelli), con elementi in grado di definire le modalità di vincolo e le rigidità nello spazio. Questi elementi, coniugati con i precedenti, consentono di modellare i casi più complessi ma più frequenti di interazione con il terreno, realizzabile tipicamente mediante fondazioni, pali, platee nonché attraverso una combinazione di tali situazioni. Il comportamento del terreno è sostanzialmente rappresentato tramite una schematizzazione lineare alla Winkler, principalmente caratterizzabile attraverso una opportuna costante di sottofondo, che può essere anche variata nella superficie di contatto fra struttura e terreno e quindi essere in grado di descrivere anche situazioni più complesse. Nel caso dei pali il comportamento del terreno implica anche l'introduzione di vincoli per la traslazione orizzontale.

I parametri dei materiali utilizzati per la modellazione riguardano il modulo di Young, il coefficiente di Poisson, ma sono disponibili anche opzioni per ridurre la rigidità flessionale e tagliente dei materiali per considerare l'effetto di fenomeni fessurativi nei materiali.

Il calcolo viene condotto mediante analisi lineare, ma vengono considerati gli effetti del secondo ordine e si può simulare il comportamento di elementi resistenti a sola trazione o compressione.

La presenza di diaframmi orizzontali, se rigidi, nel piano viene gestita attraverso l'impostazione di un'apposita relazione fra i nodi strutturali coinvolti, che ne condiziona il movimento relativo. Relazioni analoghe possono essere impostate anche fra elementi contigui.

Si ritiene che il modello utilizzato sia rappresentativo del comportamento reale della struttura.

Si impiega un'analisi dinamica modale in campo lineare con adozione di spettro di risposta conforme al D.M. 17.01.2018. Agli effetti delle verifiche si impiega il metodo degli stati limite.

## **GIUDIZIO MOTIVATO DELL’AFFIDABILITÀ DEI RISULTATI**

Per quanto riguarda l’attendibilità dei risultati, gli stessi sono stati sottoposti a ripetuti controlli, tra i quali il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e modellazione della struttura e delle azioni.

Ulteriori controlli svolti hanno riguardato l’esame delle deformate nelle diverse condizioni di carico, andamento delle sollecitazioni, comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, ecc.

Si è inoltre controllato che le reazioni vincolari diano valori in equilibrio con i carichi applicati, in particolare per i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche si è provveduto a confrontarli con valori ottenuti da modelli SDOF semplificati.

Le sollecitazioni ottenute sulle travi per i carichi verticali direttamente agenti, sono state confrontate con semplici schemi a trave continua.

Per gli elementi inflessi di tipo bidimensionale si è provveduto a confrontare i valori ottenuti dall’analisi FEM, con i valori di momento flettente ottenuti con gli schemi semplificati della tecnica delle costruzioni.

In base a quanto esposto, si può affermare che l’elaborazione è stata svolta in modo corretto ed i risultati del calcolo possono ritenersi validi ed accettabili.

## **PRINCIPALI RISULTATI ANALISI VULNERABILITA’ SISMICA**

Le verifiche sulla sicurezza statica e sulla vulnerabilità sismica, condotte agli Stati Limite Ultimi di Salvaguardia della Vita, hanno mostrato risultati differenti: in particolare dal punto di vista statico si rilevano carenze su alcuni pilastri in muratura al piano terreno soggetti ai carichi verticali

Dal punto di vista sismico si rileva la crisi di quasi tutti i maschi murari che compongono la muratura esterna del fabbricato; la maggior parte dei maschi murari va in crisi per sollecitazione di taglio e solo in pochi casi i maschi murari non risultano verificato alle tensioni verticali o alle sollecitazioni di momento.

Per quanto riguarda le altre strutture in cemento armato o in acciaio risultano tutte verificate sia alle azioni sismiche che alle azioni statiche.

Le verifiche agli Stati limite di Esercizio sia di Danno che di Operatività sono state eseguite in termini di rigidezza controllando gli spostamenti interpiano: le verifiche risultano tutte soddisfatte.

Per quanto riguarda i meccanismi locali sono state eseguite le verifiche di ribaltamento semplice, flessione verticale e flessione orizzontale su maschi murari con aperture e senza aperture rappresentativi dello stato di fatto della struttura in esame: non risultano verificati i meccanismi di ribaltamento semplice.

## STATO DI PROGETTO

### TIPOLOGIE DI INTERVENTO

I maschi murari sono elementi fondamentali delle costruzioni in muratura portante. Essi costituiscono la struttura verticale portante su cui poggiano solai, coperture ed eventuali orizzontamenti. La loro funzionalità statica è quella di sopportare i carichi verticali trasmettendoli alle fondazioni e di resistere alle azioni orizzontali come sisma e vento.

Per questo motivo, il rinforzo strutturale dei maschi murari è un intervento chiave per migliorare la resistenza e la duttilità delle costruzioni esistenti in muratura.

Le caratteristiche e le proprietà dei maschi murari come il tipo di materiale utilizzato, le dimensioni, la geometria, la presenza e la disposizione di aperture e la qualità del lavoro di costruzione, influenzano notevolmente le prestazioni strutturali dell'edificio nel suo complesso. Pertanto, la progettazione e la costruzione ma anche il rinforzo dei maschi murari richiedono una valutazione attenta e una corretta esecuzione per garantire la sicurezza e la durabilità dell'edificio.

Come sopra accennato, le caratteristiche che influenzano il comportamento dei maschi murari includono:

**Tipo di materiale:** Il tipo di materiale murario utilizzato, come mattoni, blocchi di calcestruzzo, pietra naturale, ecc., può influenzare significativamente le proprietà meccaniche e il comportamento strutturale del muro.

**Metodo di costruzione:** Il metodo utilizzato per la costruzione del muro, ad esempio il tipo di legante utilizzato (calcestruzzo, malta, cemento, ecc.) e la tecnica di posa, può influire sulla resistenza e sulla stabilità del muro.

**Dimensioni e geometria:** Le dimensioni del muro, compresa l'altezza, la lunghezza e lo spessore, insieme alla sua geometria complessiva, possono influenzare il modo in cui il muro si comporta sotto carichi esterni come il vento, il terremoto o il carico verticale.

**Qualità del materiale:** La qualità del materiale utilizzato nella costruzione del muro, compresa la resistenza del materiale stesso e la sua omogeneità, può influenzare la resistenza e la durabilità complessiva del muro.

**Condizioni ambientali:** Le condizioni ambientali esterne, come l'umidità, la temperatura, l'esposizione agli agenti atmosferici e l'azione del tempo, possono influenzare il deterioramento del materiale murario nel tempo.

Tutti questi fattori interagiscono in modo complesso per determinare il comportamento strutturale e la capacità portante dei maschi murari in diverse condizioni e sotto varie sollecitazioni.

Gli interventi di rinforzo strutturale devono sempre derivare da una diagnosi accurata della costruzione esistente.

È necessario valutare attentamente:

- I dissesti in atto e/o quelli ormai stabilizzati.
- Le caratteristiche e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi.
- Modificazioni intervenute nel tempo rispetto alla costruzione originaria.
- Eventuali carenze progettuali o difetti esecutivi.
- Cambi di destinazione d'uso degli ambienti.
- Il comportamento strutturale, il suo stato di sollecitazione.
- Le reali esigenze di consolidamento.

Sulla base di queste analisi si potrà stabilire quale sia l'intervento più idoneo in termini di:

- Tipologia di rinforzo strutturale: confinamento, rinforzo a flessione, rinforzo a taglio, etc.
- Posizionamento del rinforzo strutturale: su uno o più lati, sul paramento interno ed esterno, concentrati o diffusi sulla superficie etc.
- Tecnica di intervento strutturale: iniezioni, intonaco armato, stilatura dei giunti, scuci-cuci etc.
- Materiali e sistemi strutturali (in relazione alla tecnica scelta): malta a base calce, FRCC, CRM, acciaio etc

Oltre agli aspetti strutturali vanno considerati anche:

- **Compatibilità:** i materiali devono essere chimicamente e fisicamente compatibili con la muratura per evitare degradi.
- **Reversibilità:** possibilità di rimuovere in futuro l'intervento senza danneggiare la costruzione.
- **Minimo impatto estetico:** soprattutto negli edifici storici, non dovrebbero essere alterate le caratteristiche architettoniche.
- **Economicità:** contenimento dei costi senza compromettere l'efficacia dell'intervento.
- **Normative:** conformità alle NTC 2018 e documenti CNR sulle costruzioni esistenti.

La scelta dipenderà quindi dalle specificità del manufatto e del progetto. Vediamo ora più nel dettaglio le tecniche disponibili.

### **Intonaci armati tradizionali**

Consistono in uno strato di betoncino cementizio armato con una rete in acciaio elettrosaldato applicato sul paramento murario. L'intervento deve essere realizzato su entrambi i lati (interno ed esterno) della muratura e devono essere impiegati opportuni elementi di connessione trasversale. Gli spessori di applicazione sono generalmente tra i 5 e i 7 cm.

Vantaggi dell'intonaco armato tradizionale: tecnica semplice ed economica, migliorano le caratteristiche meccaniche della struttura in muratura.

Svantaggi dell'intonaco armato tradizionale:

- le armature svolgono un ruolo passivo, e diventano efficaci solo quando la muratura subisce significative lesioni (nel piano della parete) e sconnessioni (tra i paramenti o negli incroci);
- la resistenza delle armature viene sfruttata solo in parte, trovando il loro coinvolgimento un limite superiore nell'aderenza tra la muratura e l'intonaco cementizio;
- la tecnologia è estremamente invasiva, per la necessità di asportare completamente l'intonaco e sostituirlo con un intonaco del tutto estraneo alla tradizione costruttiva, e di effettuare cuciture agli incroci mediante barre in fori iniettati con malta cementizia, e la muratura perde totalmente le caratteristiche originarie;
- l'uso abituale di armature in acciaio ordinario determina una forte deperibilità dell'intervento a causa della corrosione delle armature, spesso in aderenza alla muratura, e dunque mai perfettamente avvolte da malta cementizia (particolarmente le legature trasversali);
- i collegamenti tra pannelli di rete adiacenti vengono realizzati per sovrapposizione, sovrapposizione che spesso risulta insufficiente (spesso purtroppo inesistente alla prova dei fatti), così che si creano piani di scorrimento preferenziali praticamente privi di rinforzo;
- i collegamenti tra le reti di piani successivi sono difficili da realizzare e generalmente non vengono eseguiti, per questo motivo l'intervento con intonaco cementizio produce un generico miglioramento della resistenza a taglio ma nessun miglioramento della resistenza a flessione del maschio murario;
- l'applicazione dell'intonaco cementizio armato altera in maniera non trascurabile i pesi strutturali (4 cm di intonaco armato sulle due facce della parete pesano circa 200 Kg/mq di parete, a fronte di un peso della muratura di 600-1200 Kg/mq, a seconda dello spessore);
- l'applicazione dell'intonaco cementizio armato altera in maniera non trascurabile le rigidità modificando il comportamento della struttura in presenza dell'azione sismica;
- l'efficacia dell'intervento in corrispondenza delle intersezioni delle pareti murarie, degli innesti a T e degli angoli è praticamente nulla se non si eseguono cuciture con barre di acciaio in fori iniettati;
- l'intonaco cementizio crea problemi e difficoltà per l'esecuzione degli impianti o per la loro manutenzione, e può altresì determinare problemi di condensa sulle pareti;
- non si conseguono significativi incrementi di duttilità della muratura, a causa dei meccanismi fragili di trasmissione degli sforzi tra muratura e armatura, e anche della scarsa duttilità della rete elettrosaldata;
- una volta applicato l'intonaco armato, l'intervento diventa irreversibile, rendendo difficile o impossibile tornare allo stato originale della parete senza danneggiare la struttura.

### **Rinforzo con sistemi FRP e FRCM**

I sistemi FRP (Fiber Reinforced Polymers) e i sistemi FRCM (Fiber Reinforced Cementitious Matrix) sono entrambi utilizzati nel campo del rinforzo strutturale per migliorare le prestazioni di elementi strutturali esistenti. Sono materiali compositi cioè materiali eterogenei costituiti da due fasi, una matrice e la fibra, le cui proprietà finali sono diverse rispetto a quelle dei materiali di partenza.

Nei sistemi FRP si utilizza come matrice la resina e come parte resistente tessuti in acciaio ad alta resistenza, in fibra di basalto, carbonio, vetro o arammide. La matrice dei sistemi FRCM è inorganica, cioè si utilizzano malte a base calce o cemento in cui inglobare reti o nastri in fibra di carbonio, vetro AR (alcali-resistente), arammide, basalto, PBO (poliparafenilenbenzobisoxazolo) o acciaio ad alta resistenza.

I rinforzi FRP e i rinforzi FRCM possono essere disposti a formare una maglia, con le fasce del composito applicate sulla superficie da rinforzare in disposizione sia verticale che orizzontale. È essenziale progettare e verificare

adeguatamente il passo e la larghezza delle fasce. In particolare l'incremento di resistenza sarà proporzionale alla larghezza della fascia e inversamente proporzionale alla distanza tra di esse. In alternativa, i sistemi FRCM possono essere applicati uniformemente sull'intera superficie muraria.

Le sollecitazioni che agiscono su una parete muraria nel proprio piano sono principalmente taglio e pressoflessione. Per quanto riguarda il rinforzo per il taglio nel proprio piano, si tiene conto dell'area delle fibre disposte parallelamente alla forza di taglio, ossia quelle orientate orizzontalmente. Questa area rappresenta la sezione equivalente del rinforzo in grado di resistere allo sforzo tagliante.

Un'altra strategia di rinforzo per i pannelli in muratura nel piano è finalizzata ad aumentare la capacità a pressoflessione dell'elemento strutturale. In tal caso, è fondamentale posizionare il rinforzo FRCM con le fibre allineate lungo la direzione dell'asse principale dell'elemento strutturale.

I vantaggi dei rinforzi FRP o FRCM sui maschi murari sono:

- aumento della resistenza a pressoflessione, taglio e crisi di schiacciamento.
- maggiore capacità dissipativa dell'energia sismica grazie all'effetto di confinamento.
- incremento dei parametri di resistenza senza eccessivi irrigidimenti.
- ridotte alterazioni di massa e rigidità rispetto ad altre tecniche.
- intervento leggero, compatibile e perfettamente aderente al supporto.
- ottima protezione della muratura dagli agenti atmosferici.
- rapida messa in opera e bassi costi rispetto ad altri materiali compositi.

Svantaggi:

- è opportuno però effettuare un adeguato dimensionamento degli spessori e della tipologia di rete in quanto l'intervento potrebbe non essere efficace;
- se il meccanismo di collasso del pannello non è quello tagliante per fessurazione diagonale è necessario utilizzare ulteriori tecniche o accorgimenti volti ad incrementare le resistenze relative a suddetti meccanismi.

### **Cuciture attive in acciaio**

Il sistema CAM rientra nella categoria delle "tirantature orizzontali e verticali". Esso viene realizzato interamente mediante acciaio inossidabile, così da eliminare qualsiasi problema di durabilità. I tiranti, realizzati con nastri di acciaio, sono pretesati, così da applicare uno stato di precompressione trasversale, particolarmente importante in direzione trasversale. Grazie agli speciali elementi di connessione, i nastri d'acciaio realizzano un sistema continuo di tirantatura, in grado di ripercorrere tutte le irregolarità della muratura, sia in orizzontale, lungo tutta la parete rinforzata, che verticale, per tutta l'altezza, così da migliorare non solo la resistenza a taglio, ma anche la resistenza flessionale dei singoli maschi murari e delle pareti nel loro insieme.

Il sistema CAM è realizzato con nastri in acciaio inox, di spessore 0.75-0.8 mm e larghezza di 18-20 mm, le cui caratteristiche di resistenza a snervamento e a rottura sono pari a 250-300 e 600-700 Mpa rispettivamente, con allungamento a rottura pari a più del 40%. I nastri vengono utilizzati per cucire la muratura attraverso due fori a distanza normalmente compresa tra i 100 e i 200 cm, richiudendo la singola fascetta ad anello mediante una macchina capace di imprimere una pretensione regolabile al nastro, e dunque una precompressione nella muratura, sia trasversale che complanare alla parete trattata. Il sistema comprende anche piastre di dimensioni circa 125x125 mm anch'esse in acciaio inox, dotate di fori conformati ad imbuto, disposte all'imboccatura del foro. Tali piastre svolgono una funzione di distribuzione delle forze di contatto del nastro, altrimenti concentrate nella muratura intorno al foro stesso, e di assorbimento delle tensioni di trazione prodotte nella muratura intorno al foro da due avvolgimenti contigui. Il sistema è infine completato da angolari, ancora in acciaio inox, per gli avvolgimenti dei nastri in corrispondenza delle aperture o delle zone terminali delle pareti (angoli, incroci a L e a T).

