



COMUNE DI SAN MARCELLO PITEGLIO

Provincia Pistoia



PROGETTO DEFINITIVO ESECUTIVO



CONSOLIDAMENTO ED EFFICIENTAMENTO ENERGETICO DELL'EDIFICIO SEDE DELLA SCUOLA INFANZIA E PRIMARIA ANNA FRANK DI MARESCA

Revisione 00	RELAZIONE TECNICA GENERALE	Tavola S.3
Data: 31/05/2019		Scala

Committente: COMUNE DI SAN MARCELLO PITEGLIO

Progettisti:

Ing. Claudio Pagnini

Arch. Gianna Pagnini

Arch. Niccoli Lorenzo

Arch. Chiara Trinci

Ing. Massimo Capperi

Responsabile del Procedimento: Ing. Cristiano Vannucchi

A3 - RELAZIONE TECNICA GENERALE.

1 - Relazione generale illustrativa dell'opera

1.1 – Premessa

La presente relazione è redatta a seguito del conferimento di incarico professionale per la *“progettazione di fattibilità tecnico-economica, definitiva ed esecutiva e coordinamento della sicurezza per opere di consolidamento sismico ed efficientamento energetico delle scuole comunali A. Frank di Maresca”*, di cui alla determina n.113 del 19.12.2018 del Responsabile della CUC dell'Unione dei Comuni Montani Appennino Pistoiese.

1.2- Localizzazione e descrizione generale della costruzione

L'intervento di progetto riguarda la scuola situata in comune di San Macello - Piteglio, località Maresca.

Nella Carta Tecnica Regionale la scuola risulta è posta a circa 675 m sul livello del mare.



Fig. 1 – Vista aerea dell'area dell'edificio esaminato (Lat. 44°03'10,52" N – Long. 10°51'01,02" E)

Dal punto di vista catastale la scuola è censita in foglio 60 particella 65 del comune di San Marcello - Piteglio



Fig. 2 – Estratto catastale



Fig. 3 – Estratto carta tecnica regionale



Fig. 4 – Vista Sud-Ovest



Fig. 5 – Vista Sud-Est

1.3 - Descrizione generale della costruzione

Il fabbricato, in muratura ordinaria, è costituito da pareti in pietrame a spacco integrata da paramenti in mattoni pieni a una e due teste, da solai in latero-cemento gettai in opera, soffitti in travi tipo Varese e tavelloni e copertura in travetti tipo SAP e tavelloni.

Le fondazioni sono del tipo a sacco con soprastante lega in c.a.

Le scale esterne e l'ascensore sono in conglomerato cementizio armato giuntati sismicamente dal fabbricato in muratura.

Per le caratteristiche geologiche del sito ed i dettagli relativi alla caratterizzazione meccanica dei materiali, in condizioni statiche e sismiche, si rimanda alle relazioni specialistiche.

L'impianto generale è a forma rettangolare composita. Il fabbricato di un due piani oltre a soffitta non praticabile ha dimensioni massime di ml 31,70x18,25 ed altezza in gronda di ml. 9,20 ed ha la suddivisione riportata in figura.

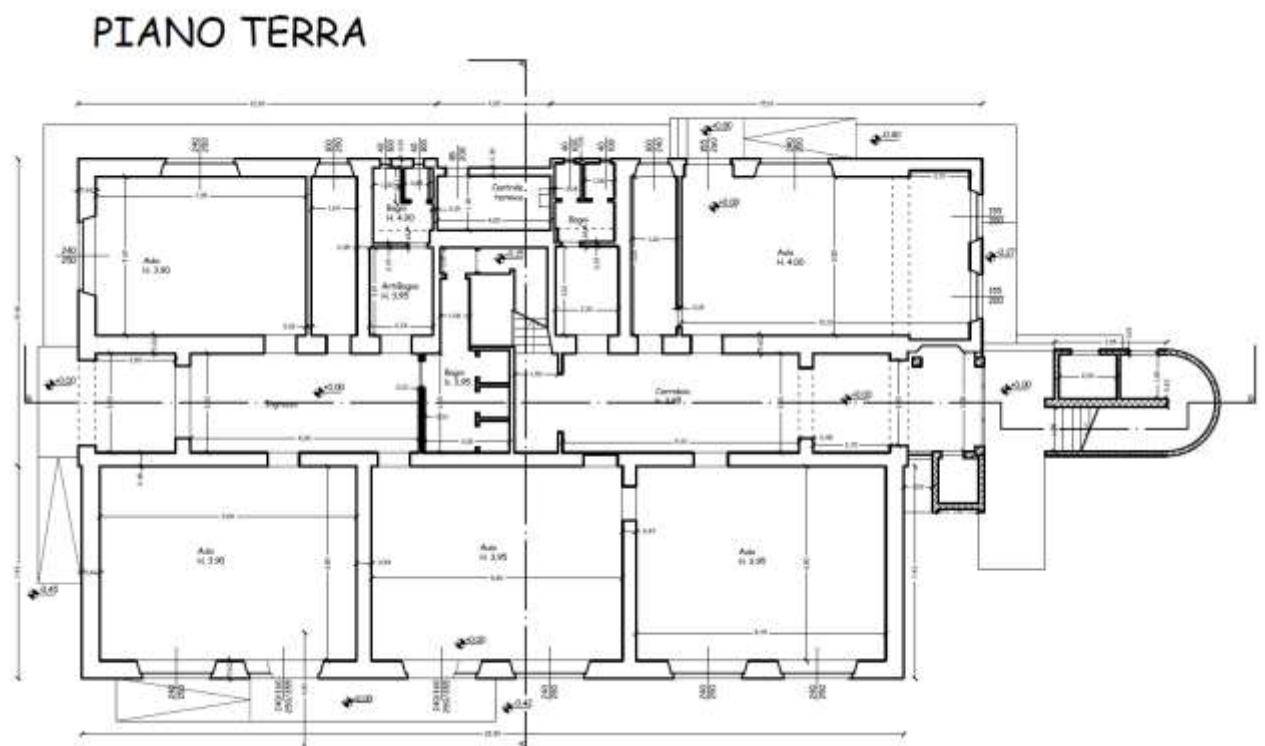


Fig. 6 – Pianta piano terra

PIANO PRIMO

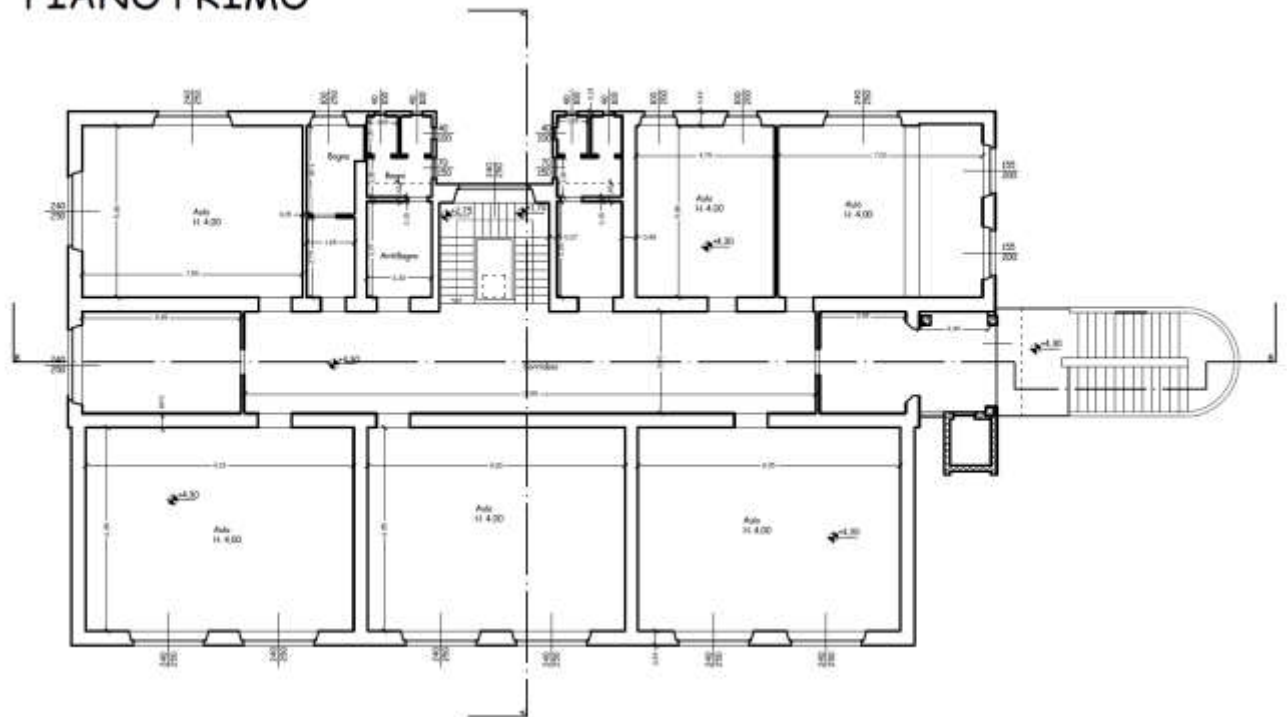


Fig. 7 – Pianta piano primo

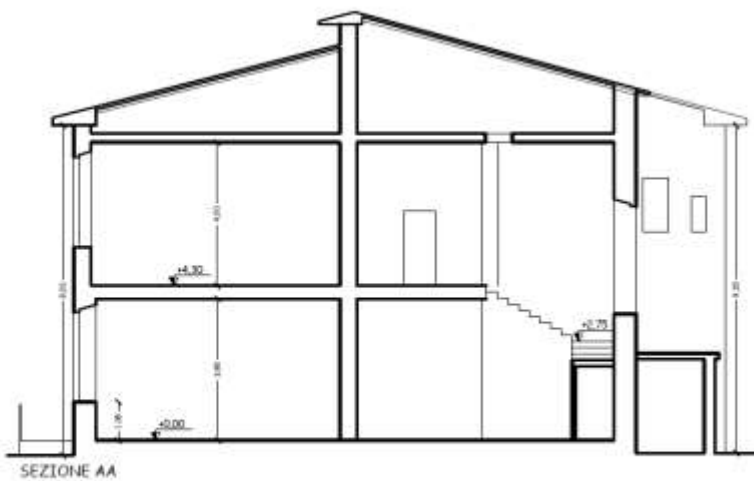


Fig. 8 – Sezione

1.4 - Obiettivi generali e criterio di calcolo

La presente relazione analizza la risposta sismica della costruzione e valuta gli interventi di consolidamento. Il percorso di valutazione ha richiesto l'analisi storico critica della costruzione, il rilievo geometrico-strutturale degli elementi resistenti, la caratterizzazione meccanica dei materiali, la rivalutazione delle azioni permanenti e le analisi strutturali per la caratterizzazione dell'azione sismica nei confronti di un terremoto di progetto (sicurezza).

L'analisi storico critica è stata effettuata sulla base di documenti messi a disposizione dal comune.

I saggi e il piano di indagini sono stati redatti con l'obiettivo di raggiungere un livello di conoscenza LC2.

Sono stati effettuati saggi di fondazioni e demolizioni parziali di elementi strutturali e non strutturali, per la verifica dei dettagli rilevanti, altrimenti non accessibili.

La pericolosità sismica per i diversi stati limite, caratterizzata da a_g e dalla forma dello spettro di risposta, è stata determinata sulla base delle norme tecniche attualmente in vigore (NTC2018).

La valutazione della capacità sismica è stata effettuata sulla base delle stesse norme mediante una analisi statica, analisi sismica modale e analisi non lineare (Pushover).

1.5 - Normative di riferimento

Le normative di riferimento sono:

- L. n. 64 del 2/2/1974 "Provvedimenti per le costruzioni, con particolari riferimenti per le zone sismiche";
- D.M. 17/01/2018, " Norme tecniche per le costruzioni ";
- Circolare Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21/01/2019 n. 7/CSLLPP, "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018 ".

2. - Indagine storico critica, rilievo e indagini sui materiali

2.1 - Materiale tecnico fornito dal comune

Il materiale tecnico fornito dall'amministrazione comunale consiste:

- Disegno architettonico
- Progetto di manutenzione straordinaria fabbricato e progetto di deposito della pratica sismica (anno 2004).
- Analisi preliminare di vulnerabilità redatta dall'ing. Stefano Tintori.
- Relazione geologica eseguita dal Dott. Geol. Gian Franco Bernardi con indagini Down Hole.
- Relazione geologica integrativa eseguita dal Dott. Geol. Gaddo Mannori

2.2 - Analisi storico-critica (§ 8.5.1 NTC 2018)

Da quanto fornito dall'Amministrazione Comunale, si evince che l'edificio è stato costruito nell'anno 1968.

In seguito sull'edificio sono stati eseguiti i seguenti interventi strutturali:

- Anno 2002 Ampliamento delle aule della scuola materna ed elementare;
- Anno 2004 Intervento di miglioramento e realizzazione di nuovo vano scale.

La tipologia della costruzione è quella caratteristica degli edifici scolastici degli anni '60, con ampie finestrate per le aule e piccole finestrate per tutti i locali ad uso servizio.

Le strutture portanti sono in pietrame a spacco e in piccola parte in mattoni pieni a una e due teste, con solaio del piano primo in latero cemento gettato in opera, soffitto non praticabile in travi c.a. tipo Varese con tavelloni semplicemente appoggiati e copertura leggera in travetti tipo SAP e tavelloni. Le fondazioni sono del tipo a sacco con soprastante lega in c.a.

Le scale esterne e l'ascensore sono in conglomerato cementizio armato giuntati sismicamente dal fabbricato in muratura.

2.3 - Rilievo (§ 8.5.2 NTC 2018)

Il rilievo effettuato ha riguardato:

- il rilievo geometrico di tutto il fabbricato in quanto non concordante con i documenti tecnici esistenti;
- l'individuazione e/o controllo degli elementi strutturali e dei dettagli costruttivi;

2.4 - Individuazione degli elementi strutturali e dettagli costruttivi

– Tessuto murario

Dai saggi effettuati si è rilevata la presenza di una muratura in pietra a spacco, con presenza di alcuni ricorsi in muratura.

Tutte le murature al livello di sottotetto sono invece realizzate in mattoni pieni a due teste e blocchi di cls. La malta sembra essere di non cattiva qualità.

I cantonali delle murature risultano di discreta fattura, in quanto realizzati con pietre squadrate di dimensioni rilevanti alternate a strati di mattoni pieni disposti su tre filari.

Negli incroci murari interni è emerso uno scarso ammorsamento tra le pareti ortogonali.

Al livello del primo solaio è stata accertata la presenza di un cordolo in c.a. debolmente armato.

Al livello del sottotetto e della copertura non sono visibili cordoli.

Le strutture in elevazione esterne sono in muratura ordinaria in pietra a spacco con buona tessitura e presenza di ricorsi di muratura (pareti intonacate su entrambi i lati).

Sono presenti anche murature in mattoni pieni ad una e due teste sola testa in corrispondenza dei servizi ai lati della scala interna. Le pareti interne divisorie intonacate sono in mattoni forati.



Fig. 9 – Tipologia delle murature

2.5 – Posizione edificio e fondazioni

L'edificio è situato su un leggero pendio. Dai saggi effettuati in fondazione si è rilevato la presenza di un cordolo in cls armato con barre longitudinali e staffe su una fondazione in muratura di pietrame. La quota di imposta è maggiore di 90 cm dal piano di campagna.



Fig.10 – Particolare fondazione

– Orizzontamenti

Dai saggi effettuati a piano terra è emersa la presenza di massicciata con rete non ammorsata ai muri.

I solai del piano primo sono del tipo in latero cemento gettato in opera.

Alla quota del sottotetto è presente un soffitto costituito da travetti in c.a. tipo Varese e semplici tavelloni solo sull'ala inferiore e pertanto risulta non praticabile.

Nell'anno 2016 sono state eseguite delle prove di carico sui solai del piano primo, che hanno denotato un comportamento elastico ed una deformazione, a fronte un carico di esercizio richiesto di 300 Kg/m^2 , compatibile con quella teorica. Anche in termini di sollecitazione il comportamento appariva compatibile con quello teorico, risultando verificato con qualsiasi ipotesi di vincolo ammissibile per il solaio.

– Copertura

La copertura è costituita da due falde disposte a cartella. La struttura è realizzata con travetti in laterizio armato (SAP) disposti in direzione spingente e tavelloni. Non sembra esserci irrigidimenti al livello della copertura. Sopra i muri centrali longitudinali sono presenti travi in cls. Le gronde sono state realizzate in laterizio.



Fig. 11 – Solaio di sottotetto e di copertura



Fig. 12 – Particolare gronda

- Elementi non strutturali

L'edificio è stato esaminato anche dal punto di vista della vulnerabilità degli elementi secondari, riscontrando che non vi sono:

- canne fumarie o comignoli a sbalzo sopra la copertura;
- pareti vetrate di grande altezza non sufficientemente intelaiate;
- tettoie o elementi a sbalzo pericolosi.

Si dovranno sistemare il funzionamento dei pluviali di copertura, nonché le pendenze di alcuni lati dei camminamenti esterni per evitare infiltrazioni di acqua o comunque che le murature esterne non abbiano a risentire di fenomeni ciclici di bagnatura e asciugatura con conseguente ritiro del terreno su cui gravano. Si dovranno consolidare inoltre tutte le pareti divisorie in forati di elevata estensione ed altezza.

3 - Vulnerabilità dell'edificio

3.1 – Analisi dell'edificio esistente

Dall'analisi per soli carichi permanenti e accidentali e vento (condizione non sismica) la verifica del fabbricato non risulta soddisfatta e pertanto si evince che attualmente i setti murari dell'edificio presentano problematiche per i carichi verticali, in particolare i piccoli maschi murari fra aperture e la snellezza dei detti in muratura di mattoni pieni ad una testa

L'analisi per azioni sismiche evidenzia che l'edificio non verifica per l'azione sismica attesa in quel sito per la classe d'uso del fabbricato come da normativa. In particolare l'edificio in oggetto risulta verificato per azioni sismiche pari a circa il 19% dell'azione sismica di progetto: infatti, il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione ζ_E risulta pari a 0,19.

A tale intensità di azione corrisponde un tempo di ritorno $T_R=49$ anni e una vita nominale di circa $V_N=3$ anni. Per tale valore di vita nominale devono essere previsti una serie di interventi al fine di risolvere i problemi di vulnerabilità.