Il sistema di nastri di acciaio inox può essere posto in opera secondo maglie quadrate, rettangolari o triangolari, anche irregolari, con la massima flessibilità, così da realizzare un'imbracatura continua di tutta la parete, sia in orizzontale che in verticale. La messa in opera dei nastri di acciaio può essere, eventualmente, completata con l'iniezione della muratura attraverso i fori praticati per il passaggio dei nastri stessi, iniezione che, grazie all'inossidabilità dell'acciaio, può essere effettuata anche con miscele leganti non cementizie. Si ottiene in tal modo un rafforzamento della muratura nella zona circostante il foro, che migliora la funzione di presidio rispetto allo sfaldamento dei paramenti nelle zone limitrofe più lontane dalla zona di applicazione della precompressione.

I vantaggi conseguibili con il sistema CAM sono i seguenti:

- i nastri di acciaio inox svolgono un ruolo attivo, imprimendo alla muratura un benefico stato di

precompressione, sia nel piano della parete, orizzontalmente e verticalmente, sia in direzione trasversale, collegando efficacemente i paramenti dell'apparecchio murario; questo stato di precompressione ritarda la formazione di lesioni e fessure e rende le armature immediatamente attive e capaci di impedire o limitare significativamente la formazione di grandi lesioni e di sconnessioni,

- la resistenza delle armature viene sfruttata integralmente, non essendo il loro coinvolgimento legato all'aderenza tra la muratura e l'intonaco cementizio, ma, al contrario, ad un collegamento meccanico totalmente controllabile,
- la tecnologia è poco invasiva (la rimozione dei nastri richiede solo l'asportazione dell'intonaco (non più cementizio),
- l'acciaio inox garantisce la totale affidabilità nel tempo del sistema,
- l'efficacia delle legature trasversali, garantita dai collegamenti meccanici e dalla pretensione dei nastri di acciaio, permette di ridurre il loro numero, e conseguentemente il numero di perforazioni da effettuare sulla muratura, riducendo l'invasività dell'intervento,
- il collegamento tra avvolgimenti adiacenti è assicurato meccanicamente in maniera totalmente controllabile ed affidabile,
- i collegamenti in verticale tra le pareti di piani successivi sono facili da realizzare (anche senza la demolizione del solaio, è sufficiente praticare fori di diametro di circa 30mm in adiacenza alla parete) e sicuri nel risultato; si realizza così un sensibile miglioramento delle caratteristiche di resistenza a flessione sia nel piano dei maschi murari che nel piano ortogonale,
- il piccolo spessore dei nastri inox permette l'adozione di intonaci tradizionali, negli spessori usuali, così da non alterare i pesi strutturali,
- il sistema di cucitura risolve automaticamente anche il problema delle connessioni, spesso carenti, tra pareti ortogonali,
- la conservazione degli intonaci tradizionali elimina le problematiche create dall'uso degli intonaci cementizi, indispensabili nelle applicazioni delle reti elettrosaldate,
- l'utilizzazione dell'acciaio inox garantisce una buona duttilità d'insieme, chiamando in causa le riserve di sicurezza nelle condizioni limite di lavoro della struttura.
- l'intervento risulta reversibile.

Come già detto il Sistema a marchio CAM® non altera la distribuzione di massa e rigidezza, ma garantisce un incremento in termini resistenti (i ricorsi di nastro sono a tutti gli effetti armatura aggiuntiva) e confinando porzioni limitate di muratura consente notevoli incrementi in duttilità. Il grande vantaggio tuttavia a cui la sua applicazione è legata è sicuramente nei confronti dei cinatismi locali di collasso, in quanto la maglia diffusa CAM® permette di cucire insieme non solo eventuali paramenti di una muratura a sacco, ma anche pareti tra loro ortogonali.

In effetti il massimo contributo che il Sistema offre, spesso implicitamente attraverso l'applicazione di una maglia diffusa, è nell'ambito della limitazione dei meccanismi di collasso locali. Tale aspetto, anche se non sempre valutabile a livello numerico, è tuttavia assolutamente propedeutico al buon comportamento globale del fabbricato.

Solo realizzando l'effetto scatolare, l'edificio in muratura si comporta come una struttura tridimensionale e quindi solo allora hanno significato i risultati ottenibili dall'analisi globale attraverso un modello di calcolo tridimensionale.

L'analisi lineare porterà all'individuazione della crisi come superamento della resistenza massima.

In riferimento a quanto detto, si individueranno le seguenti situazioni critiche sul singolo elemento:

- CRISI per COMPRESSIONE: superamento del valore limite del carico assiale  $N_{rd}$ .
- CRISI per PRESSOFLESSIONE nel piano e fuori piano: superamento del valore limite del momento resistente  $M_{rd,x}$  e  $M_{rd,y}$ , indicando con i pedici  $x$  e  $y$  le due direzioni dell'elemento nel piano.
- CRISI per TAGLIO (scorrimento o fessurazione diagonale): superamento del valore limite del carico resistente a taglio  $V_{d,sc}$  e  $V_{d,fess}$  il cui pedice fa riferimento alla tipologia di rottura individuata dalla giacitura di lesione.

## CONCLUSIONI

Gli interventi sopra descritti hanno lo scopo di migliorare il comportamento strutturale dell'Asilo Nido sito in frazione San Paolo nel comune di Morsano al Tagliamento

La struttura è stata sottoposta all'accelerazione massima prevista nel sito pari a  $a_g/g_{SLV} = 0,1376$  e con tali parametri d'ingresso sono stati progettati i rinforzi.

Tutti gli interventi previsti in progetto riguardano l'applicazione di nastri in acciaio inox su quasi la totalità della muratura perimetrale.

Tale intervento permette di migliorare il collegamento tra i vari maschi murari e tra maschi murari e fondazioni e solai in maniera tale da evitare meccanismi locali di collasso e permettere alla struttura di assorbire le azioni sismiche con un comportamento scatolare che permetta una migliore redistribuzione delle forze su tutti gli elementi portanti.

In particolare oltre a fasciare i maschi murari su entrambe le facce vengono applicati i nastri in acciaio anche sulle fasce di piano e sulle murature non consolidate viene comunque realizzata una catena di collegamento con i nastri in acciaio inox.

I pilastri oggetto di intervento al piano terreno vengono confinati su tutta la lunghezza con angolari e calastrelli in acciaio.

In conclusione il progetto esecutivo comporta un adeguamento sismico per il fabbricato sede dell'Asilo Nido con un indice  $\alpha_{uv,PGA} = 1$

i tecnici incaricati

Ing. Alberto Ferrarotti

Ing. Matteo Rigolone

**ALLEGATI**

**TECNOINDAGINI S.r.l. – 2018**



**POLITECNICO**  
**MILANO 1863**

LABORATORIO PROVE MATERIALI

Spett. le

TECNOINDAGINI S.R.L.  
VIA MONTE SABOTINO 14  
20095 CUSANO MILANINO (MI) - ITA

**Certificato di Prova N. 2018/0956 emesso in Milano il 07/05/18**

Richiedente: TECNOINDAGINI S.R.L. – CUSANO MILANINO (MI)

Ingresso materiale: 07/05/2018

**CERTIFICATO DI PROVA**

Prove di compressione su provini di conglomerato cementizio secondo le indicazioni del vigente Decreto Ministeriale di cui alla Legge 5/11/1971 n. 1086.

I provini sono stati sottoposti a prova tal quali come consegnati.

Le misure effettuate sono relative alle determinazioni della massa, dimensioni geometriche, carico massimo di ogni provino.

Sulle pagine seguenti sono riportate:

- le date di esecuzione delle prove;
- i contrassegni dei provini;
- i risultati delle misure;
- la sezione e la resistenza a compressione del provino.

**I risultati contenuti si riferiscono esclusivamente agli oggetti provati.**

**Questo rapporto di prova consta di pagine 2 e dell' Allegato di pag. 1 che ne costituisce parte integrante.**

**Il presente rapporto di prova può essere riprodotto solo integralmente e deve essere assoggettato a bollo in caso d'uso ai sensi del D.P.R. 642/72.**

IL CAPO SERVIZIO

Roberto Mingola

**Sede di Milano - Ufficio Accettazione materiale e Certificazione**  
via Celoria, 3 – 20133 Milano – Tel. 02 2399 4210 Fax 02 2399 4211

**Sede di Lecco**  
via Gaetano Previati 1/C – 23900 Lecco – Tel. 0341/48 8793 Fax 0341/48 8771

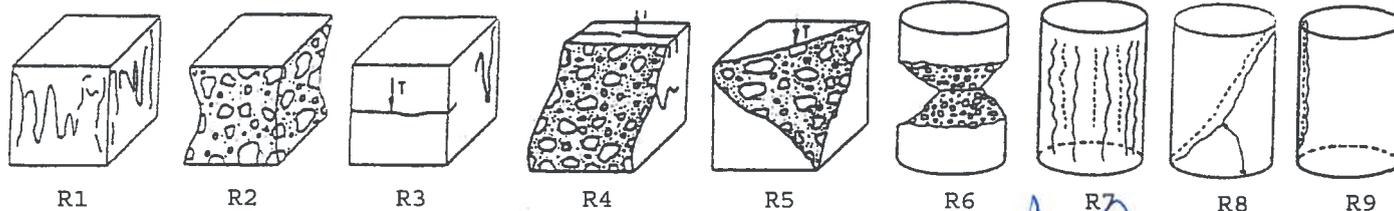
Data esecuzione prove: lunedì 7 maggio 2018

## PROVE DI COMPRESSIONE SU PROVINI IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO

Contrassegno (*)	Massa	Diam.	Alt.	Carico massimo	Sezione	Massa volumica	Resistenza a compressione	Note
N°	kg	mm	mm	kN	mm <sup>2</sup>	Kg/dm <sup>3</sup>	N/mm <sup>2</sup>	
1 LO-S1	1.536	95	91	190.0	7088	2.381	26.81	R7

(\*) Si riportano gli estremi essenziali per riferire il campione a quanto dichiarato nell'Allegato A al presente rapporto

LEGENDA NOTE: A = Le facce del provino presentavano un visibile difetto di planarità  
 B = Il campione presentava solo due facce opposte completamente lisce tra le 5 a contatto con la cassaforma  
 C = Il provino conteneva spezzoni di acciaio  
 D = Il provino presentava già una vistosa fessura  
 E = Le dimensioni del provino non sono conformi alle dimensioni richieste dalla normativa UNI EN 12390-1  
 F = Il contrassegno riportato sul campione non corrisponde a quanto dichiarato nell'allegato A



Il Responsabile Tecnico  
 Antonio Cosca



**ALLEGATO**

**PROSPEZIONE SISMICA M.A.S.W.**  
**(Multichannel Analysis Surface Waves)**

## Sommario

<b>PREMESSA .....</b>	<b>3</b>
<b>1 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO (NTC 2008) .....</b>	<b>4</b>
<b>2 INQUADRAMENTO TERRITORIALE .....</b>	<b>6</b>
<b>3 INDAGINI GEOLOGICO-TECNICHE IN SITO .....</b>	<b>9</b>
<b>PROSPEZIONE SISMICA MASW .....</b>	<b>9</b>
<b>4 ELABORAZIONE DATI.....</b>	<b>11</b>
<b>5 ANALISI E COMMENTO DEI RISULTATI.....</b>	<b>13</b>
<b>6 CONCLUSIONI.....</b>	<b>15</b>

## PREMESSA

A seguito dell’incarico conferito dal comune di Morsano al Tagliamento (PN), in data 19 Aprile 2018, è stata eseguita una campagna di prospezioni sismiche finalizzate alla definizione del parametro Vs30 e la conseguente delineaione della classe categoriale (preliminare) dei terreni su cui sorge l’ Asilo Nido comunale ubicato nel territorio comunale di Morsano al Tagliamento (PN) - Località Frazione San Paolo - Via Interna, civico n° 14.

In particolare sono state realizzate prospezioni sismiche M.A.S.W. (Multichannel Analysis Surface Waves - Vs30) secondo quanto previsto dalla Circolare del Ministero Infrastrutture e Trasporti n.617 del 02/02/2009 circa l’applicazione delle N.T.C. di cui al D.M. 14/01/2008 (Circolare pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale n° 47 del 26/02/2009 - paragrafo C 6.2.2 – tabella C 6.2.1 in cui si prevede espressamente l’impiego di indagini di tipo geofisico mediante l’utilizzo di strumentazione in superficie).

Per quanto concerne le indagini M.A.S.W., è esperienza comune che, in presenza di **terreni dotati di buona velocità sismica** (come quelli qui rilevati) la massima profondità esplorata sia molto elevata in confronto alla lunghezza dello stendimento, fino a 3 volte maggiore. Viceversa, in presenza di terreni lenti, le profondità d’investigazione diminuiscono sensibilmente sino ad un terzo e più della lunghezza dello stendimento medesimo. Tutte le frequenze risultano più penetranti in presenza di terreni veloci, in quanto la lunghezza d’onda è molto maggiore quando viene condotta la corrispondenza fra tempi e lunghezze (o profondità). Pertanto la corrispondenza dipende strettamente dalla velocità. L’associazione fra profondità massima e frequenza minima, definita in forma semiautomatica dal programma di elaborazione utilizzato ha confermato la piena validità ai fini progettuali dei risultati ottenuti.

## 1 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO (NTC 2008)

La normativa “Norme tecniche per le costruzioni” afferma che ai fini della definizione della azione sismica di progetto (punto 3.2.2), deve essere valutata l’influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, mediante studi specifici di risposta sismica locale. In mancanza di tali studi si può utilizzare la classificazione dei terreni descritta di seguito. La classificazione deve riguardare i terreni compresi tra il piano di imposta delle fondazioni degli edifici ed un substrato rigido di riferimento, (bedrock) ovvero quelli presenti ad una profondità commisurata all’estensione ed all’importanza dell’opera.

La classificazione può essere basata sulla stima dei valori della velocità media delle onde sismiche di taglio  $V_s$  ovvero sul numero medio di colpi NSPT ottenuti in una prova penetrometrica dinamica ovvero sulla coesione non drenata media  $c_u$ . In base alle grandezze sopra definite si identificano le seguenti le **categorie del suolo di fondazione**:

- A** Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di  $V_{s30} > 800$  m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 metri.
- B** Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s30}$  compresi tra  $360 \div 800$  m/s (ovvero  $N_{stp,30} > 50$  nei terreni a grana grossa e  $Cu_{30} > 250$  KPa nei terreni a grana fine).
- C** Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s30}$  compresi tra  $180 \div 360$  m/s (ovvero  $15 < N_{stp,30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < Cu_{30} < 250$  KPa nei terreni a grana fine).
- D** Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s30} < 180$  m/s (ovvero  $N_{stp,30} < 15$  nei terreni a grana grossa e  $Cu_{30} < 70$  KPa nei terreni a grana fine).
- E** Terreni dei sottosuoli di tipo **C** o **D** con spessore non superiore a 20 metri posti sul substrato di riferimento (con  $V_s > 800$  m/s)

A queste cinque categorie principali si aggiungono altre due categorie per le quali sono richiesti studi speciali per la definizione dell'azione sismica da considerare:

- S1** Depositi di terreni caratterizzati da valori di  $V_{s30} < 100$  m/s (ovvero  $10 \text{ KPa} < CU$ ,  $30 < 20 \text{ KPa}$ , che includono uno strato di almeno 8 metri di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 metri 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.

La classificazione è effettuata sulla base del parametro  $V_{s30}$  che rappresenta la velocità delle onde di taglio S riferita a 30 m di profondità e calcolata con l'espressione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1, n} \frac{h_i}{V_i}}$$

dove  $h_i$  e  $V_i$  indicano lo spessore (in metri) e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio  $g < 10^{-6}$ ) dello strato i-esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori.

Il sito è classificato sulla base del valore di  $V_{s30}$ , se disponibile, altrimenti sulla base del valore di NSPT.

## 2 INQUADRAMENTO TERRITORIALE

A seguire viene riportato l'inquadramento corografico dell'area di specifico interesse - “Asilo Nido Comunale”, unitamente all'ubicazione planimetrica delle indagini eseguite.