3.2 – Presenza di elementi di vulnerabilità presenti

- a) L'edificio in esame mostra avere problematiche, in relazione al suo funzionamento per carichi verticali e vento, ovvero all'esercizio giornaliero.
- b) Il quadro fessurativo presente sulle pareti interne, rilevato special modo in corrispondenza degli architravi e dei solai, è dovuto ad una concausa ad assestamenti fondali e contemporaneamente al fatto che il solaio di sottotetto è realizzato con travetti in c.a. e tavelloni semplicemente appoggiati sulla parte inferiore dei travetti e privo di soletta. Di conseguenza al minimo movimento delle pareti o dei travetti si innesca facilmente la fessura tra gli elementi di laterizio semplicemente accostati. In merito ai cedimenti fondali, sono da imputarsi al mal funzionamento dei pluviali e di pozzetti di raccolta di acque che hanno perduto quasi certamente hanno perduto nel loro funzionamento nel tempo.
Si notano distacchi di intonaco dai soffitti, in parte protetti con reti anti sfondellamento.
- c) Le verifiche di sicurezza hanno evidenziato che l'edificio ha una normale resistenza alle azioni sismiche per edifici realizzati in quel periodo, che certamente non può coprire il 100% di quanto previsto dalla normativa. Le carenze sono concentrate nella parete longitudinale lato monte in quanto completamente forata dalle ampie finestre dei locali e piccole finestre dei servizi.
- d) Nell'edificio sono presenti dei cordoli in c.a. al livello del piano terra e del piano primo ma non della soffitta e della copertura.
- e) Alla quota del sottotetto è presente un soffitto costituito da travetti tipo Varese e semplici

tavelloni solo sull'ala inferiore e pertanto risulta non praticabile. Si evidenzia la fragilità della struttura, che al momento ha solo funzione di controsoffitto. In caso di sisma tale struttura – priva di controventi – potrebbe causare il distacco dei tavelloni.

- f) La copertura è costituita da due falde disposte a cartella. La struttura è realizzata con travetti in laterizio armato (SAP) disposti in direzione spingente e tavelloni. Le gronde sono state realizzate in laterizio. La gronda, realizzata con materiali fragili (tavelloni), rappresenta una criticità in caso di evento sismico.

3.3 – Interventi di consolidamento sismico

Per il consolidamento delle murature viene utilizzato il **Sistema CAM**. Il sistema prevede il rafforzamento diffuso delle pareti in muratura mediante realizzazione di cuciture metalliche pre-sollecitate realizzate con nastri di acciaio.

Il sistema presenta molti vantaggi:

- è un sistema di consolidamento attiva;
- non incrementa le masse né varia la distribuzione delle rigidezze;
- è un sistema leggero e a minimo ingombro;
- utilizza materiali certificati e maestranze qualificate;
- è un sistema a secco e veloce.

Oltre al consolidamento dei maschi murari si prevedono una serie di interventi quali:

- a) consolidamento del solaio di sottotetto con un getto integrativo di calcestruzzo con l'aggiunta di adeguata armatura e rete elettrosaldata nella soletta, con il duplice scopo di consolidare il soffitto e creare un piano rigido al livello del sottotetto. Saranno inserite cordolature piatte al livello del sottotetto.
- b) consolidamento delle gronde delle coperture che rappresentano uno degli elementi critici della copertura. Per il momento viene rifatto il cordolo e le gronde in c.a.
- c) riduzione della larghezza delle aperture e/o chiusure di aperture non necessarie allo scopo di allineare e allargare i maschi murari;
- d) raddoppio delle murature in mattoni pieni ad una testa.

L'intervento di consolidamento del fabbricato viene classificato come **adeguamento sismico** (punto 8.4.3 NTC 2018). Nel caso di edifici di classe III ad uso scolastico, si assume il coefficiente $\zeta_E \geq 0,8$

3.4 – Eventuali presenza di elementi di vulnerabilità secondaria presenti

L'edificio è stato esaminato anche dal punto di vista della vulnerabilità degli elementi secondari, riscontrando che non vi sono:

- canne fumarie o comignoli a sbalzo sopra la copertura;

- pareti vetrate di grande altezza non sufficientemente intelaiate;
- tettoie o elementi a sbalzo pericolosi;
- tramezzature interne;
- impianti.

Sono previsti i seguenti interventi:

- consolidamento delle tramezzature più estese e alte con tessuti in fibra di vetro.
- gli impianti e finestrature saranno fissati con tassellatura antisismica;
- saranno rivisitati gli ancoraggi delle pareti vetrate;
- saranno rifatti gli intonaci degradati dei soffitti.

3.5 - Vano scala esterno in c.a.

Nell'anno 2005 è stato realizzato una seconda via di esodo del piano primo con la realizzazione di una struttura in c.a. contenente:

- al piano seminterrato un vano utilizzato come accumulo acqua per impianto prevenzione incendi;
- una rampa di scale per raggiungere il piano primo poggiante su setti in c.a.;
- un vano ascensore sempre in c.a.;
- una pensilina a copertura del pianerottolo di arrivo al piano primo.

La struttura risulta separata dal fabbricato in muratura da un giunto tecnico.



Fig. 13 – Vista della scala esterna

La struttura risulta realizzata a seguito del deposito al Genio di Civile di Pistoia in data 29/07/2004 prot. n. 2130 – Pratica n. 24.869.

La pratica è stata presentata come costruzione in zona sismica e lavori soggetti a controllo obbligatorio. L'esito del controllo è stato comunicato in data 29/10/2014 Prot. 134466-44.

I lavori sono stati completati nell'anno successivo ma non è stata mai presentata la relazione a lavori ultimati ai sensi dell'art. 5 L.R. 06/12/1982 n. 88 né fatto il collaudo statico delle opere ai sensi della L. n.1086/1971 e Legge Regionale n. 88/1982.

Al fine di completare la pratica sono in corso una serie di prove sui materiali a cui seguirà la relazione di fine lavori e il collaudo statico dell'opera.

4 - Indagini semi-distruttive sulle murature

Al fine di raggiungere un livello di conoscenza maggiore delle murature si è programmato una serie di prove semi-distruttive sulle murature.

Sono state condotte le seguenti prove:

n. 2 Prove con martinetti piatti doppi

n. 3 Prove con penetrometro per malte

I risultati delle indagini sono riportati nel rapporto di prova n. 004/19/ND del laboratorio prove materiali IGETECMA s.n.c. di Montelupo Fiorentino (FI) allegate alla presente relazione.

Per quanto riguarda i saggi con martinetti piatti

Prova	Pressione (Mpa)	Modulo deform. Orizzon E_0 (Mpa)	Coefficiente di Poisson	Modulo elastico tangenz. G (Mpa)
MP1	2,25	1334	0,22	549
MP2	2,81	937	0,15	408

Confrontandolo i valori con le caratteristiche con Tab. C.8.5.I. della circolare si ricava che trattasi di una muratura a spacco di buona tessitura

Le prove sulle malte hanno dato i seguenti risultati:

Prova	Resistenza della malta (Mpa)
D1	1,2
D2	1,1
D3	1,3

Da cui si evince una discreta malta bastarda.

5 - Livelli di conoscenza e fattori di confidenza (§ 8.5.4 NTC 2018)

Al termine delle indagini e dei sopralluoghi effettuati si è raggiunto un livello di conoscenza LC2 (Conoscenza adeguata), poiché i dati sono stati assunti nel seguente modo:

- Geometria: la geometria della struttura è nota in base al rilievo eseguito. I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali, insieme a quelli riguardanti i dettagli strutturali sono tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un'analisi lineare o non lineare.
- Dettagli costruttivi: è stata effettuata una verifica in-situ dei dettagli più importanti.
- Proprietà dei materiali: la caratterizzazione meccanica dei materiali viene fatta sulla base delle tipologie rilevate e sulla base di prove effettuate in situ (una prova con martinetti piatte prova sulla malta).

Le informazioni possedute e le indagini condotte portano a definire un fattore di confidenza $FC=1.2$

6 - Pesi propri, carichi permanenti e sovraccarichi (§ 3.1 NTC 2018)

6.1 - Definizione dei carichi permanenti

Carichi permanenti strutturali e non strutturali allo stato di progetto

Carichi						
Carichi permanenti strutturali solaio di copertura travetti SAP						
tavelloni sp. 6 cm	1	1	1	1	0.35	0.35
travetti tipo SAP	1	1	1	1	0.30	0.30
totale peso strutturale						0.65 KN/m ²
Carichi permanenti non strutturali del solaio di copertura travetti SAP						
manto	1	1	1	1	1	0.50
Totale peso strutturale						0.50 KN/m ²

Carichi permanenti strutturali solaio sottotetto						
soletta	1	1	0.05	1	25	1.25
tavelloni sp. 6 cm	1	1	1	1	0.35	0.35
travetti tipo Varese	1	1	1	1	0.30	0.30
totale peso strutturale						1.90 KN/m ²
Carichi permanenti non strutturali solaio sottotetto						
polistirolo	1	1	1	1	0.1	0.10
intonaco	1	0.010	1	1	18	0.18
Totale peso strutturale						0.28 KN/m ²