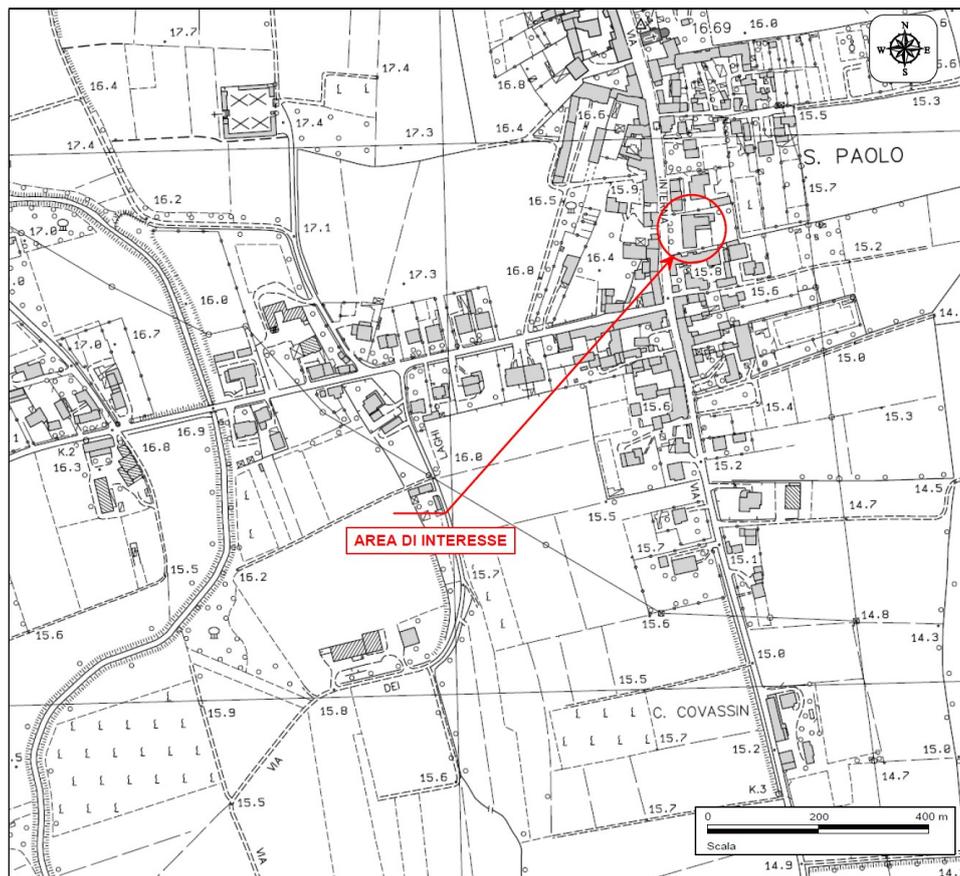


Figura n°1 – Inquadramento corografico dell'area di interesse



Figura n°2 : Immagine dell'area di interesse da una altitudine pari a 569 m



Figura n°3 : Dettaglio dell'area di interesse da una altitudine pari a 257 mt

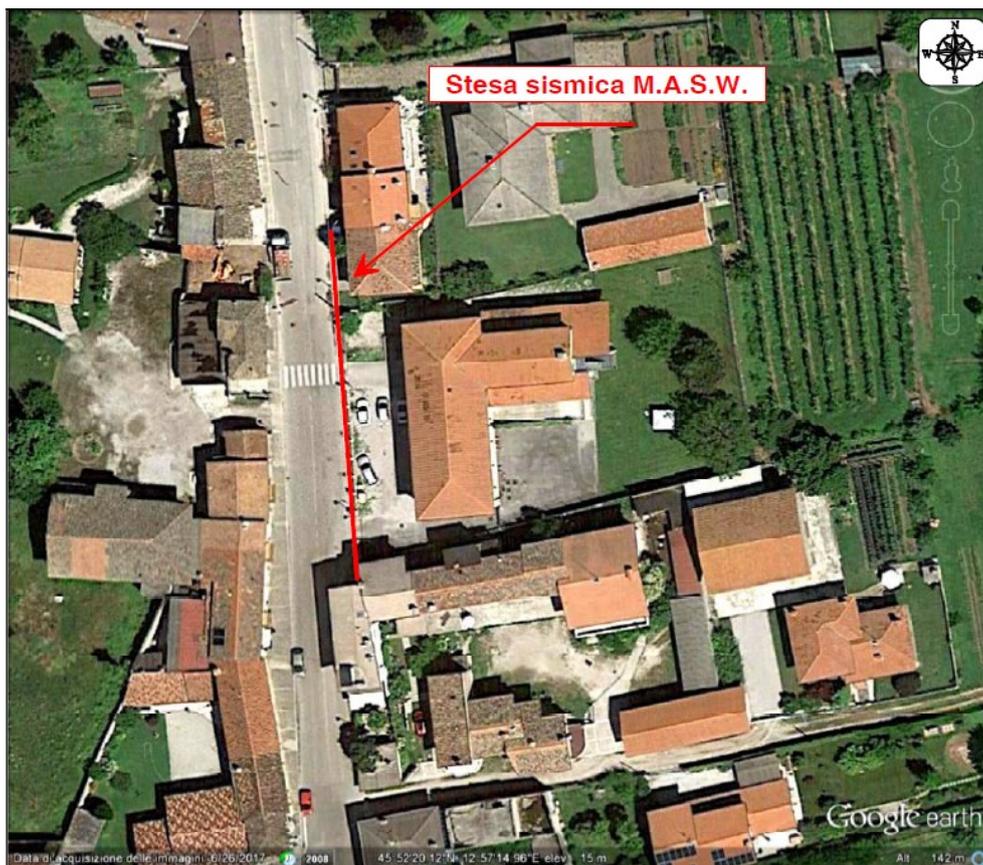


Figura n°4 – Ubicazione planimetrica indagini eseguite.



Foto n°1 – Stesa sismica M.A.S.W.



Foto n°2 –Strumentazione sismografica di acquisizione

### **3 INDAGINI GEOLOGICO-TECNICHE IN SITO**

#### ***PROSPEZIONE SISMICA MASW***

Il metodo MASW è una tecnica di indagine non invasiva che si basa sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (accelerometri o geofoni) posti sulla superficie del suolo.

Nella maggior parte delle indagini sismiche per le quali si utilizzano le onde compressive, più di due terzi dell'energia sismica totale generata viene trasmessa nella forma di onde di Rayleigh, la componente principale delle onde superficiali. Ipotizzando una variazione di velocità dei terreni in senso verticale, ciascuna componente di frequenza dell'onda superficiale ha una diversa velocità di propagazione (chiamata velocità di fase) che, a sua volta, corrisponde ad una diversa lunghezza d'onda per ciascuna frequenza che si propaga. Questa proprietà si chiama dispersione. Sebbene le onde superficiali siano considerate rumore per le indagini sismiche che utilizzano le onde di corpo (riflessione e rifrazione), la loro proprietà dispersiva può essere utilizzata per studiare le proprietà elastiche dei terreni superficiali. La costruzione di un profilo verticale di velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ), ottenuto dall'analisi delle onde piane della modalità fondamentale delle onde di Rayleigh è una delle pratiche più comuni per utilizzare le proprietà dispersive delle onde superficiali. Questo tipo di analisi fornisce i parametri fondamentali comunemente utilizzati per valutare la rigidità superficiale, una proprietà critica per molti studi geotecnici. L'intero processo comprende tre passi successivi: L'acquisizione delle onde superficiali (Ground Roll), la costruzione di una curva di dispersione (il grafico della velocità di fase rispetto alla frequenza) e l'inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle  $V_s$ . Per ottenere un profilo  $V_s$  è necessario produrre un treno d'onde superficiali a banda larga e registrarlo minimizzando il rumore. Una molteplicità di tecniche diverse sono state utilizzate nel tempo per ricavare la curva di dispersione, ciascuna con i suoi vantaggi e svantaggi. L'inversione della curva di dispersione viene realizzata iterativamente, utilizzando la curva di dispersione misurata come riferimento sia per la modellizzazione diretta che per la procedura ai minimi quadrati. Dei valori approssimati per il rapporto di Poisson e per la densità sono necessari per ottenere il profilo verticale  $V_s$  dalla curva di dispersione e vengono solitamente stimati utilizzando misure prese in loco o valutando le tipologie dei materiali. Quando si generano le onde piane della modalità fondamentale delle onde di Reyleigh, vengono generate anche una molteplicità di tipi diversi di onde. Fra queste le onde di corpo, le onde superficiali non piane, le onde riverberate (Back Scattered) dalle disomogeneità superficiali, il rumore ambientale e quello imputabile alle attività umane. Le onde di corpo sono in vario modo riconoscibili in un sismogramma multicanale. Quelle rifratte e riflesse sono il risultato dell'interazione fra le onde e l'impedenza acustica (il contrasto di velocità) fra le superfici di discontinuità, mentre le onde di corpo dirette viaggiano, come è implicito nel nome, direttamente dalla sorgente ai ricevitori (geofoni).

Le onde che si propagano a breve distanza dalla sorgente sono sempre onde superficiali. Queste onde, in prossimità della sorgente, seguono un complicato comportamento non lineare e non possono essere trattate come onde piane. Le onde superficiali riverberate (Back Scattered) possono essere prevalenti in un sismogramma multicanale se in prossimità delle misure sono presenti discontinuità orizzontali quali fondazioni e muri di contenimento. Le ampiezze relative di ciascuna tipologia di rumore generalmente cambiano con la frequenza e la distanza dalla sorgente. Ciascun rumore, inoltre, ha diverse velocità e proprietà di attenuazione che possono essere identificate sulla registrazione multicanale grazie all'utilizzo di modelli di coerenza e in base ai tempi di arrivo e all'ampiezza di ciascuno. La scomposizione di un campo di onde registrate in un formato a frequenza variabile consente l'identificazione della maggior parte del rumore, analizzando la fase e la frequenza indipendentemente dalla distanza dalla sorgente. La scomposizione può essere quindi utilizzata in associazione con la registrazione multicanale per minimizzare il rumore durante l'acquisizione. La scelta dei parametri di elaborazione così come del miglior intervallo di frequenza per il calcolo della velocità di fase, può essere fatto con maggior accuratezza utilizzando dei sismogrammi multicanale.

Una volta scomposto il sismogramma, una opportuna misura di coerenza applicata nel tempo e nel dominio della frequenza può essere utilizzata per calcolare la velocità di fase rispetto alla frequenza. La velocità di fase e la frequenza sono le due variabili ( $x$ ;  $y$ ), il cui legame costituisce la curva di dispersione. E' anche possibile determinare l'accuratezza del calcolo della curva di dispersione analizzando la pendenza lineare di ciascuna componente di frequenza delle onde superficiali in un singolo sismogramma.

In questo caso MASW permette la miglior registrazione e separazione ad ampia banda ed elevati rapporti S/N (Signal/Noise). Un buon rapporto S/N assicura accuratezza nel calcolo della curva di dispersione, mentre l'ampiezza di banda migliora la risoluzione e la possibile profondità di indagine del profilo  $V_s$  di inversione. Le onde di superficie sono facilmente generate da una sorgente sismica quale, ad esempio, una mazza battente o un cannone sismico. La strumentazione utilizzata per l'esecuzione delle indagini si compone di un sismografo a 24 canali ad elevata sensibilità, 24 geofoni a 4,5 Hz e fucile sismico Minibang/mazza battente.

Il principale vantaggio di un metodo di registrazione multicanale è la capacità di riconoscimento dei diversi comportamenti, che consente di identificare ed estrarre il segnale utile dall'insieme di varie e differenti tipi di onde sismiche. Quando un impatto è applicato sulla superficie del terreno, tutte queste onde vengono simultaneamente generate con differenti proprietà di attenuazione, velocità e contenuti spettrali.

Queste proprietà sono individualmente identificabili in una registrazione multicanale e lo stadio successivo del processo fornisce grande versatilità nell'estrazione delle informazioni utili. I risultati ottenuti, vengono discussi nei paragrafi successivi e riportati di seguito.

#### 4 ELABORAZIONE DATI

Per l'analisi dei segnali sismici registrati si sono utilizzati i pacchetti software della centralina sismografica PASI GEA24 e Eliosoft, ottenendo le seguenti restituzioni grafiche:

- Sismogramma delle velocità;
- Spettro di velocità e curva di dispersione;
- Dispersione misurata e calcolata
- Modello sismico del terreno (Velocità sismica delle onde S e modulo di taglio)

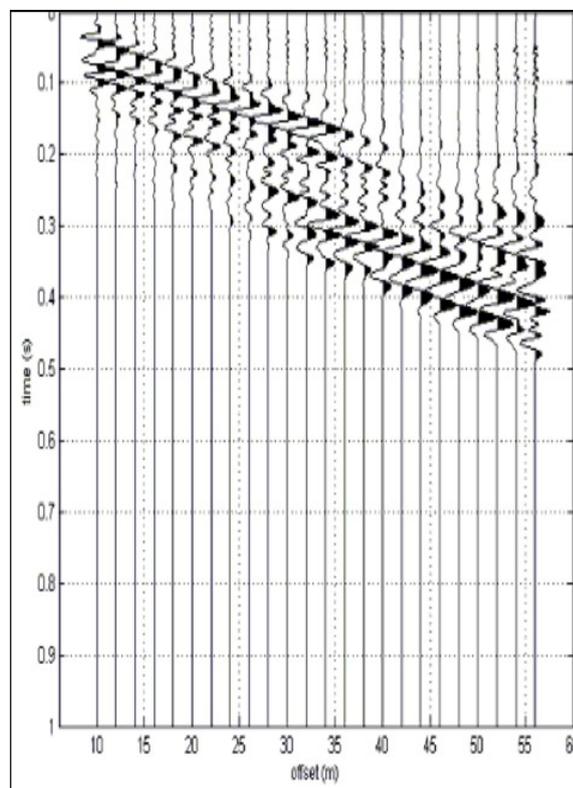


Figura n°5 – Sismogramma delle velocità

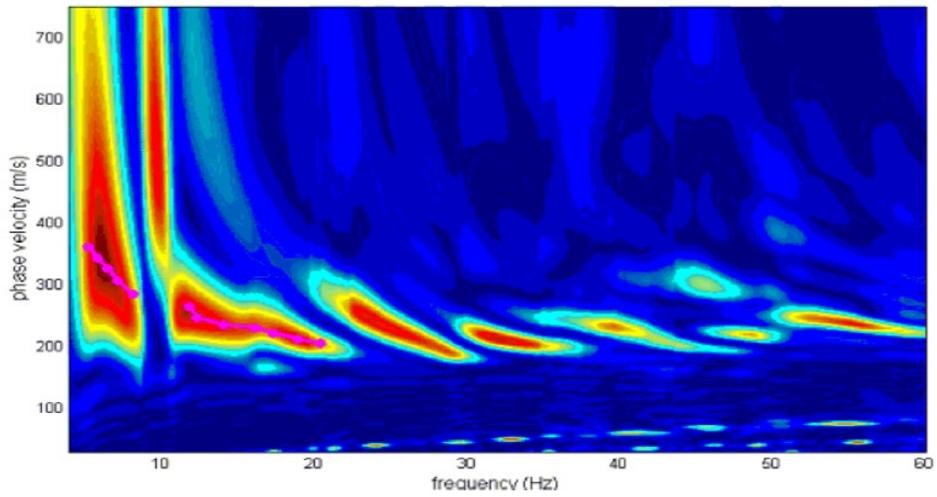


Figura n°6 – Spettro di velocità e curva di dispersione

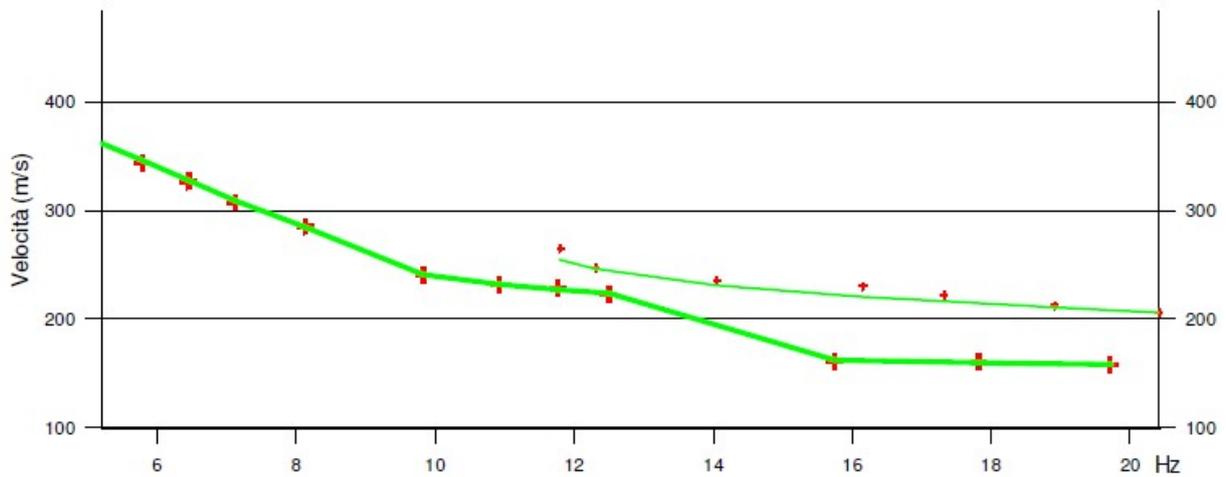


Figura n°7 – Dispersione misurata e calcolata

## 5 ANALISI E COMMENTO DEI RISULTATI

Come prevista dalla normativa sismica vigente (Testo Unico – D.M. 14/01/2008) è stata attuata la classificazione del tipo di suolo di fondazione dell’area di specifico interesse. La classificazione sismica del primo sottosuolo è stata attuata mediante un approccio di tipo complesso con la specifica finalità di attuare la verifica incrociata tra i risultati ottenuti da differenti metodologie d’indagine.

Il risultato finale dell’elaborazione consiste quindi nella rappresentazione grafica del profilo di velocità e nel calcolo della relativa Vs30 così come definito di seguito.

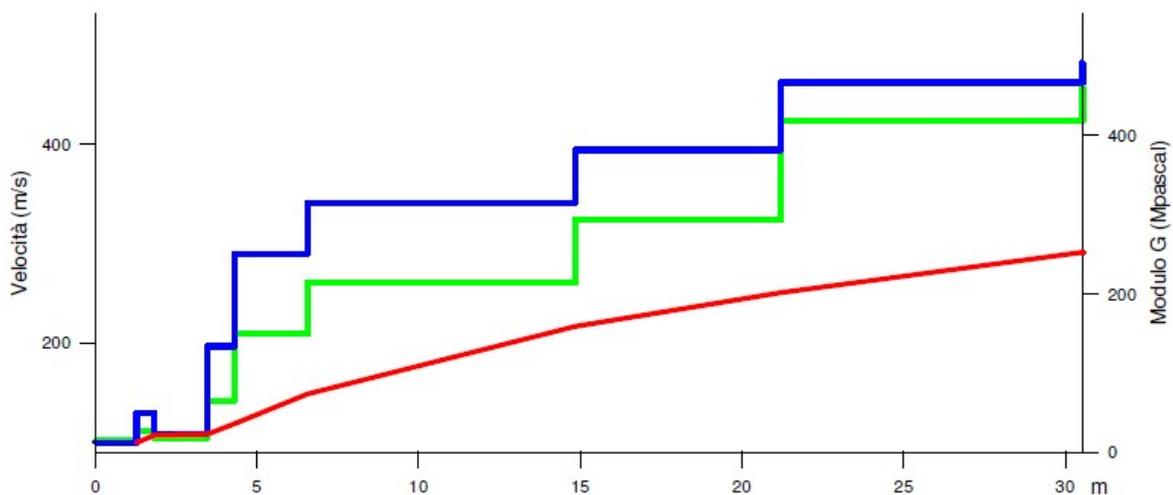


Figura n°8 – Stratigrafia sismica in termini di velocità Vs

TABELLA DI CALCOLO						LEGENDA	
Da Prof.	a Prof.	Vs	Hi/Vi	VsX	G		
0	1.3	99	.0128	99	16	+	Curva di dispersione misurata
1.3	1.8	129	.0043	107	27	/	Curva di dispersione calcolata
1.8	3.4	108	.015	107	19	—	Velocità sismica delle onde S
3.4	4.3	196	.0044	118	65	—	Modulo di taglio (Mpasca)
4.3	6.6	289	.0078	148	149	—	VsX
6.6	14.8	341	.0243	216	214		
14.8	21.2	394	.0162	250	294		
21.2	30.6	462	.0202	291	419		

**VALORE CALCOLATO VS30 = 289 m/s**

Il valore approssimato del peso di volume per il calcolo del parametro G è dato dalla formula  $D=1.5 + Vs/1000$

I risultati ottenuti dalle prospezioni sismiche M.A.S.W., hanno permesso di attuare la **modellizzazione sismica** del primo sottosuolo sino alla massima profondità di 30.6 m dal piano stradale interno (piano stesa sismica). In particolare sono stati individuati quattro strati principali di terreno caratterizzati da velocità delle onde s diversificate:

- a. **primo strato**, contraddistinto esiguo spessore presenta velocità Vs comprese tra 99 e 129 m/sec risultando esteso sino a 3.4 m circa di profondità dal piano campagna;
- b. **secondo strato** con velocità superiori, comprese tra 196 e 341 m/sec, risulta esteso sino alla profondità di 9.5 m circa da piano campagna; si fa presente come la parte superficiale dello strato, con velocità pari a 196 m/sec, presenta spessore esiguo (0.9m) non sufficienti a costituire uno strato sismico “vero e proprio”.
- c. **terzo strato** sismico, sviluppato sino a 21.29 m di profondità, presenta velocità delle onde s comprese pari a 394 m/sec;
- d. **quarto strato** sismico, sviluppato sino alla massima profondità raggiunta, pari a 30.6 m di profondità, presenta velocità delle onde s pari a 462 m/sec.

Il valore medio calcolato delle velocità delle onde S entro i primi 30 m di profondità dal piano parcheggio interrato ( $V_s 30$ ) rappresentativo per il settore di specifico interesse, corrisponde quindi ad una velocità media pari a **289 m/sec**.

Ai fini della caratterizzazione sismica del sito per la definizione delle azione sismiche di progetto (punto 3.2.2 NTC 2008), la **categorizzazione sismica del sottosuolo** definita con il metodo M.A.S.W. identifica la **classe categoriale C** come quella di appartenenza così come definito dalla normativa:

***Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_s30$  compresi tra  $180 \div 360$  m/s (ovvero  $15 < N_{stp}, 30 < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < Cu_{30} < 250$  KPa nei terreni a grana fine).***

## 6 CONCLUSIONI

Il presente lavoro è costituito da una campagna di prospezioni sismiche finalizzate alla definizione delle  $V_s$  30 e conseguentemente alla definizione della classe categoriale preliminare dei terreni su cui sorge l'edificio “Asilo Nido Comunale”, ubicato nel territorio comunale di Morsano al Tagliamento (Pn) – Località Via Interna, civico n° 14.

La caratterizzazione sismica del primo sottosuolo dell'area d'interesse è stata attuata mediante la realizzazione di indagini sismiche ovvero attraverso l'esecuzione di prospezioni sismiche M.A.S.W. (Multichannel Analysis Surface Waves –  $V_{s30}$ ).

In tal modo è stata definita la velocità media delle onde di taglio S, sino ad oltre 30 m di profondità e la conseguente classe categoriale di riferimento.

La **modellizzazione sismica** (M.A.S.W.) realizzata ha fornito la seguente velocità media delle onde S (calcolata a partire dal piano campagna attuale):

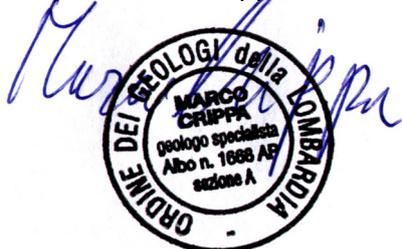
***intervallo 0-30 m di profondità***

***$V_s = 289$  m/sec***

La **categorizzazione sismica del sottosuolo** definita con il metodo M.A.S.W. identifica la **classe categoriale C** come quella di appartenenza così come definito dalla normativa.

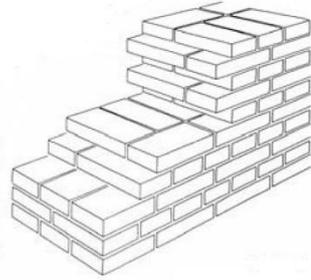
**Si sottolinea come la presente relazione fornisca la classe categoriale preliminare relativa all'area di interesse investigata riferendo, in assenza di dati progettuali specifici, il parametro  $V_s$  30, così ottenuto alla superficie topografica del piano campagna da cui hanno avuto adito le indagini.**

Dott. Geol. Marco Crippa



NOMINATIVO ELEMENTO				SETTO A		
Caratteristiche dimensionali		Caratteristiche materiche			Schematizzazione	
<b>B</b>	0,20 [m]	<b>Calcestruzzo</b>				
<b>H</b>	6,00 [m]	<b>Classe</b>	C16/20			
<b>h</b>	6,50 [m]	<b>R<sub>ck</sub></b>	16	[N/mm <sup>2</sup> ]		
<b>A1</b>	Φ8/25	<b>f<sub>cd</sub></b>	20	[N/mm <sup>2</sup> ]		
<b>A2</b>	Φ8/25	<b>Acciaio</b>				
<b>A3</b>	–	<b>Tipo</b>	FeB38k			
<b>Staffe</b>	Φ6/15	<b>f<sub>yk</sub></b>	375	[N/mm <sup>2</sup> ]		
<b>c</b>	2,50 [cm]	<b>f<sub>yd</sub></b>	326	[N/mm <sup>2</sup> ]		
<b>Documentazione fotografica</b>						
Osservazione generale delle prove eseguite sulla tipologia Setto A			Particolare dell'armatura rilevata			

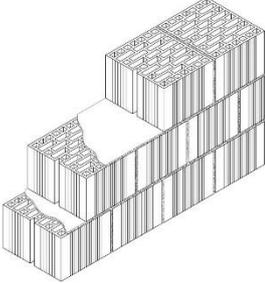
<b>NOMINATIVO ELEMENTO</b>	<b>MURATURA A</b>
----------------------------	-------------------

Caratteristiche dimensionali		Schematizzazione
<b>SPmin</b>	0,30 [m]	
<b>SPMax</b>	0,45 [m]	
Caratteristiche materiche		
<b>f<sub>m</sub></b>	240 [N/cm <sup>2</sup> ]	
<b>τ<sub>0</sub></b>	6 [N/cm <sup>2</sup> ]	
<b>E</b>	1200 [N/mm <sup>2</sup> ]	
<b>G</b>	400 [N/mm <sup>2</sup> ]	
<b>w</b>	18 [kN/m <sup>3</sup> ]	

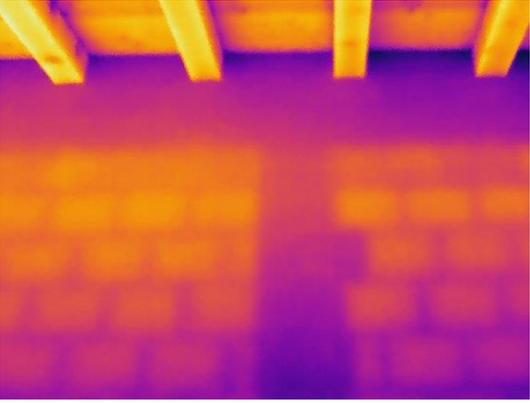
<b>Descrizione tipologia muratura</b>
Muratura in mattoni pieni e malta di calce

<b>Documentazione fotografica</b>	
	
Osservazione generale della scarifica eseguita sulla tipologia Muratura A	Particolare in cui si evince lo scarso ammassamento tra i setti murari ortogonali

<b>NOMINATIVO ELEMENTO</b>	<b>MURATURA B</b>
----------------------------	-------------------

<b>Caratteristiche dimensionali</b>		<b>Schematizzazione</b>
<b>SPmin</b>	0,25 [m]	
<b>SPMax</b>	0,25 [m]	
<b>Caratteristiche materiche</b>		
<b>f<sub>m</sub></b>	400 [N/cm <sup>2</sup> ]	
<b>τ<sub>0</sub></b>	30 [N/cm <sup>2</sup> ]	
<b>E</b>	3600 [N/mm <sup>2</sup> ]	
<b>G</b>	1080 [N/mm <sup>2</sup> ]	
<b>w</b>	12 [kN/m <sup>3</sup> ]	

<b>Descrizione tipologia muratura</b>
Muratura in blocchi laterizi semipieni (foratura <45%)

<b>Documentazione fotografica</b>	
	
Termogramma caratteristico della tipologia Muratura B dove si evince la tramatura degli elementi	

**TECNOINDAGINI S.r.l. - 2024**

# PROVE DI LABORATORIO

SU COSTRUZIONI ESISTENTI

Asilo Nido

---

COD. B24006

**Committente:**

Studio di ingegneria Alberto  
Ferrarotti  
Via Aldo Moro, 49  
Caresanblot (VC)



Tel 02 36527601  
ufficiotecnico@tecnoindagini.it  
www.tecnoindagini.it

## INDICE

1. PREMESSA	2
2. INQUADRAMENTO DELLE INDAGINI	3
3. CONCLUSIONI	4
ALLEGATI	

## 1. PREMESSA

A seguito dell'incarico conferito dallo Studio di Ingegneria si è proceduto all'esecuzione di una campagna di indagini diagnostiche per rilevare le caratteristiche strutturali dell'Asilo Nido sito in via Interna, 9 a Morsano al Tagliamento.

Dette indagini seguono un protocollo che prevede l'esecuzione sia di prove distruttive, atte alla determinazione dei parametri meccanici dei materiali direttamente in situ o mediante specifiche prove di laboratorio, sia di prove non distruttive (PND) in grado di offrire una stima degli stessi parametri meccanici mediante opportune correlazioni con i risultati ottenuti dalle prove distruttive. Alcune PND permettono invece di risalire alle caratteristiche geometriche e costruttive delle componenti strutturali e non strutturali di un manufatto, quali ad esempio la disposizione delle armature in un elemento in calcestruzzo armato.

La tipologia, l'ubicazione ed il numero delle prove sono state dedotte dal piano delle indagini redatto dall'Ing. Alberto Ferrarotti.

## 2. INQUADRAMENTO DELLE INDAGINI

L'opera infrastrutturale oggetto delle verifiche è realizzata da un arco in muratura di mattoni pieni con basamento e sezione corticale di valle e di monte in blocchi di pietre a spacco di buona tessitura. Ai due lati del ponte l'arco murario è integrato da degli archi in calcestruzzo, che dalle indagini diagnostiche eseguite si sono rivelati essere privi di armatura.

Nelle tabelle di seguito è riassunto l'elenco delle prove e dei prelievi eseguiti, per ciascuno dei quali è riportato il risultato nel corrispondente certificato allegato.

<b>QUANTITA'</b>	<b>TIPOLOGIA DI PROVA</b>	<b>PIANO</b>
<b>2</b>	MARTINETTO PIATTO SINGOLO	TERRA
<b>2</b>	MARTINETTO PIATTO DOPPIO	TERRA
<b>2</b>	MARTINETTI PIATTI DOPPI	TERRA
<b>2</b>	PENETROMETRICA	TERRA
<b>1</b>	PROVA DI CARICO STATICA	TERRA

Tabella 1 – Elenco prove eseguite

<b>QUANTITA'</b>	<b>TIPOLOGIA DI PRELIEVO</b>	<b>ELEMENTO</b>
<b>2</b>	BLOCCO MURATURA	TERRA

Tabella 2 – Elenco prelievi eseguiti

L'elaborazione e l'interpretazione delle misurazioni ottenute, consente di risalire ai valori di resistenza dei materiali in opera oltreché ad avere un riscontro oggettivo delle strutture; la documentazione fotografica riportata nel Report Diagnostico (Allegato 1) è di ausilio all'individuazione dei punti in cui eseguite le varie prove.

### 3. CONCLUSIONI

A seguito dell'incarico conferito dallo Studio di Ingegneria si è proceduto all'esecuzione di una campagna di indagini diagnostiche per rilevare le caratteristiche strutturali dell'Asilo Nido sito in via Interna, 9 a Morsano al Tagliamento.

Le prove sono state condotte nel rispetto della Circolare n.633/STC, ovvero eseguite da sperimentatori in possesso della certificazione della competenza di "Livello 2" con apparecchiature di misura di forza, pressione, spostamenti, velocità ed accelerazioni dotate di tarature verificate e certificate con cadenza annuale da uno dei laboratori ufficiali di cui all' art. 59, co. 1, del D.P.R. n. 380/2001 o da organismi terzi di taratura appositamente accreditati secondo i regolamenti vigenti nel settore. Tutte le apparecchiature del laboratorio sono sottoposte a verifiche di taratura interna con cadenza periodica (quadrimestrale o annuale). Tecnoindagini è Laboratorio Prove e Analisi su Costruzioni esistenti autorizzato dal Ministero con Decreto n.21 del 03.01.2022 e Laboratorio prove Materiali da Costruzione autorizzato dal Ministero con Decreto n. 367 del 27.10.2020

Milano, 20/02/2024

Ing. Marco Gallotta

Tecnoindagini S.r.l.