Carichi permanenti strutturali solaio piano primo tipo laterocemento gettato in opera						
soletta	1	1	0.04	1	25	1.00
pignatte	1.67	0.50	0.20	1	8	1.34
travetti tipo Bausta	1.67	0.10	0.20	1	25	0.84
totale peso strutturale						3.17 KN/m²
Carichi permanenti non strutturali solaio piano primo tipo laterocemento gettato in opera + tram.						
pavimenti	1	1	1	1	1	0.60
allettamento	1	1	1	0.01	25	0.25
intonaco	1	1	1	0.01	18	0.18
tramezzi	1	1	1	1	1	2.00
Totale peso strutturale						3.03 KN/m²

Carichi permanenti strutturali solaio piano primo tipo laterocemento gettato in opera						
soletta	1	1	0.04	1	25	1.00
pignatte	1.67	0.50	0.20	1	8	1.34
travetti tipo Bausta	1.67	0.10	0.20	1	25	0.84
totale peso strutturale						3.17 KN/m²
Carichi permanenti non strutturali solaio piano primo tipo laterocemento gettato in opera						
pavimenti	1	1	1	1	1	0.60
allettamento	1	1	1	0.01	25	0.25
intonaco	1	1	1	0.01	18	0.18
Totale peso strutturale						1.03 KN/m²

6.2 - Definizione dei carichi accidentali

- Carichi di esercizio

Carichi di esercizio				
Cat.	Ambienti	qk KN/m ²	Qk KN	H _k KN/m
C1	Aree suscettibili di affollamento quali scuole	3,00	3,00	1,00
C	Scale comuni	4,00	4,00	2,00
H	Copertura e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0,50	1,20	1,00

6.3 - Azione della neve (§ 3.4 NTC 2018)

	Zona I - Alpina Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
	Zona I - Mediterranea Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
	Zona II Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
	Zona III Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia, Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$

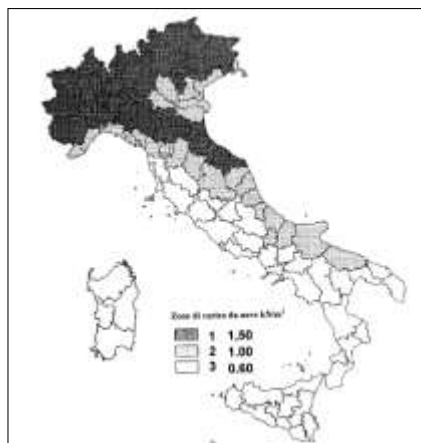
q_s (carico neve sulla copertura [N/mq]) = $\mu_s q_{sk} C_E C_t$
 μ_s (coefficiente di forma)
 q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])
 C_E (coefficiente di esposizione)
 C_t (coefficiente termico)

Valore caratteristico della neve al suolo

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	794
q_{sk} (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	3.17

Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1$.

**Coefficiente di esposizione**

Topografia	Descrizione	C_E
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1

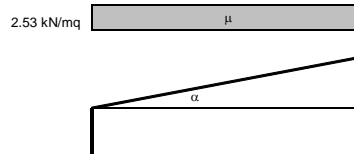
Valore del carico della neve al suolo

q_s (carico della neve al suolo [kN/mq])	3.17
--	------

Coefficiente di forma (copertura ad una falda)

α (inclinazione falda [°])	0
-----------------------------------	---

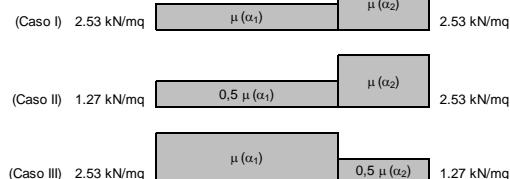
μ	0.8
-------	-----

**Coefficiente di forma (copertura a due falde)**

α_1 (inclinazione falda [°])	15
α_2 (inclinazione falda [°])	15

$\mu(\alpha_1)$	0.8
-----------------	-----

$\mu(\alpha_2)$	0.8
-----------------	-----



6.4 - Azione del vento (§ 3.3 NTC 2018)

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s [1/s]
3	27	500	0.02
a_z (altitudine sul livello del mare [m])			794
T_R (Tempo di ritorno)			50
$v_b = v_{b,0}$ per $a_z \leq a_0$			
$v_b = v_{b,0} + k_s (a_z - a_0)$ per $a_0 < a_z \leq 1500$ m			
v_b ($T_R = 50$ (m/s))			32.880
α_R (T_R)			1.00073
v_b (T_R) = $v_b \times \alpha_R$ (m/s)			32.904

p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_s \cdot c_e \cdot c_d$
q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
c_s (coefficiente di esposizione)
c_e (coefficiente di forma)
c_d (coefficiente dinamico)



Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3)$$

q_b [N/mq]	676.68
--------------	--------

Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati sull'agibilità da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

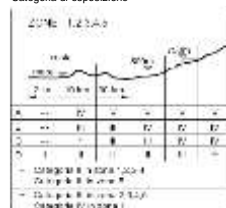
Esso può essere assunto autorevolmente pari ad quelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

C) Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D

Categoria di esposizione



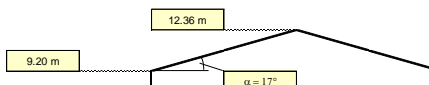
Zona	Classe di rugosità	a_z [m]
3	C	794

$$c_s(z) = k_z^2 \cdot c_1 \cdot \ln(z/z_0) \quad [7 + c_1 \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_s(z) = c_s(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

Cat. Esposiz.	k_z	z_0 [m]	z_{min} [m]	c_1
IV	0.22	0.3	8	1

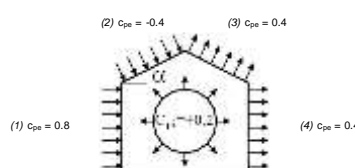
z [m]	c_s
$z \leq 8$	1.634
$z = 9.2$	1.727
$z = 12.36$	1.929



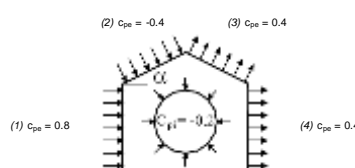
Coefficiente di forma (Edificio aventi una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale)

Strutture stagne

(1)	c_p	p [kN/mq]
	0.80	0.935
(2)	c_p	p [kN/mq]
	-0.40	-0.522
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0.40	0.522
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0.40	0.467

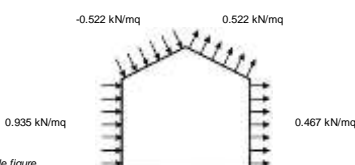


(1)	c_p	p [kN/mq]
	0.80	0.935
(2)	c_p	p [kN/mq]
	-0.40	-0.522
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0.40	0.522
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0.40	0.467



Combinazione più sfavorevole:

	p [kN/mq]
(1)	0.935
(2)	-0.522
(3)	0.522
(4)	0.467



N.B. Se p (o c_{pe}) è > 0 il verso è concorde con le frecce delle figure

7- Definizione dell'azione sismica attesa (§ 3.2 NTC 2018)

7.1 – Azione sismica

Per l'analisi sismica della struttura si farà riferimento alle "Norme Tecniche per le costruzioni D.M. 17/01/2018".

L'azione sismica di progetto è definita a partire dalla *pericolosità sismica di base* del sito, definita in termini di valore dell'accelerazione massima attesa a_g , in corrispondenza di un punto all'interno di un reticolo di riferimento e in base a prefissate probabilità di superamento P_{VR} nella vita di riferimento V_R della costruzione.

7.2 - Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento

La vita nominale V_N dell'opera, intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata, viene assunta dalla Tab. 2.4.I delle NTC

	Tipo di Costruzione	Vita nominale
2	<i>Opere ordinarie di dimensioni contenute o di importanza normale</i>	$V_N = 50$

La classe d'uso C_U è scelta in funzione della classe d'uso del fabbricato. Per costruzioni il cui uso prevede affollamenti significativi (**classe d'uso III**) si ha:

CLASSE D'USO	III
COEFFICIENTE $C_U =$	1,5

Il periodo di riferimento, per le costruzioni in oggetto, si ricava da:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \text{ anni} \times 1,5 = 75 \text{ anni}$$

Per la valutazione della vulnerabilità di edifici in classe d'uso III, la probabilità del superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerato (Tab. 3.2.I – NTC), sono:

$$SLD \rightarrow P_{VR} = 63\%$$

$$SLV \rightarrow P_{VR} = 10\%$$

Noto P_{VR} , il periodo di ritorno T_R , espresso in anni è pari a

$$SLD \rightarrow T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{RV})} = 75 \text{ anni}$$

$$SLV \rightarrow T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{RV})} = 712 \text{ anni}$$

7.3 - Caratterizzazione dell'azione sismica

Nel periodo di riferimento dell'azione sismica, le forme spettrali sono definite a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g = accelerazione orizzontale massima del sito;

F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione;

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

La scuola sorge in comune di San Marcello - Piteglio, località Maresca, e le coordinate geografiche del sito sono:

Longitudine	10,850275°	Latitudine	44,052937°
-------------	------------	------------	------------

I valori dei parametri (a_g , F_0 , T_c^*) calcolati come media pesata nei quattro vertici della maglia sono individuati con il programma "Spettri NTC":

Elaborazioni effettuate con "Spettri NTC ver.1.0.2"

Valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

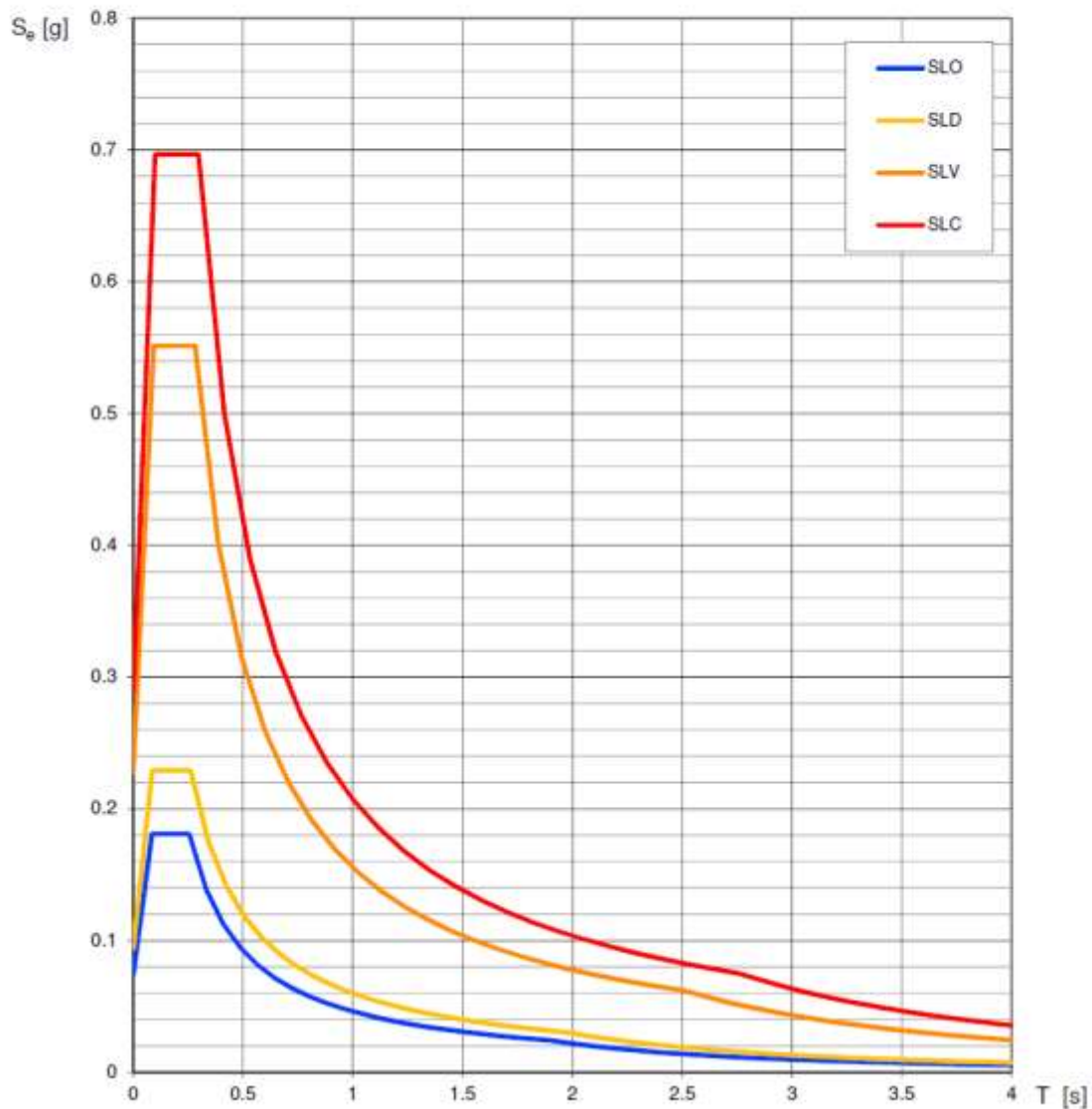
SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	45	0,074	2,451	0,255
SLD	75	0,094	2,428	0,262
SLV	712	0,228	2,418	0,282
SLC	1462	0,289	2,412	0,297

- Spettri di risposta elastici

Gli spettri di risposta elastici delle componenti orizzontali nel periodo di riferimento per lo stato limite SLV sono definiti dalle equazioni (3.2.4) (3.2.3.2.1 – NTC).

Gli spettri di risposta elastici delle componenti verticali nel periodo di riferimento per lo stato limite SLV sono definiti dalle equazioni (3.2.10) (3.2.3.2.2 – NTC).

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



- Categoria del sottosuolo e condizioni topografiche

Al fine della definizione dell'azione sismica di progetto in uno specifico sito di costruzione è necessaria valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante la categoria del sottosuolo e le condizioni topografiche.

La relazione geologica, definisce per l'area in oggetto una categoria di sottosuolo di tipo E

Relativamente alle condizioni topografiche presenti in sito, T_1 pendii con inclinazione media $i < 15^\circ$, si è utilizzato un valore del coefficiente di amplificazione topografica $S_T=1$

- *Valutazione della sicurezza*

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sarà eseguita con riferimento agli Stati Limite Ultimi (SLV).

- *Fattore di comportamento*

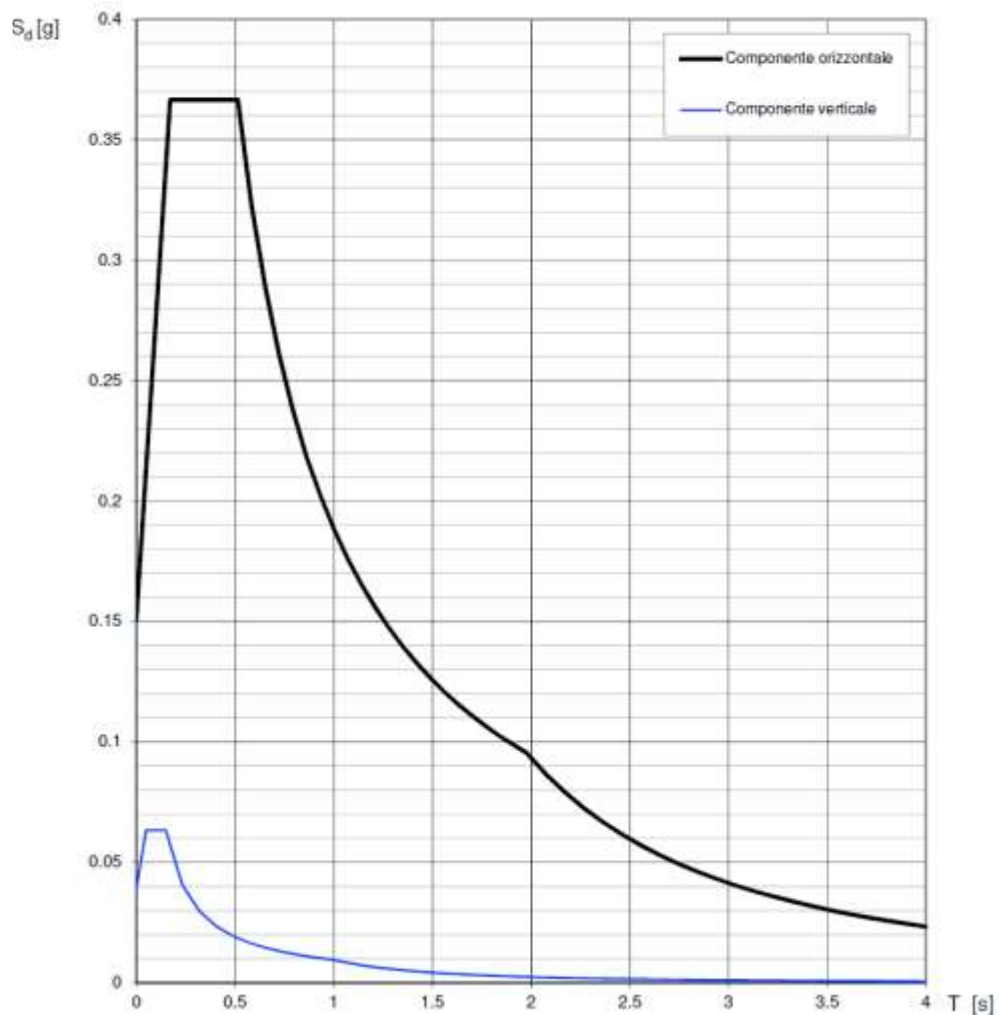
Per quanto riguarda il fattore di comportamento si fa riferimento al $q=2,4$ derivante dall'analisi Pushover

- *Spettri di progetto per gli stati limite di esercizio*

Lo spettro di progetto per la componente orizzontale e la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo P_{RV} considerata.