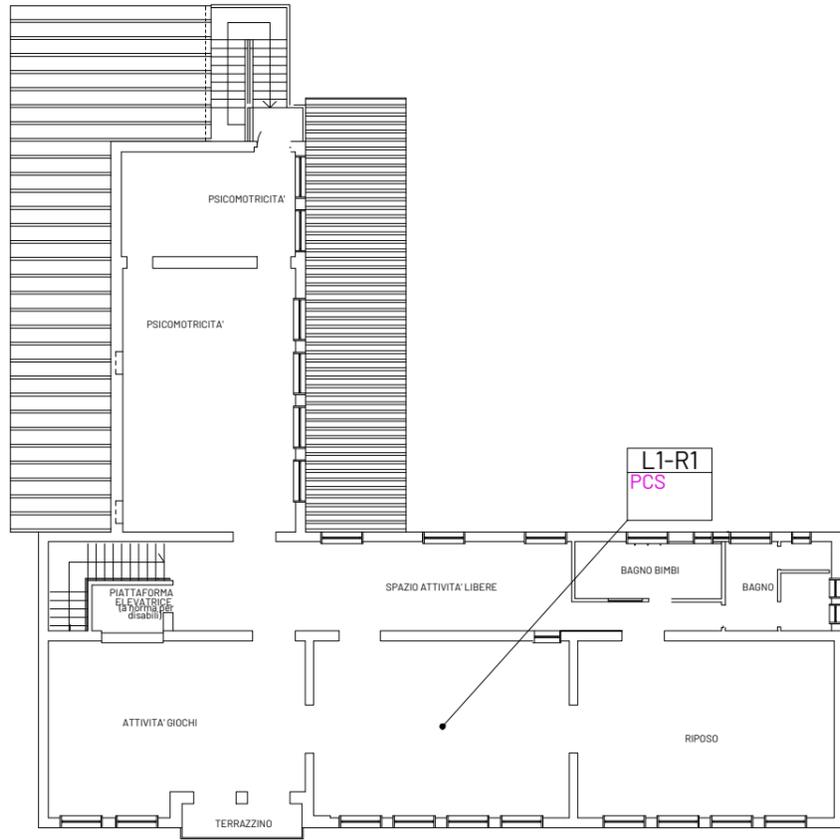


**TECNOINDAGINI SRL**  
Via Monte Sabotino n° 14/  
20095 Cusano M. (MI)  
P.IVA 06383520969

## ALLEGATO 1

### REPORT DIAGNOSTICO

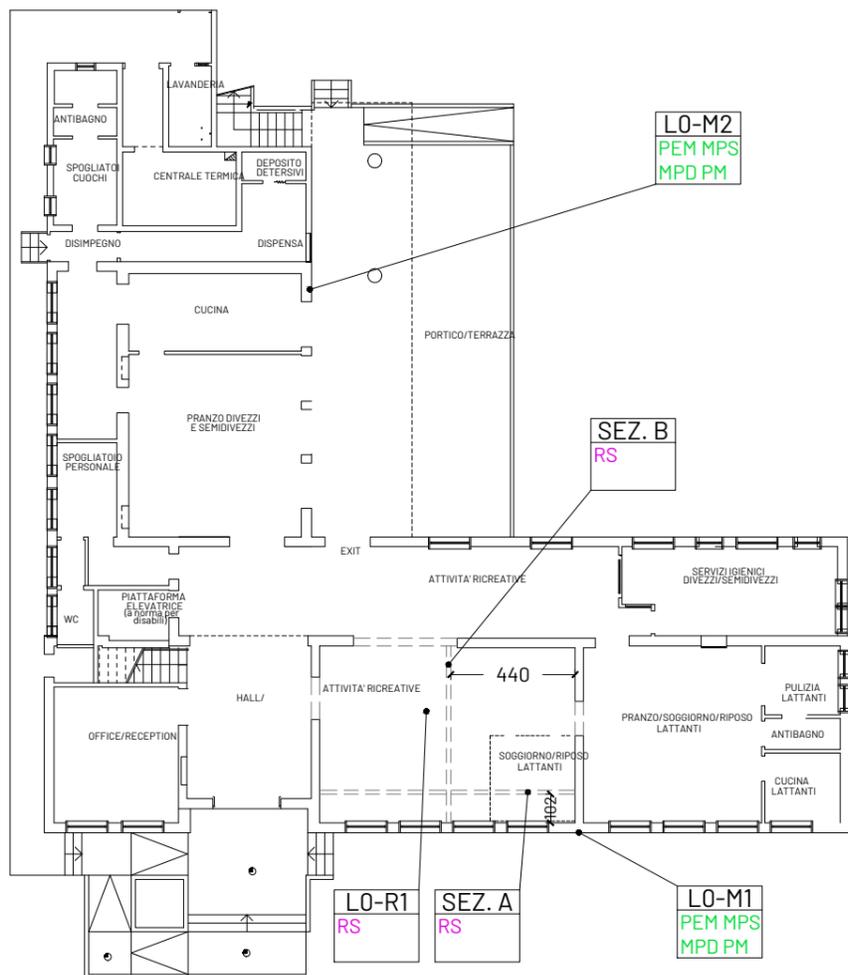
## REPORT DIAGNOSTICO - PIANO PRIMO - L1



## LEGENDA

PCS PROVA DI CARICO STATICA

REPORT DIAGNOSTICO - PIANO TERRA - LO



COMPRESSIONE LATERIZIO MURATURA LO-M1	
Altezza [mm]	60
Lunghezza [mm]	255
Larghezza [mm]	125.0
RC [MPa]	35.6



LEGENDA

- MPD PROVA MARTINETTI PIATTI DOPPI
- MPS PROVA MARTINETTO PIATTO SINGOLO
- PEM PROVA PENETROMETRICA
- PM PRELIEVO MURATURA
- RS RILIEVO SOLAI

RILIEVO SOLAIO SEZIONE A	



RILIEVO SOLAIO SEZIONE B	



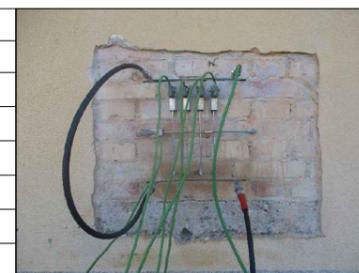
PROVA PENETROMETRICA MURATURA LO-M1		
PROFONDITA' PENETRAZIONE [mm]		
9	10	12



PROVA MARTINETTO SINGOLO MURO LO-M1		
$f_m$ [N/cm <sup>2</sup> ]	Minimo	Massimo
	200	320
$\tau_c$ [N/cm <sup>2</sup> ]	Minimo	Massimo
	4,00	8,00
SFORZO MEDIO [N/mm <sup>2</sup> ]	0,373	



PROVA MARTINETTO DOPPIO MURO LO-M1			
$\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]	(1)	0,00	1,06
	(2)	1,06	2,19
$\epsilon_u$ [µm/mm]	(1)	0,36	
	(2)	0,75	
E [N/mm <sup>2</sup> ]	(1)	2924	
	(2)	1503	



COMPRESSIONE LATERIZIO MURATURA LO-M2	
Altezza [mm]	60
Lunghezza [mm]	255
Larghezza [mm]	125.0
RC [MPa]	43.0



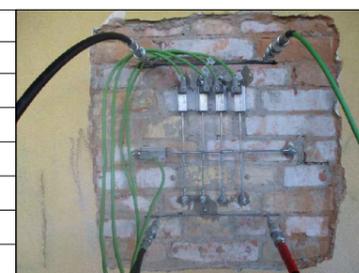
PROVA PENETROMETRICA MURATURA LO-M2		
PROFONDITA' PENETRAZIONE [mm]		
10	10	8



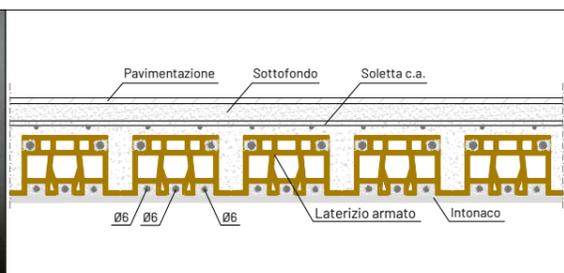
PROVA MARTINETTO SINGOLO MURO LO-M2		
$f_m$ [N/cm <sup>2</sup> ]	Minimo	Massimo
	200	320
$\tau_c$ [N/cm <sup>2</sup> ]	Minimo	Massimo
	4,00	8,00
SFORZO MEDIO [N/mm <sup>2</sup> ]	0,462	



PROVA MARTINETTO DOPPIO MURO LO-M2			
$\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]	(1)	0,00	1,2
	(2)	1,2	2,59
$\epsilon_u$ [µm/mm]	(1)	0,35	
	(2)	0,73	
E [N/mm <sup>2</sup> ]	(1)	3455	
	(2)	1895	



RILIEVO SOLAIO SOLAIO LO-R1	
Interasse Travetto [cm]	20
Larghezza Travetto [cm]	3
Altezza Travetto [cm]	20
Spessore Soletta/Assito [cm]	-
Spessore Strati di Finitura [cm]	-



## ALLEGATO 2

### PROVA CON MARTINETTO PIATTO SINGOLO

## PROVA CON MARTINETTO PIATTO SINGOLO

(ASTM C1196-20)

**RAPPORTO DI PROVA N. 163**

Cusano Milanino, 20/10/2023

Pag. 1/3

Tecnico richiedente: Ing. Alberto Ferrarrotti

Piano delle prove redatto da: Ing. Alberto Ferrarrotti

Struttura indagata: Asilo Nido - Via Interna - San Paolo Fraz. Morsano al Tagliamento (PN)

### 1. Generalità

La prova di carico con il martinetto piatto singolo consente la stima dello stato di sforzo locale di compressione a cui è soggetta la muratura. Consiste nel provocare il rilascio delle tensioni e quindi una variazione locale della geometria superficiale della muratura, praticando un taglio piano orizzontale. L'ipotesi su cui si basa tale tecnica è che la pressione necessaria per riportare la muratura alla configurazione indeformata iniziale (applicata tramite un martinetto piatto), corrisponda al valore di sollecitazione preesistente nella muratura.

La grandezza di riferimento è la variazione di distanza tra le basi di misura poste in verticale a cavallo del taglio.

### 2. Strumentazione utilizzata

La prova con martinetto piatto singolo viene eseguita mediante la seguente strumentazione:

- attrezzatura per il taglio fabbricata dalla Husqvarna modello K970 Ring numero di serie 2014-37-00038,
- deformometro in acciaio dotato di comparatore digitale millesimale fabbricato dalla Mitutoyo modello ID-C112MXB numero di serie 14026176, dotato di certificato di taratura n. 2023/1282 emesso da Politecnico di Milano in data 13/04/2023,
- pompa idraulica fabbricato dalla FPT modello PMSA 3/L3 numero di serie C.2210747,
- martinetto piatto inferiore fabbricato dalla BOVIAR numero di serie 22FJ 42.2384 -A/35,
- manometro collegato alla pompa idraulica fabbricato dalla AEP modello PGE numero di serie 933037, dotato di certificato di taratura n. 2023/1288 emesso da Politecnico di Milano in data 13/04/2023.

### 3. Procedimento di prova

Utilizzando la dima distanziatrice a corredo del deformometro si è proceduto a posizionare quattro coppie di basette piatte circolari sopra e sotto l'area individuata per l'esecuzione del taglio al fine di ottenere quattro basi di misura verticali poste ciascuna ad una distanza iniziale uguale a circa la base di misura del deformometro.

Dopo aver misurato la distanza iniziale tra le basi, si è proceduto eseguendo il taglio utilizzando una sega circolare a disco eccentrico. Rilevata la convergenza delle superfici del taglio attraverso la rilettura della distanza tra le basi di misura, si è inserito nella fessura aperta nella muratura un martinetto collegato ad una pompa a mano ed è stata incrementata quindi la pressione fino al ripristino della geometria iniziale. Registrato il valore di pressione corrispondente all'annullamento della convergenza provocata dal taglio, si è diminuita la pressione fino a scaricare la muratura. Il ciclo di carico e scarico è stato eseguito aumentando lentamente la pressione, in 10-20 minuti circa (pari al tempo impiegato per l'esecuzione del taglio e l'inserimento del martinetto); il valore dello stato di sforzo è stato calcolato con la seguente relazione:

## PROVA CON MARTINETTO PIATTO SINGOLO (ASTM C1196-20)

RAPPORTO DI PROVA N. 163

Cusano Milanino, 20/10/2023

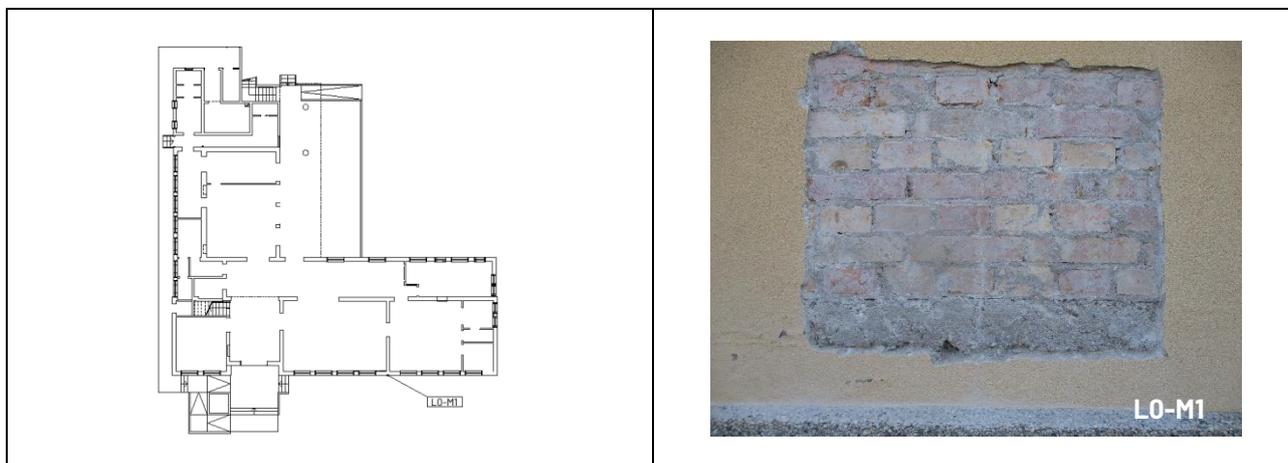
Pag. 2/3

$$\sigma_m = P \times K_a \times K_m \quad \text{dove:}$$

- P = pressione del martinetto che permette di ristabilire la distanza iniziale tra le basi, misurata in bar (media dei valori di pressione corrispondenti ad uno spostamento nullo delle basi di misura, ottenuti per interpolazione).
- K<sub>a</sub> = costante adimensionale che rappresenta il rapporto tra l'area del martinetto e l'area del taglio nella muratura;
- K<sub>m</sub> = costante adimensionale, dipendente dalla geometria e dalla rigidità del martinetto, riportata sul certificato di taratura del martinetto stesso.

Descrizione del paramento murario sottoposto a prova: Muratura in mattoni pieni

Di seguito si riportano planimetria con punto di ubicazione della prova e fotografia della muratura dopo scarifica:



## PROVA CON MARTINETTO PIATTO SINGOLO

(ASTM C1196-20)

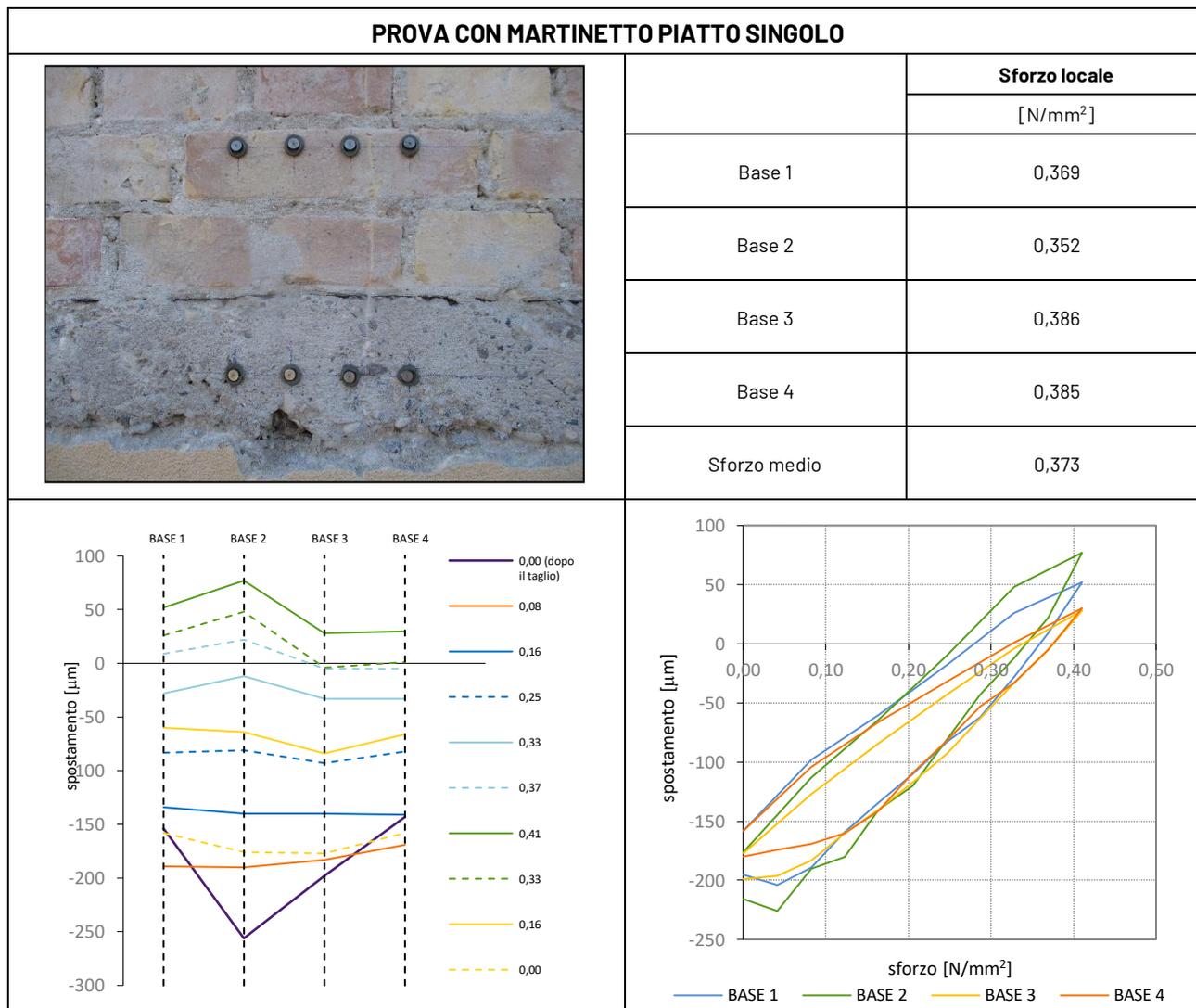
RAPPORTO DI PROVA N. 163

Cusano Milanino, 20/10/2023

Pag. 3/3

Data di esecuzione della prova: 18/09/2023

Rif. Pianta L0-M1



Io sottoscritto, Geom. Angelo Francesco Dana, responsabile della prova, attesto che la prova è stata effettuata in conformità alla ASTM C1196-20 (eccetto per eventuali deviazioni dal metodo di prova normalizzato).

**Lo Sperimentatore**

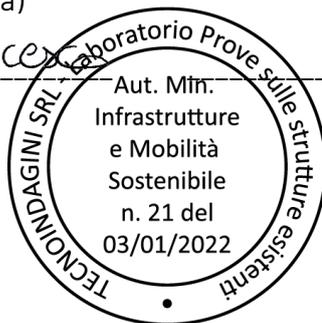
(Geom. Angelo Francesco Dana)

*Dana Angel Francesco*

**Il Direttore**

(Ing. Nicola Salvadori)

*Nicola Salvadori*



## PROVA CON MARTINETTO PIATTO SINGOLO

(ASTM C1196-20)

RAPPORTO DI PROVA N. 156

Cusano Milanino, 20/10/2023

Pag. 1/3

Tecnico richiedente: Ing. Alberto Ferrarrotti

Piano delle prove redatto da: Ing. Alberto Ferrarrotti

Struttura indagata: Asilo Nido - Via Interna - San Paolo Fraz. Morsano al Tagliamento (PN)

### 1. Generalità

La prova di carico con il martinetto piatto singolo consente la stima dello stato di sforzo locale di compressione a cui è soggetta la muratura. Consiste nel provocare il rilascio delle tensioni e quindi una variazione locale della geometria superficiale della muratura, praticando un taglio piano orizzontale. L'ipotesi su cui si basa tale tecnica è che la pressione necessaria per riportare la muratura alla configurazione indeformata iniziale (applicata tramite un martinetto piatto), corrisponda al valore di sollecitazione preesistente nella muratura.

La grandezza di riferimento è la variazione di distanza tra le basi di misura poste in verticale a cavallo del taglio.

### 2. Strumentazione utilizzata

La prova con martinetto piatto singolo viene eseguita mediante la seguente strumentazione:

- attrezzatura per il taglio fabbricata dalla Husqvarna modello K970 Ring numero di serie 2014-37-00038,
- deformometro in acciaio dotato di comparatore digitale millesimale fabbricato dalla Mitutoyo modello ID-C112MXB numero di serie 14026176, dotato di certificato di taratura n. 2023/1282 emesso da Politecnico di Milano in data 13/04/2023,
- pompa idraulica fabbricato dalla FPT modello PMSA 3/L3 numero di serie C.2210747,
- martinetto piatto fabbricato dalla BOVIAR numero di serie 22FJ 42.2386 -A/35
- manometro collegato alla pompa idraulica fabbricato dalla AEP modello PGE numero di serie 933037, dotato di certificato di taratura n. 2023/1288 emesso da Politecnico di Milano in data 13/04/2023.

### 3. Procedimento di prova

Utilizzando la dima distanziatrice a corredo del deformometro si è proceduto a posizionare quattro coppie di basette piatte circolari sopra e sotto l'area individuata per l'esecuzione del taglio al fine di ottenere quattro basi di misura verticali poste ciascuna ad una distanza iniziale uguale a circa la base di misura del deformometro.

Dopo aver misurato la distanza iniziale tra le basi, si è proceduto eseguendo il taglio utilizzando una sega circolare a disco eccentrico. Rilevata la convergenza delle superfici del taglio attraverso la rilettura della distanza tra le basi di misura, si è inserito nella fessura aperta nella muratura un martinetto collegato ad una pompa a mano ed è stata incrementata quindi la pressione fino al ripristino della geometria iniziale. Registrato il valore di pressione corrispondente all'annullamento della convergenza provocata dal taglio, si è diminuita la pressione fino a scaricare la muratura. Il ciclo di carico e scarico è stato eseguito aumentando lentamente la pressione, in 10-20 minuti circa (pari al tempo impiegato per l'esecuzione del taglio e l'inserimento del martinetto); il valore dello stato di sforzo è stato calcolato con la seguente relazione:

## PROVA CON MARTINETTO PIATTO SINGOLO (ASTM C1196-20)

RAPPORTO DI PROVA N. 156

Cusano Milanino, 20/10/2023

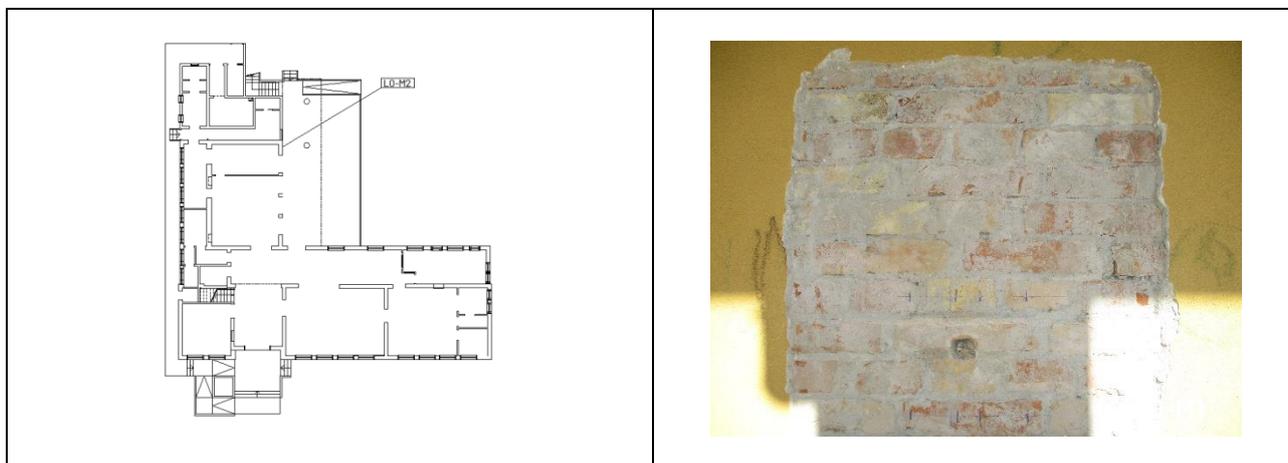
Pag. 2/3

$$\sigma_m = P \times K_a \times K_m \quad \text{dove:}$$

- P = pressione del martinetto che permette di ristabilire la distanza iniziale tra le basi, misurata in bar (media dei valori di pressione corrispondenti ad uno spostamento nullo delle basi di misura, ottenuti per interpolazione).
- $K_a$  = costante adimensionale che rappresenta il rapporto tra l'area del martinetto e l'area del taglio nella muratura;
- $K_m$  = costante adimensionale, dipendente dalla geometria e dalla rigidezza del martinetto, riportata sul certificato di taratura del martinetto stesso.

Descrizione del paramento murario sottoposto a prova: Muratura in mattoni pieni

Di seguito si riportano planimetria con punto di ubicazione della prova e fotografia della muratura dopo scarifica:



## PROVA CON MARTINETTO PIATTO SINGOLO

(ASTM C1196-20)

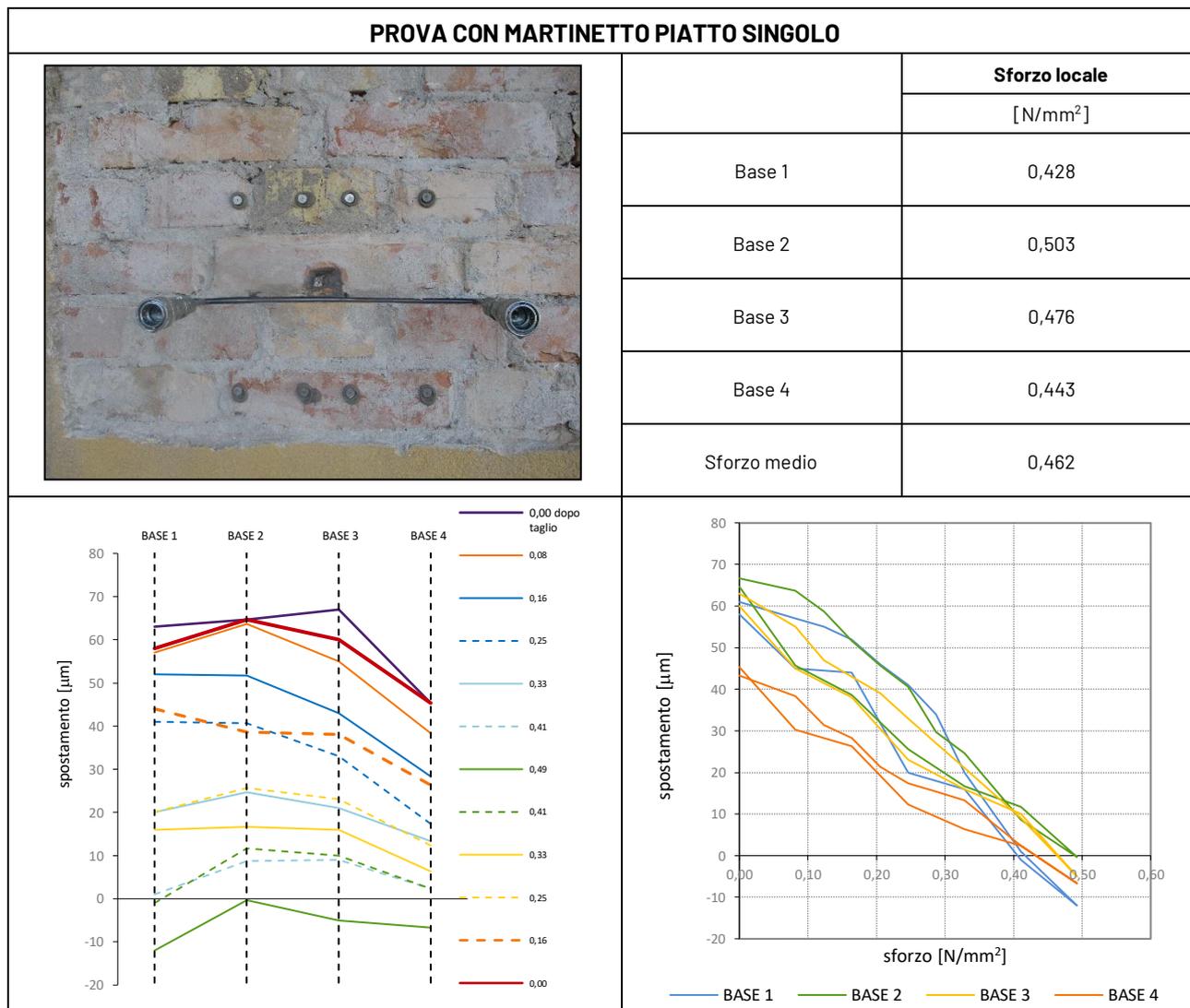
RAPPORTO DI PROVA N. 156

Cusano Milanino, 20/10/2023

Pag. 3/3

Data di esecuzione della prova: 19/09/2023

Rif. Pianta L0-M2



Io sottoscritto, Geom. Angelo Francesco Dana, responsabile della prova, attesto che la prova è stata effettuata in conformità alla ASTM C1196-20 (eccetto per eventuali deviazioni dal metodo di prova normalizzato).

**Lo Sperimentatore**

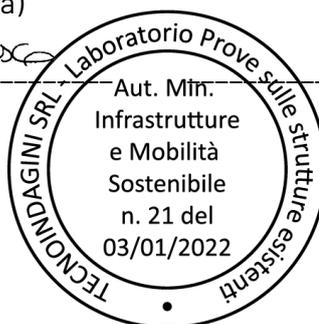
(Geom. Angelo Francesco Dana)

*Dana Angel Francesco*

**Il Direttore**

(Ing. Nicola Salvadori)

*Nicola Salvadori*



## ALLEGATO 3

### PROVA CON MARTINETTO PIATTO DOPPIO

## PROVA CON MARTINETTO PIATTO DOPPIO

(ASTM C1197-20e1)

RAPPORTO DI PROVA N. 020

Cusano Milanino, 19/03/2024

Pag. 1/3

Tecnico richiedente: Ing. Alberto Ferrarotti

Piano delle prove redatto da: Ing. Alberto Ferrarotti

Struttura indagata: Asilo Nido - Via Interna - San Paolo Fraz. Morsano al Tagliamento (PN)

### 1. Generalità

La prova di carico con il martinetto piatto doppio consente di delimitare un campione di muratura di dimensioni apprezzabili da sottoporre a sollecitazione monoassiale.

La prova permette, attraverso la contemporanea misura delle deformazioni e delle pressioni esercitate dai martinetti piatti al campione di muratura, di determinare il valore del modulo elastico di deformabilità per diversi livelli di sollecitazione. Il carico applicato alla muratura dai due martinetti piatti può essere progressivamente incrementato sino al manifestarsi delle prime lesioni, in modo da determinare, (mediante estrapolazione della curva deformazioni-tensioni) la resistenza a compressione.

### 2. Strumentazione utilizzata

La prova con martinetto piatto doppio viene eseguita mediante la seguente strumentazione:

- attrezzatura per il taglio fabbricata dalla Husqvarna modello K970 Ring numero di serie 2014-37-00038,
- trasduttori di spostamento collegati alla centralina di acquisizione dati fabbricati dalla Elap modello PM2S 25 5K X04 numeri di serie 02061415011705, 02072015031514, 02061415031509, 02061415011706, 02061415031510, dotati di certificati di taratura dal n. 2023/1277 al n. 2023/1281 emessi da Politecnico di Milano in data 13/04/2023,
- pompa idraulica fabbricata dalla FPT modello PMSA 3/L3 numero di serie C.2210747,
- martinetto piatto inferiore fabbricato dalla BOVIAR numero di serie 22FJ 42.2384 -A/35,
- martinetto piatto superiore fabbricato dalla BOVIAR numero di serie 22FJ 42.2385 -A/35,
- manometro collegato alla pompa idraulica fabbricato dalla AEP modello PGE numero di serie 933037, dotato di certificato di taratura n. 2023/1288 emesso da Politecnico di Milano in data 13/04/2023.

### 3. Procedimento di prova

Dopo aver eseguito il primo taglio per l'inserimento del martinetto piatto, è stato praticato nella muratura un taglio parallelo al primo in modo da isolare un campione di muratura di dimensioni pari a circa 350 x 400 mm.

Sono state quindi posizionate quattro coppie di equidistanti basi di misura verticali ed una base di misura orizzontale costituiti da trasduttori di spostamento digitali collegati ad una centralina di acquisizione e registrazione dati.

Il blocco di muratura è stato sottoposto a compressione monoassiale mediante i due martinetti collegati allo stesso sistema idraulico. Sono stati effettuati cicli di carico e scarico a livelli di sollecitazione sempre crescenti fino al superamento del limite elastico. L'impostazione di basi di misura fisse posizionate tra i due martinetti consente la misurazione della deformazione corrispondente alla pressione applicata, nelle direzioni verticale e trasversale.

Il valore della sollecitazione a compressione è calcolato con la seguente relazione:

$$f_m = P \times K_a \times K_m \quad \text{dove:}$$

- P = pressione del martinetto, misurata in bar, ai livelli di sollecitazione applicati durante i cicli di carico e scarico;

## PROVA CON MARTINETTO PIATTO DOPPIO (ASTM C1197-20e1)

### RAPPORTO DI PROVA N. 020

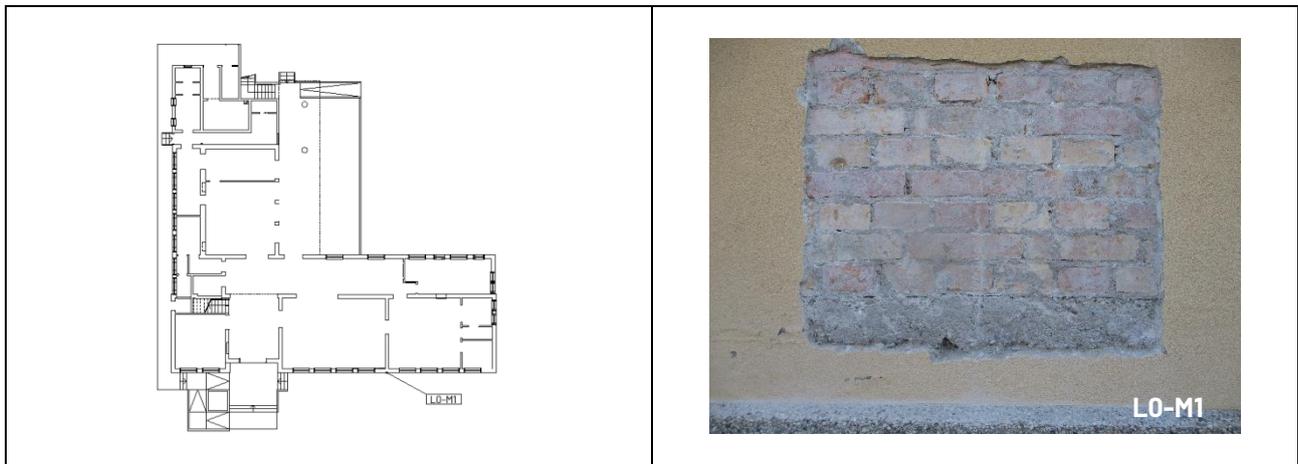
Cusano Milanino, 19/03/2024

Pag. 2/3

- $K_a$  = costante adimensionale che rappresenta il rapporto tra l'area media dei due martinetti e l'area media dei tagli nella muratura;
- $K_m$  = costante adimensionale, dipendente dalla geometria e dalla rigidezza dei martinetti, calcolata come media dei valori riportati sui certificati di taratura dei martinetti stessi.