Elaborazioni effettuate con "Spettri NTC ver. 1.0.2"

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLD**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLD
a_g	0.094 g
F_o	2.428
T_C	0.262 s
S_S	1.600
C_C	1.966
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.600
η	1.000
T_B	0.171 s
T_C	0.514 s
T_D	1.977 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0.55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

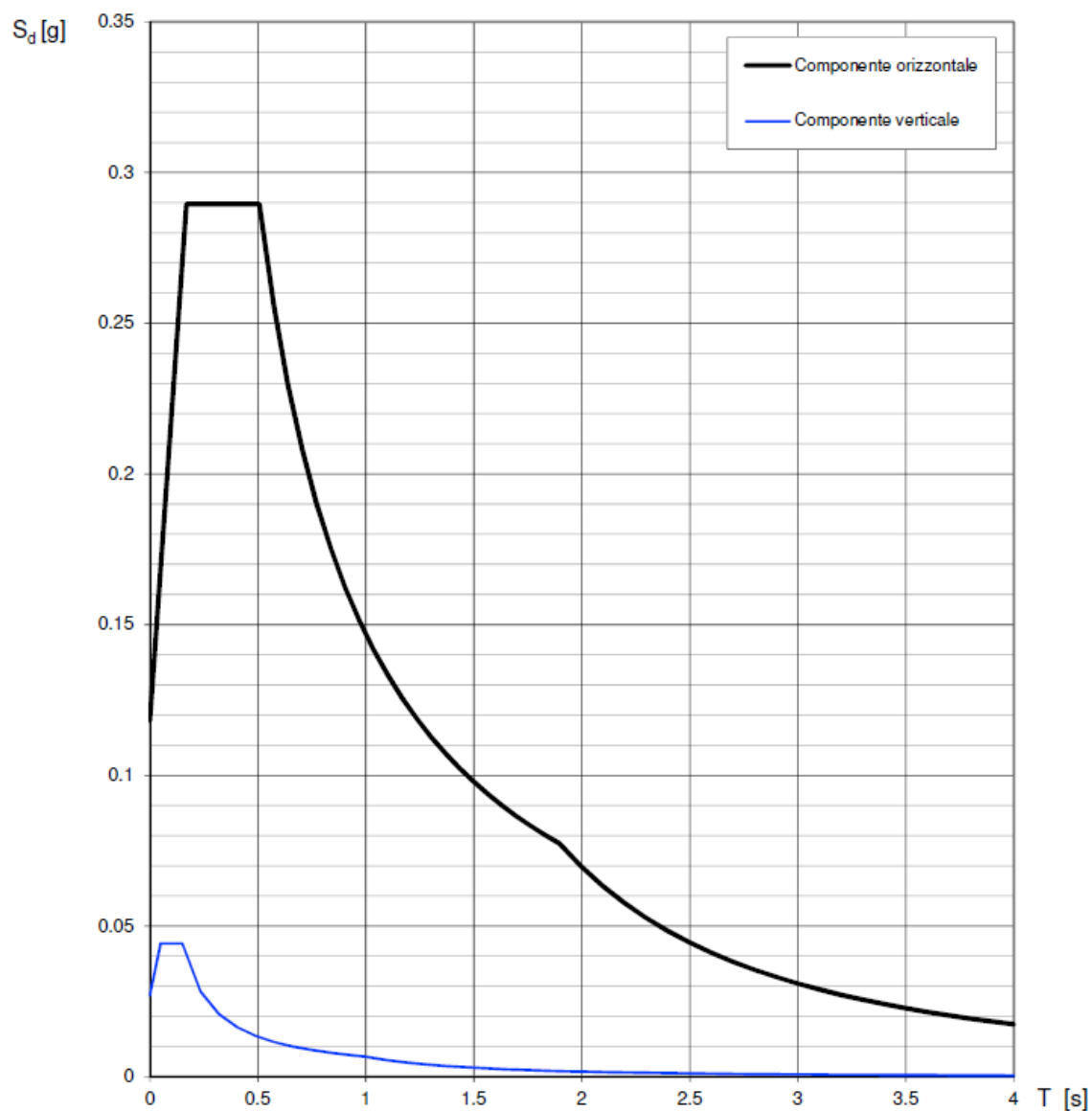
$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_e(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.151
$T_B \leftarrow$	0.171	0.367
$T_C \leftarrow$	0.514	0.367
	0.584	0.323
	0.654	0.288
	0.723	0.261
	0.793	0.238
	0.863	0.219
	0.932	0.202
	1.002	0.188
	1.072	0.176
	1.141	0.165
	1.211	0.156
	1.281	0.147
	1.350	0.140
	1.420	0.133
	1.490	0.127
	1.559	0.121
	1.629	0.116
	1.699	0.111
	1.768	0.107
	1.838	0.103
	1.908	0.099
$T_D \leftarrow$	1.977	0.095
	2.074	0.087
	2.170	0.079
	2.266	0.073
	2.363	0.067
	2.459	0.062
	2.555	0.057
	2.652	0.053
	2.748	0.049
	2.844	0.046
	2.941	0.043
	3.037	0.040
	3.133	0.038
	3.230	0.036
	3.326	0.034
	3.422	0.032
	3.518	0.030
	3.615	0.029
	3.711	0.027
	3.807	0.026
	3.904	0.024
	4.000	0.023

Elaborazioni effettuate con "Spettri NTC ver. 1.0.2"

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLO

Elaborazioni effettuate con "Spettri NTC ver. 1.0.2"

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLO**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLO
a_g	0.074 g
F_0	2.451
T_C	0.255 s
S_S	1.600
C_C	1.986
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.600
η	1.000
T_B	0.169 s
T_C	0.507 s
T_D	1.895 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

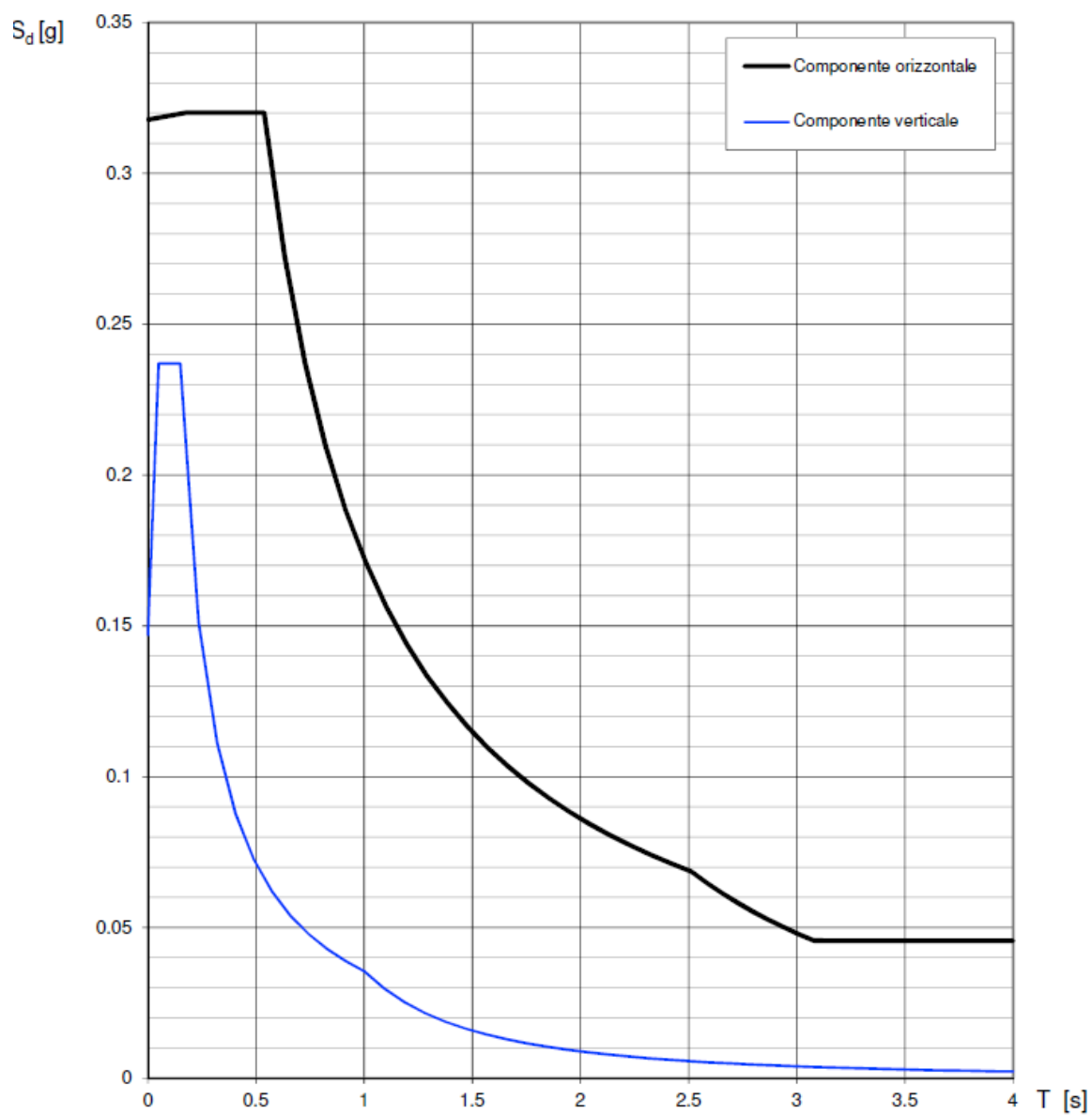
	T [s]	Se [g]
	0.000	0.118
$T_B \leftarrow$	0.169	0.290
$T_C \leftarrow$	0.507	0.290
	0.573	0.256
	0.639	0.230
	0.705	0.208
	0.771	0.190
	0.837	0.175
	0.904	0.162
	0.970	0.151
	1.036	0.142
	1.102	0.133
	1.168	0.126
	1.234	0.119
	1.300	0.113
	1.366	0.107
	1.432	0.102
	1.499	0.098
	1.565	0.094
	1.631	0.090
	1.697	0.086
	1.763	0.083
	1.829	0.080
$T_D \leftarrow$	1.895	0.077
	1.996	0.070
	2.096	0.063
	2.196	0.058
	2.296	0.053
	2.396	0.048
	2.497	0.045
	2.597	0.041
	2.697	0.038
	2.797	0.036
	2.898	0.033
	2.998	0.031
	3.098	0.029
	3.198	0.027
	3.298	0.026
	3.399	0.024
	3.499	0.023
	3.599	0.021
	3.699	0.020
	3.800	0.019
	3.900	0.018
	4.000	0.017

- *Spettro di progetto per gli stati limite ultimi*

Lo spettro di progetto per la componente orizzontale e la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo P_{RV} considerata, con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule ridotte il fattore η con il $1/q$, dove q è il fattore di struttura.