Descrizione del paramento murario sottoposto a prova: Muratura in mattoni pieni

Di seguito si riportano planimetria con punto di ubicazione della prova e fotografia della muratura dopo scarifica:



**PROVA CON MARTINETTO PIATTO DOPPIO**  
(ASTM C1197-20e1)

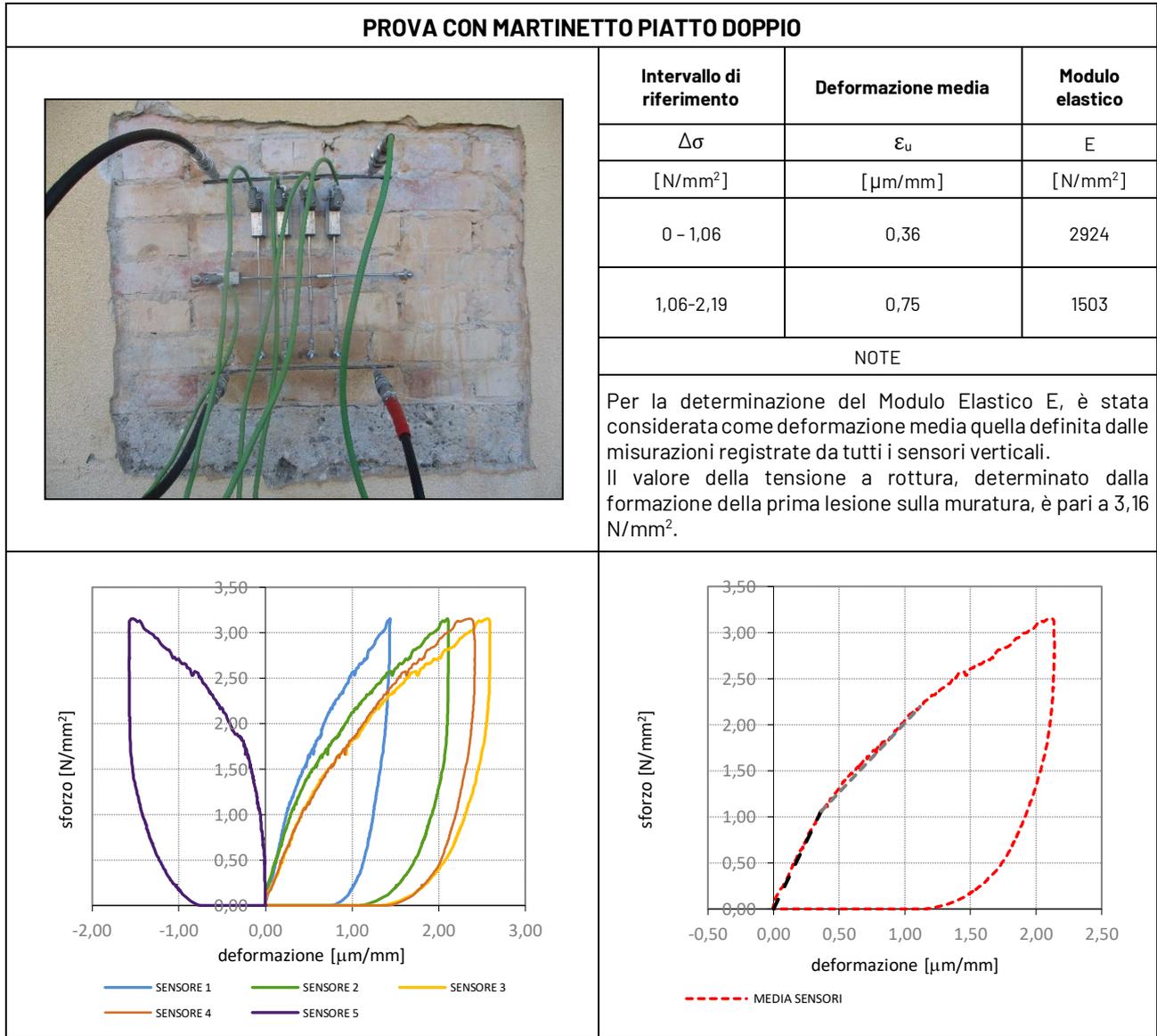
RAPPORTO DI PROVA N. 020

Cusano Milanino, 19/03/2024

Pag. 3/3

Data di esecuzione della prova: 04/03/2024

Rif. Pianta L0-M1



Io sottoscritto, Geom. Angelo Francesco Dana, responsabile della prova, attesto che la prova è stata effettuata in conformità alla ASTM C1197-20e1 (eccetto per eventuali deviazioni dal metodo di prova normalizzato).

**Lo Sperimentatore**

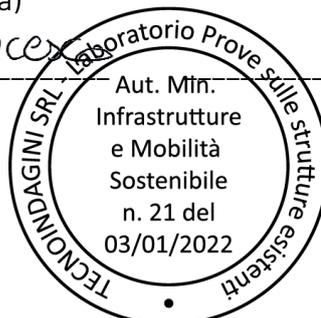
(Geom. Angelo Francesco Dana)

*Dana Angel Francesco*

**Il Direttore**

(Ing. Nicola Salvadori)

*Salvadori Nicola*



## PROVA CON MARTINETTO PIATTO DOPPIO (ASTM C1197-20e1)

**RAPPORTO DI PROVA N. 022**

Cusano Milanino, 19/03/2024

Pag. 1/3

Tecnico richiedente: Ing. Alberto Ferrarotti

Piano delle prove redatto da: Ing. Alberto Ferrarotti

Struttura indagata: Asilo Nido - Via Interna - San Paolo Fraz. Morsano al Tagliamento (PN)

### 1. Generalità

La prova di carico con il martinetto piatto doppio consente di delimitare un campione di muratura di dimensioni apprezzabili da sottoporre a sollecitazione monoassiale.

La prova permette, attraverso la contemporanea misura delle deformazioni e delle pressioni esercitate dai martinetti piatti al campione di muratura, di determinare il valore del modulo elastico di deformabilità per diversi livelli di sollecitazione. Il carico applicato alla muratura dai due martinetti piatti può essere progressivamente incrementato sino al manifestarsi delle prime lesioni, in modo da determinare, (mediante estrapolazione della curva deformazioni-tensioni) la resistenza a compressione.

### 2. Strumentazione utilizzata

La prova con martinetto piatto doppio viene eseguita mediante la seguente strumentazione:

- attrezzatura per il taglio fabbricata dalla Husqvarna modello K970 Ring numero di serie 2014-37-00038,
- trasduttori di spostamento collegati alla centralina di acquisizione dati fabbricati dalla Elap modello PM2S 25 5K X04 numeri di serie 02061415011705, 02072015031514, 02061415031509, 02061415011706, 02061415031510, dotati di certificati di taratura dal n. 2023/1277 al n. 2023/1281 emessi da Politecnico di Milano in data 13/04/2023,
- pompa idraulica fabbricata dalla FPT modello PMSA 3/L3 numero di serie C.2210747,
- martinetto piatto inferiore fabbricato dalla BOVIAR numero di serie 22FJ 42.2386 -A/35,
- martinetto piatto superiore fabbricato dalla BOVIAR numero di serie 22FJ 42.2387 -A/35,
- manometro collegato alla pompa idraulica fabbricato dalla AEP modello PGE numero di serie 933037, dotato di certificato di taratura n. 2023/1288 emesso da Politecnico di Milano in data 13/04/2023.

### 3. Procedimento di prova

Dopo aver eseguito il primo taglio per l'inserimento del martinetto piatto, è stato praticato nella muratura un taglio parallelo al primo in modo da isolare un campione di muratura di dimensioni pari a circa 350 x 400 mm.

Sono state quindi posizionate quattro coppie di equidistanti basi di misura verticali ed una base di misura orizzontale costituiti da trasduttori di spostamento digitali collegati ad una centralina di acquisizione e registrazione dati.

Il blocco di muratura è stato sottoposto a compressione monoassiale mediante i due martinetti collegati allo stesso sistema idraulico. Sono stati effettuati cicli di carico e scarico a livelli di sollecitazione sempre crescenti fino al superamento del limite elastico. L'impostazione di basi di misura fisse posizionate tra i due martinetti consente la misurazione della deformazione corrispondente alla pressione applicata, nelle direzioni verticale e trasversale.

Il valore della sollecitazione a compressione è calcolato con la seguente relazione:

$$f_m = P \times K_a \times K_m \quad \text{dove:}$$

- $P$  = pressione del martinetto, misurata in bar, ai livelli di sollecitazione applicati durante i cicli di carico e scarico;

## PROVA CON MARTINETTO PIATTO DOPPIO (ASTM C1197-20e1)

**RAPPORTO DI PROVA N. 022**

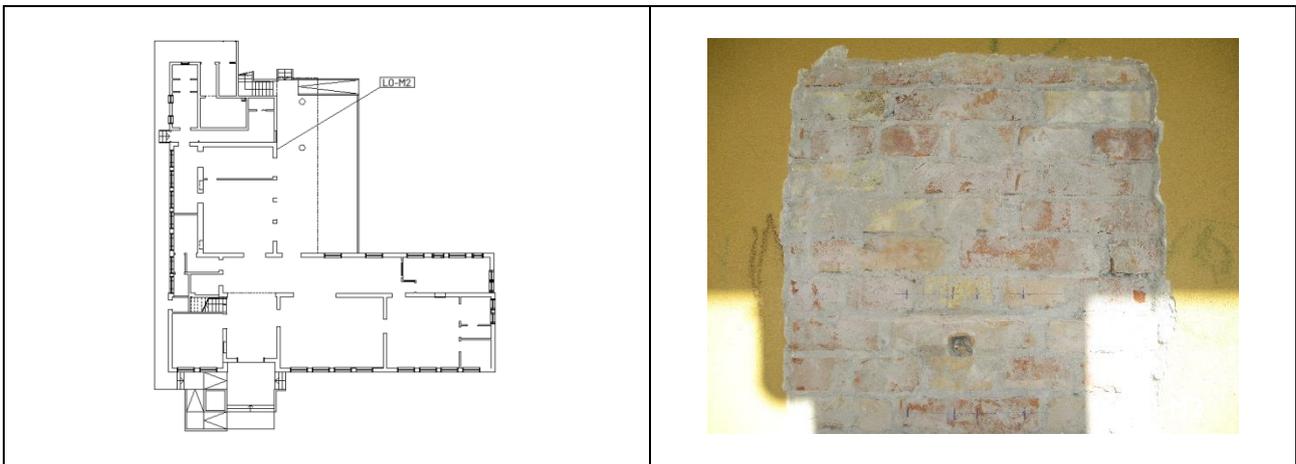
Cusano Milanino, 19/03/2024

Pag. 2/3

- $K_a$  = costante adimensionale che rappresenta il rapporto tra l'area media dei due martinetti e l'area media dei tagli nella muratura;
- $K_m$  = costante adimensionale, dipendente dalla geometria e dalla rigidezza dei martinetti, calcolata come media dei valori riportati sui certificati di taratura dei martinetti stessi.

Descrizione del paramento murario sottoposto a prova: Muratura in mattoni pieni

Di seguito si riportano planimetria con punto di ubicazione della prova e fotografia della muratura dopo scarifica:



**PROVA CON MARTINETTO PIATTO DOPPIO**  
(ASTM C1197-20e1)

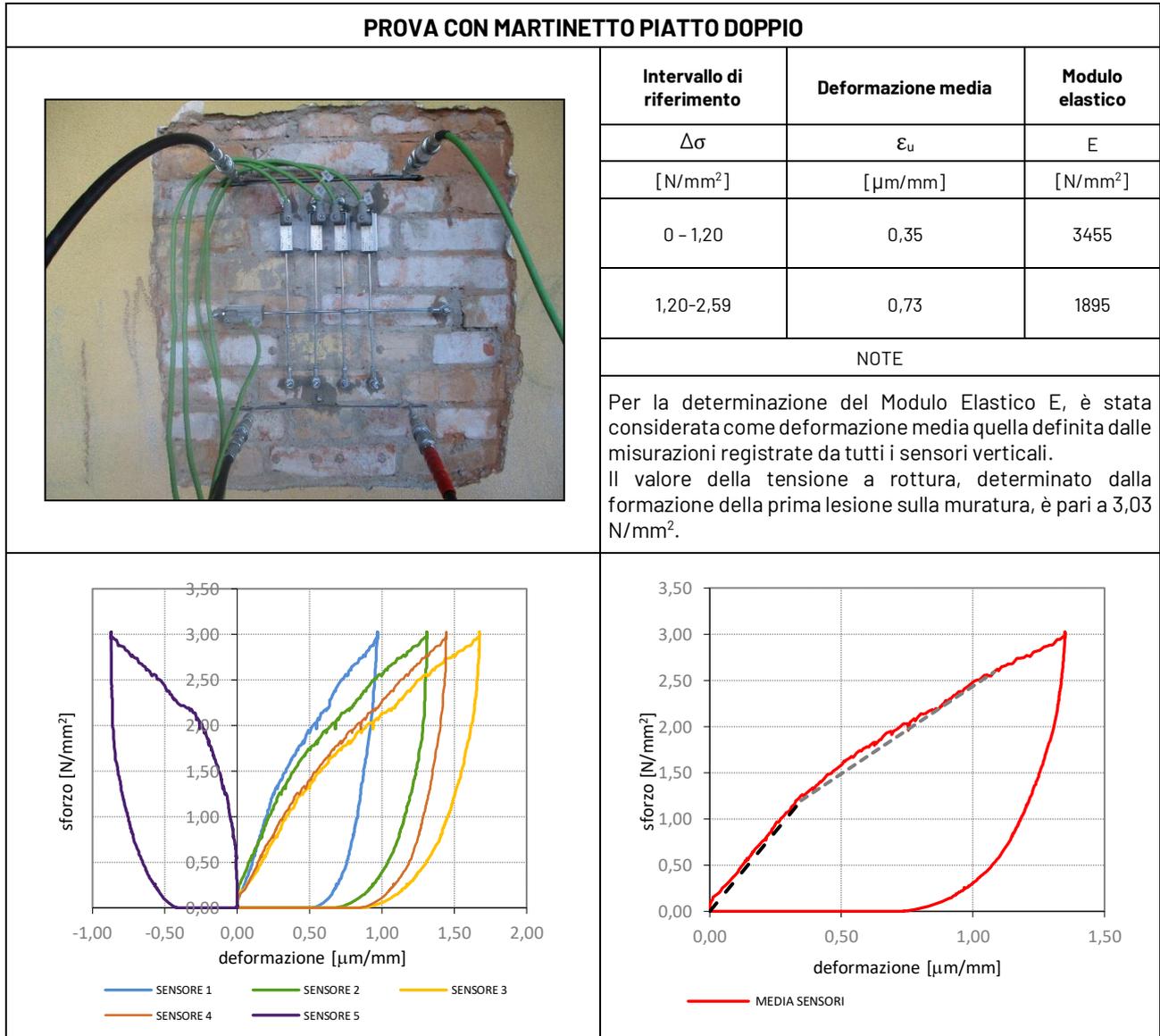
RAPPORTO DI PROVA N. 022

Cusano Milanino, 19/03/2024

Pag. 3/3

Data di esecuzione della prova: 04/03/2024

Rif. Pianta L0-M2



Io sottoscritto, Geom. Angelo Francesco Dana, responsabile della prova, attesto che la prova è stata effettuata in conformità alla ASTM C1197-20e1 (eccetto per eventuali deviazioni dal metodo di prova normalizzato).

**Lo Sperimentatore**

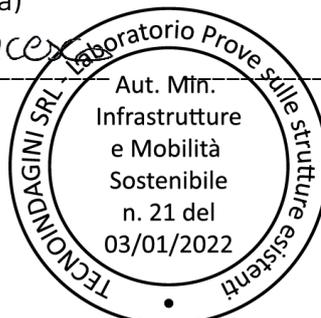
(Geom. Angelo Francesco Dana)

*Dana Angel Francesco*

**Il Direttore**

(Ing. Nicola Salvadori)

*Salvadori Nicola*



## ALLEGATO 4

### PROVA DI CARICO STATICA

## PROVA DI CARICO STATICA

(D.M. 17.01.2018 capitolo 9.2 - Circ. 7 del 21.01.2019 capitolo C9.2 - Linee Guida ReLUIS)

**RAPPORTO DI PROVA N. 023**

Cusano Milanino, 19/03/2024

Pag. 1/4

Tecnico richiedente: Ing. Alberto Ferrarrotti

Piano delle prove redatto da: Ing. Alberto Ferrarrotti

Struttura indagata: Asilo Nido - Via Interna - San Paolo Fraz. Morsano al Tagliamento (PN)

### 1. Generalità

Le prove di carico statiche vengono effettuate su elementi strutturali generalmente orizzontali, con lo scopo di verificarne sperimentalmente il comportamento sotto le azioni di esercizio; sono precedute da un iter procedurale rigoroso al fine di garantire l'acquisizione di tutte le informazioni necessarie per una corretta interpretazione da parte del tecnico richiedente.

### 2. Strumentazione utilizzata

La prova di carico statica viene eseguita mediante impiego della seguente strumentazione:

- serbatoio flessibile 3,5x4,5 fabbricato dalla So.ca.p.
- contalitri analogico fabbricato dalla Maddalena modello DS TRP numero di serie 1934012740, dotato di verifica di taratura interna cod. 2023-3-CON emessa da Tecnoindagini Srl in data 28/03/2023
- trasduttori di spostamento collegati alla centralina di acquisizione dati fabbricati dalla Boviari modello TR+0050 numeri di serie 192916/0019/A-306; 192916/0024/A-304; 192916/0018/A; 192168/0043/A-307; 192168/0035/A-303; 192168/0042/A-302; 191468/0013/A-299; 192168/0027/A; 192168/0045/A-300; 174619/A, dotati di certificati di taratura n. 2023/1194; 2023/1195; 2023/1196; 2023/1197; 2023/1198; 2023/1199; 2023/1200; 2023/1201; 2023/1202; 2023/1205 emessi da Politecnico di Milano in data 13/04/2023

### 3. Procedimento di prova

Sull'elemento strutturale si è proceduto, all'intradosso, al tracciamento degli allineamenti necessari all'individuazione dei punti in cui posizionare gli strumenti per la misurazione degli abbassamenti. Successivamente, all'estradosso, è stato disposto il serbatoio all'interno dell'impronta definita dagli allineamenti individuati in precedenza. Inducendo una sollecitazione incrementale fino al raggiungimento del sovraccarico prestabilito, che successivamente viene progressivamente rimosso, si è proceduto in parallelo all'acquisizione degli spostamenti verticali nei punti indicati lungo gli allineamenti. I dati, registrati sia durante la fase di carico che in quella di scarico, sono stati poi elaborati: i valori così ottenuti sono riportati nelle tabelle riepilogative e rappresentati mediante grafici al fine di permetterne una più rapida lettura.

## PROVA DI CARICO STATICA

(D.M. 17.01.2018 capitolo 9.2 - Circ. 7 del 21.01.2019 capitolo C9.2 - Linee Guida ReLUIS)

**RAPPORTO DI PROVA N. 023**

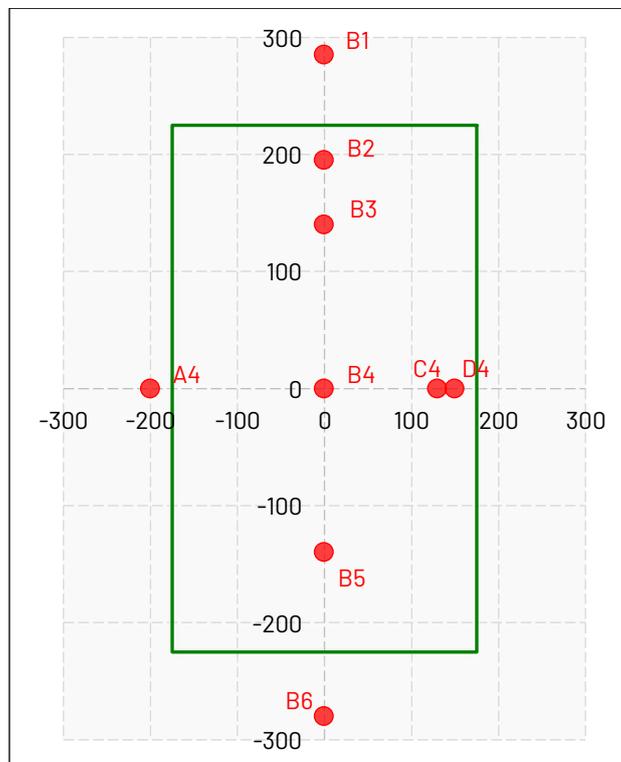
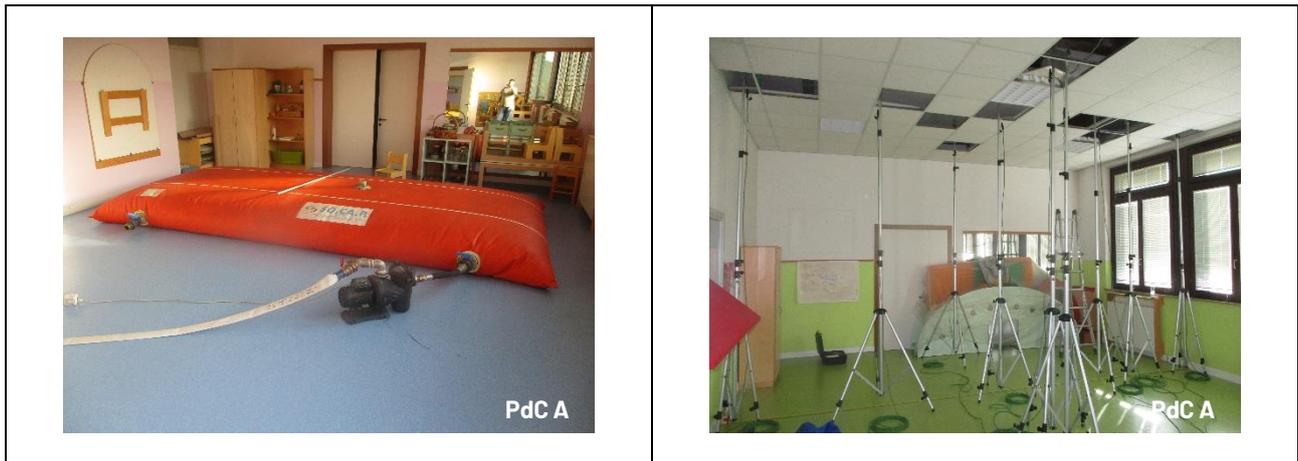
Cusano Milanino, 19/03/2024

Pag. 2/4

Descrizione dell'elemento strutturale sottoposto a prova: Solaio in Laterocemento

Sovraccarico di progetto secondo categoria d'uso: 3,00 kN/mq

Di seguito si riportano fotografie della zona di posizionamento del serbatoio di carico e dei sensori di rilevamento degli spostamenti verticali e schematizzazione planimetrica con punti di posizionamento dei traduttori.



## PROVA DI CARICO STATICA

(D.M. 17.01.2018 capitolo 9.2 - Circ. 7 del 21.01.2019 capitolo C9.2 - Linee Guida ReLUIS)

RAPPORTO DI PROVA N. 023

Cusano Milanino, 19/03/2024

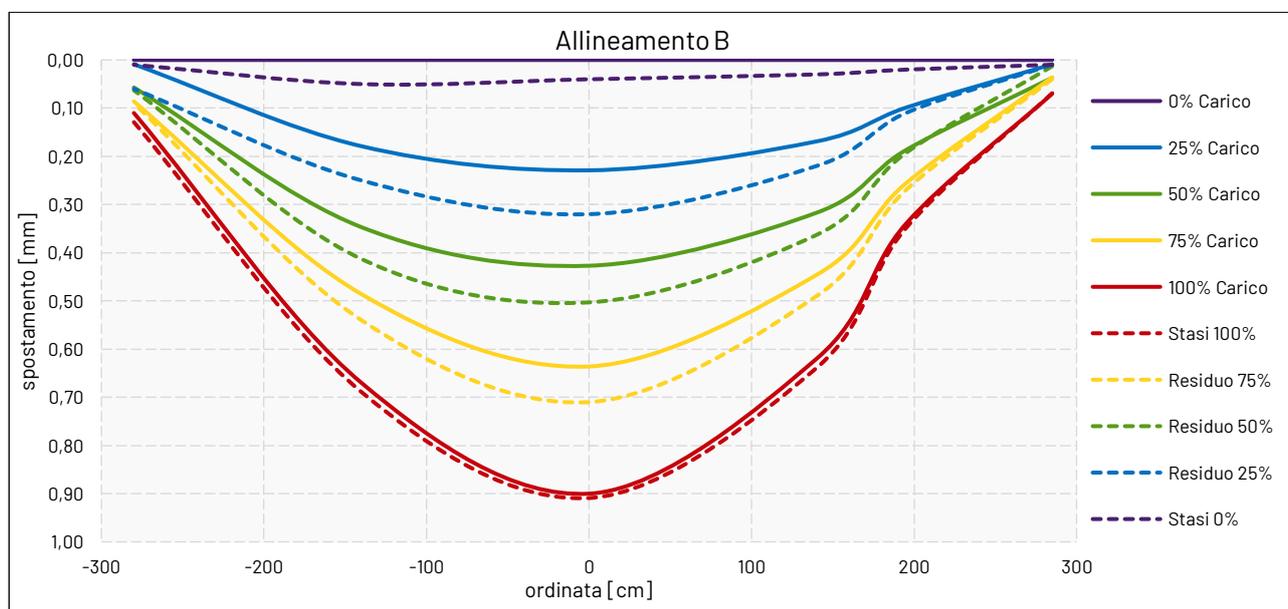
Pag. 3/4

Data di esecuzione della prova: 21/02/2024

Rif. L1-R1

### DEFORMATA TRAVETTO

Allineamento B			Sensori					
			B1	B2	B3	B4	B5	B6
Step [hh:mm]	Fase	Ordinata [cm]	285	195	140	0	-140	-280
		Carico [kN/mq]	Abbassamenti [mm]					
00:00	0% Carico	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
00:17	25% Carico	0,90	0,01	0,10	0,17	0,23	0,18	0,01
00:25	50% Carico	1,80	0,04	0,19	0,32	0,43	0,35	0,06
01:20	75% Carico	2,70	0,04	0,26	0,45	0,64	0,49	0,09
01:29	100% Carico	3,60	0,07	0,34	0,62	0,90	0,67	0,11
01:43	Stasi 100%	3,60	0,07	0,35	0,64	0,91	0,69	0,13
01:49	Residuo 75%	2,70	0,04	0,27	0,49	0,71	0,54	0,09
01:53	Residuo 50%	1,80	0,01	0,19	0,36	0,50	0,41	0,06
01:57	Residuo 25%	0,90	0,01	0,11	0,22	0,32	0,25	0,06
02:06	Residuo 0%	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,01
02:08	Stasi 0%	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,01



## PROVA DI CARICO STATICA

(D.M. 17.01.2018 capitolo 9.2 - Circ. 7 del 21.01.2019 capitolo C9.2 - Linee Guida ReLUIS)

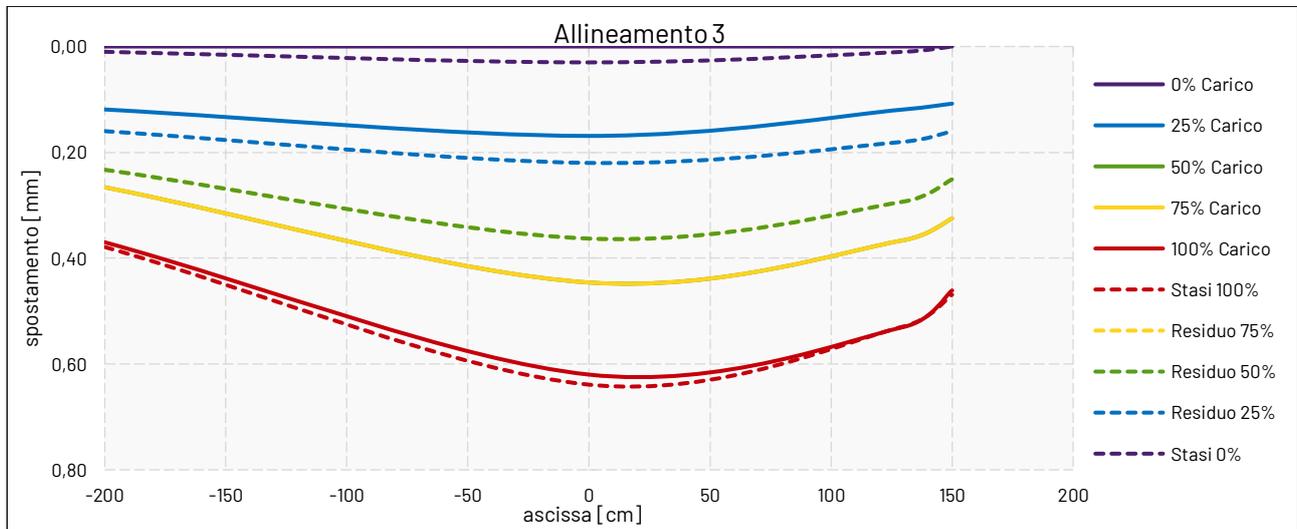
RAPPORTO DI PROVA N. 023

Cusano Milanino, 19/03/2024

Pag. 4/4

### DEFORMATA SOLAIO

Allineamento 3			Sensori			
			A4	B4	C4	D4
Step [hh:mm]	Fase	Ascissa [cm]	-200	0	130	150
		Carico [kN/mq]	Abbassamenti [mm]			
00:00	0% Carico	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
00:17	25% Carico	0,90	0,12	0,17	0,12	0,11
00:25	50% Carico	1,80	0,19	0,32	0,28	0,24
01:20	75% Carico	2,70	0,27	0,45	0,37	0,33
01:29	100% Carico	3,60	0,37	0,62	0,53	0,46
01:43	Stasi 100%	3,60	0,38	0,64	0,53	0,47
01:49	Residuo 75%	2,70	0,30	0,49	0,41	0,37
01:53	Residuo 50%	1,80	0,23	0,36	0,29	0,25
01:57	Residuo 25%	0,90	0,16	0,22	0,18	0,16
02:06	Residuo 0%	0,00	0,02	0,03	0,01	0,00
02:08	Stasi 0%	0,00	0,01	0,03	0,01	0,00

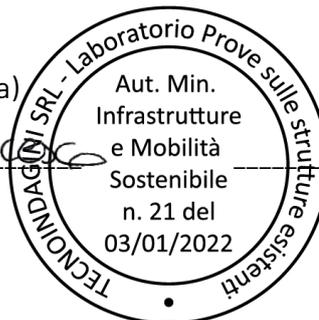


Io sottoscritto, Geom. Angelo Francesco Dana, responsabile della prova, attesto che la prova è stata effettuata in conformità al D.M. 17.01.2018 capitolo 9.2 - Circ. 7 del 21.01.2019 capitolo C9.2 - Linee Guida ReLUIS (eccetto per eventuali deviazioni dal metodo di prova normalizzato).

**Lo Sperimentatore**

(Geom. Angelo Francesco Dana)

*Dana Angel Francesco*



**Il Direttore**

(Ing. Nicola Salvadori)

*Nicola Salvadori*

**TECNOINDAGINI Srl**

Via Monte Sabotino 14, 20095 Cusano Milanino (MI) | C.F. / P.Iva 06383520969

Laboratorio prove sui materiali da costruzione autorizzato con decreto n. 367 del 27/10/2020  
Laboratorio prove sulle strutture esistenti Settori A e B autorizzato con decreto n. 21 del 03/01/2022



RP\_A\_09\_PC\_Rev03

## ALLEGATO 5

### CERTIFICATO DI PROVE DI COMPRESSIONE MURATURA

**Prove compressione su laterizi pieni per murature ai sensi del D.M. 17/01/2018  
UNI EN ISO 772-1**

Rif. Verbale Accettazione nr. **24VU00087 del 27/02/2024**  
 Committente: **Ing. Alberto Ferrarotti – Via Aldo Moro, 49 – 13030 Caresanablot (VC)**  
 Luogo di prelievo: **Via Interna, 14 Fraz. San Paolo Città Morsano al Tagliamento (PN) B24006**  
 Direttore Lavori: **Ing. Alberto Ferrarotti – Via Aldo Moro, 49 – 13030 Caresanablot (VC)**  
 Proprietà/Ente Appaltante: **Comune di Morsano al Tagliamento**

DATI FORNITI DAL RICHIEDENTE					DATI OTTENUTI DAL LABORATORIO IN FASE DI PROVA							
Rif. Verb.	Data prelievo	Sigla	Tipologia	Elemento strutturale	Lungh. [mm]	Largh. [mm]	Alt. [mm]	Peso [g]	Carico a rottura [kN]	Rc [MPa]	Rettifica	Data prova
01	22/02/24	L0-M1	Mattoni pieno	Setto in muratura	255	125	60	2852	1135.6	35.6	C	28/02/24
01	22/02/24	L0-M2	Mattoni pieno	Setto in muratura	255	125	60	3319	1370.7	43.0	C	28/02/24

Metodo di condizionamento: essiccazione in stufa a 105°C fino a massa costante

Rettifica: C - Cappatura  
 M - Rettifica  
 N - Rettifica non necessaria in quanto le tolleranze dimensionali dei provini rientrano nei limiti delle UNI EN 12390-1 e UNI EN 12390-3

Attrezzatura utilizzata: CONTROLS 3000 kN Classe 1 matricola 19007839

Lo Sperimentatore  
(S. Bonomini)

*S. Bonomini*



Il Direttore  
(Ing. N. Salvadori)

*N. Salvadori*