Elaborazioni effettuate con "Spettri NTC ver. 1.0.2"

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



Elaborazioni effettuate con "Spettri NTC ver.1.0.2"

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.228 g
F_g	2.418
T_C	0.282 s
S_S	1.393
C_C	1.908
S_T	1.000
q	2.400

Parametri dipendenti

S	1.393
η	0.417
T_B	0.179 s
T_C	0.538 s
T_D	2.512 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.318
$T_B \leftarrow$	0.179	0.320
$T_C \leftarrow$	0.538	0.320
	0.632	0.273
	0.726	0.237
	0.820	0.210
	0.914	0.188
	1.008	0.171
	1.102	0.156
	1.196	0.144
	1.290	0.134
	1.384	0.124
	1.478	0.117
	1.572	0.110
	1.666	0.103
	1.760	0.098
	1.854	0.093
	1.948	0.088
	2.042	0.084
	2.136	0.081
	2.230	0.077
	2.324	0.074
	2.418	0.071
$T_D \leftarrow$	2.512	0.069
	2.583	0.065
	2.654	0.061
	2.725	0.058
	2.796	0.055
	2.866	0.053
	2.937	0.050
	3.008	0.048
	3.079	0.046
	3.150	0.046
	3.221	0.046
	3.292	0.046
	3.362	0.046
	3.433	0.046
	3.504	0.046
	3.575	0.046
	3.646	0.046
	3.717	0.046
	3.787	0.046
	3.858	0.046
	3.929	0.046
	4.000	0.046

7.4 - Combinazioni dei carichi di progetto

Le combinazioni impiegate in zona sismica ed in assenza di precompressione per gli stati limite ultimi SLU (2.5.3 NTC) sono:

- Combinazione fondamentale SLU

$$\gamma_{G1} \bullet G_1 + \gamma_{G2} \bullet G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} Q_{k2} + \dots$$

- Combinazione sismica

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

Dove:

G₁: peso proprio degli elementi strutturali

G₂: peso proprio degli elementi portati

Q_k: azioni variabili della struttura

E: azione sismica

Pistoia 31/05/2019

Ing. Claudio Pagnini

In allegato prove i situ sui materiali



IGETECMA s.n.c. Istituto Sperimentale di Geotecnica e Tecnologia dei Materiali

Laboratorio autorizzato con D.M. n.54143 del 07/11/2005 e succ. rinnovi ai sensi della Circolare 08/09/10 n.7618/STC

Esecuzione e certificazione prove geotecniche – settore A

Laboratorio autorizzato con D.M. n.162 del 19/04/2011 e succ. rinnovi ai sensi dell'art. 20 della L. n.1086/71

Prove e controlli su strutture e materiali da costruzione – settore A

Rapporto di Prova n°004/19/ND

Montelupo Fiorentino, 14/01/2019

SETTORE: Indagini semi-distruttive – Martinetti piatti doppi, Penetrometro per malte
COMMITTENTE: Comune di San Marcello Piteglio
DD.LL.: Ing. Giulia Tassi
TECNICO INCARICATO: Ing. Claudio Pagnini
CANTIERE: Scuola Anna Frank, Via Vittoria 121, Maresca (PT)
RIFERIMENTO: R.P.E. n°02/19

Indice:

1. Scopo dell'indagine
2. Martinetti piatti
 - 2.1 Brevi cenni sulla metodologia del martinetto piatto singolo
 - 2.2 Metodologia della prova
3. Penetrometro per malte
4. Caratteristiche della strumentazione
5. Presentazione dei dati

Il Direttore del Laboratorio

Ing. F. Politi

Il Tecnico

Geol. L. Gambassi

Attestazione Livello 2° Prove Non distruttive
MPT - Martinetti piatti

1. Scopo dell'indagine

Su incarico del Comune di San Marcello Piteglio, con la DL dell'Ing. Giulia Tassi e con il Tecnico Incaricato Ing. Claudio Pagnini, sono state eseguite prove con martinetti piatti doppi e prove con penetrometro per malte presso la Scuola Anna Frank, situata in Via Vittoria 12 a Maresca (PT).

2. Martinetti piatti

2.1 Brevi cenni sul principio dei martinetti piatti doppi

La tecnica di prova è basata sull'uso contemporaneo di due martinetti piatti, collegati ad una pompa idraulica comune, per comprimere il volume di muratura compreso tra essi. La muratura sovrastante e sottostante funge da contrasto alla reazione esercitata dai martinetti stessi. Questa particolare condizione di sforzi equivale ad una compressione monoassiale, in direzione ortogonale ai martinetti, della porzione di muratura compresa fra i due tagli, che consentirà la stima della resistenza a compressione. Ne consegue che il limite del livello di sollecitazione applicabile sarà legato al valore dello stato di sforzo locale esistente nella muratura, incrementato di un fattore per tener conto di una possibile diffusione del carico.

Dato che il volume di muratura rimane fisicamente legato al resto della muratura su tre lati, permane una certa incertezza nella prova, a causa dell'effetto collaborante della muratura circostante e per effetto della distribuzione non uniforme della pressione del martinetto per mancata aderenza alla superficie della muratura. Nelle murature a più paramenti, le misure sono da ascrivere esclusivamente alle porzioni provate, cioè al paramento esterno, non alle altre che potrebbero essere composte anche da altri materiali.

I valori del modulo elastico e del coefficiente di dilatazione trasversale calcolati con questa tecnica, insieme ai valori di deformazione misurati e calcolati, sono probabilmente sufficientemente precisi per effettuare una stima degli sforzi dovuti a dilatazioni, movimenti o movimenti differenziali di strutture murarie.

2.2 Metodologia della prova

Dopo aver individuato un'area con muratura il più possibile uniforme, con una sega circolare eccentrica si praticano due tagli orizzontali paralleli ad una distanza di 30 / 40 cm, nei quali vengono introdotti due martinetti piatti, quindi si fissano sulla muratura le basi estensimetriche. Nelle prove in esame sono state misurate 3 basi verticali (B1, B2, B3) ed una orizzontale (B4), come somma delle due basi B4a e B4b.

Il calcolo della deformabilità viene eseguito applicando il carico per cicli di carico e scarico, con intensità via via crescente e misurando le deformazioni corrispondenti. I risultati vengono registrati su un grafico sforzo-deformazione. La pressione P_i effettivamente applicata sulla muratura per ogni gradino di carico i , viene calcolata con la seguente relazione:

$$P_i = p * K_m * \underline{A_m} / \bar{A}_t$$

dove:

p = pressione erogata dai due martinetti

K_m = valore medio dei due coefficienti di taratura dei martinetti (indicati dal costruttore)

A_m = area martinetto

\bar{A}_t = valore medio delle due aree di taglio

Il valore del modulo di deformabilità della muratura viene determinato, sui grafici pressione/deformazione, mediante la relazione:

$$E = P_i / d_i$$

dove P_i è la pressione corretta e d_i è la deformazione, misurate in un range di comportamento il più possibile lineare. Tale formula si può applicare sia alle deformazioni verticali che a quelle orizzontali

3. Penetrometro per malte

Il penetrometro per malte è costituito da una massa battente collegata da una molla che, messa in carica manualmente, colpisce un percussore nel quale viene inserito un puntale preposto alla perforazione della malta. L'ago puntale, realizzato in acciaio legato, termina con forma conica ad angolo di 25°. L'ago sottoposto ad urti dinamici costanti avanza all'interno del giunto di malta, e spinge e comprime la malta a lato del proprio percorso. La resistenza che la malta offre all'avanzamento dell'ago è proporzionale alla resistenza meccanica del materiale.

Per ogni prova sono state eseguite 3 infissioni di 10 battute ciascuna.

Il costruttore fornisce una curva che stima la resistenza meccanica della malta a partire dal valore di infissione in mm dell'ago sottoposto a 10 battute.

4. Caratteristiche della strumentazione

Martinetti piatti:

La prova è stata eseguita utilizzando la seguente attrezzatura:

- deformometri Mayes invar con punte coniche da 100 e 200 mm, risoluzione 0.002 mm
- pompa oleodinamica manuale Glötzl M2H16
- manometri BOVIAR con range di 0-25 bar e 0-100 bar
- troncatrice idraulica a trasmissione eccentrica con lama diamantata diametro 35 cm Husaberg
- martinetti piatti di area 778.5 cmq con costante K 0.9

Penetrometro per malte:

La prova è stata eseguita con lo penetrometro mod. *RSM_15* della DRC S.r.l.:

- massa di impatto: 835 g
- corsa: 82 mm

- energia di impatto: 4.55 Nm

5. Presentazione dei dati

Nel complesso sono state eseguite le seguenti prove:

- n.2 prove con martinetti piatti doppi
- n.3 prove con penetrometro per malte

Per le prove con martinetti piatti doppi vengono fornite le caratteristiche geometriche e fisiche dei martinetti utilizzati, i valori delle pressioni esercitate e delle corrispondenti deformazioni misurate, ed i dati elaborati di pressione corretta, deformazione verticale e deformazione orizzontale con i relativi grafici. Viene anche fornita una stima dei moduli di deformabilità orizzontale E_v e verticale E_o (con i range utilizzati per il calcolo), del coefficiente di Poisson ν e del modulo di taglio G .

Per le prove con penetrometro per malte vengono forniti i valori di profondità di avanzamento per le battute eseguite ed una stima della resistenza meccanica tramite una correlazione fornita dal costruttore dell'apparecchiatura.



IGETECMA s.n.c. Istituto Sperimentale di Geotecnica e Tecnologia dei Materiali

Laboratorio autorizzato con D.M. n. 54143 del 07/11/2005 ai sensi della Circolare 08/09/10 n. 7618/STC

Esecuzione e certificazione prove geotecniche – settore A

Laboratorio autorizzato con D.M. n. 162 del 19/04/2011 ai sensi dell'art. 20 della L. n. 1086/71

Prove e controlli su strutture e materiali da costruzione – settore A

Prove con Martinetti piatti e Penetrometro per malte

Committente: Comune di San Marcello Piteglio

D.L.: Ing. Giulia Tassi

Tecnico Incaricato: Ing. Claudio Pagnini

Cantiere: Scuola Anna Frank, Maresca

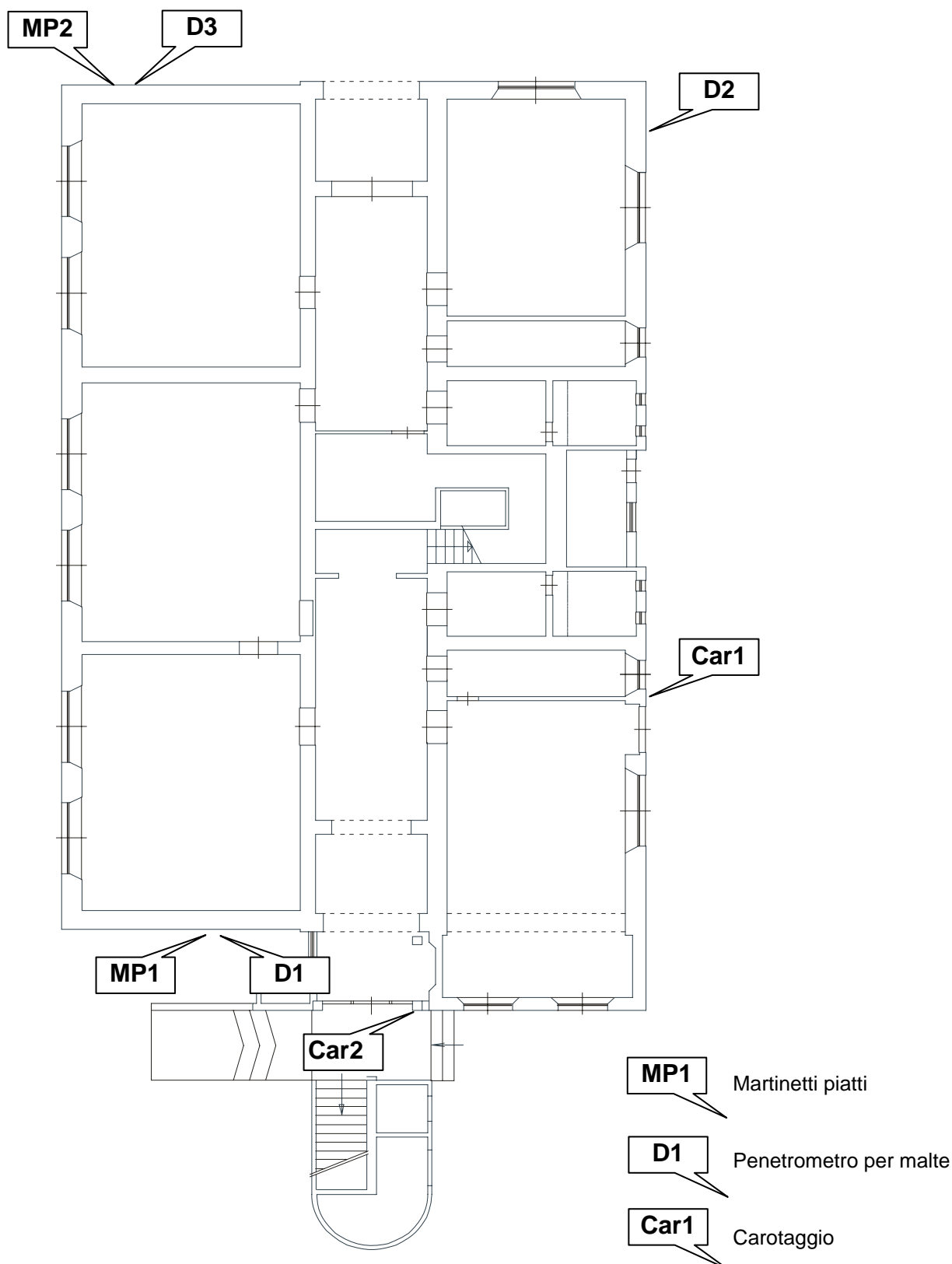
Rapporto di Prova:

04/19

Data prova:

03/01/2019

Ubicazione Prove - Piano terra





IGETECMA s.n.c. Istituto Sperimentale di Geotecnica e Tecnologia dei Materiali

Laboratorio autorizzato con D.M. n.54143 del 07/11/2005 e successivi rinnovi ai sensi della Circolare 08/09/10 n.7618/STC

Esecuzione e certificazione prove geotecniche – settore A

Laboratorio autorizzato con D.M. n.162 del 19/04/2011 e successivi rinnovi ai sensi dell'art. 20 della L. n.1086/71

Prove e controlli su strutture e materiali da costruzione – settore A

Prova con martinetto piatto

ASTM C-1196

ASTM C-1197

Committente: Comune di San Marcello Piteglio

D.L.: Ing. Giulia Tassi

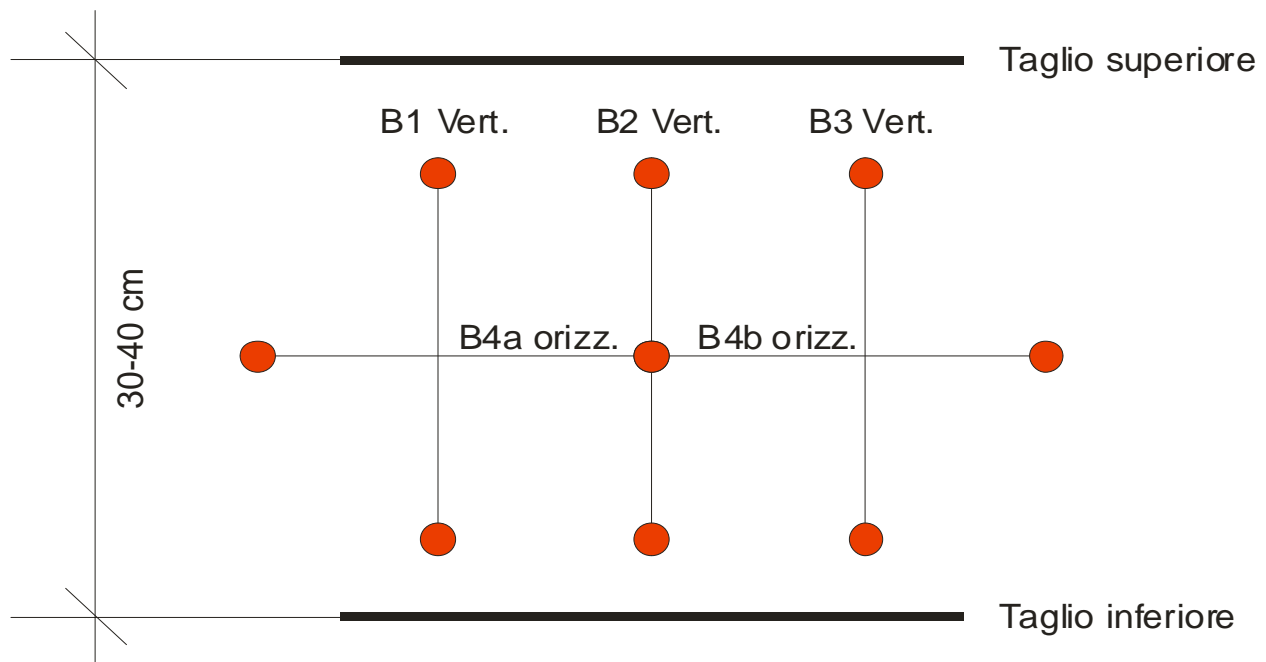
Tecnico Incaricato: Ing. Claudio Pagnini

Cantiere: Scuola Anna Frank, Maresca

Rapporto di Prova: 04/19

Data prova: 03/01/2019

Schema disposizione basi di misura nella prova con martinetto piatto doppio





Prova con martinetto piatto doppio

ASTM C-1197

Committente: Comune di San Marcello Piteglio

D.L.: Ing. Giulia Tassi

Tecnico Incaricato: Ing. Claudio Pagnini

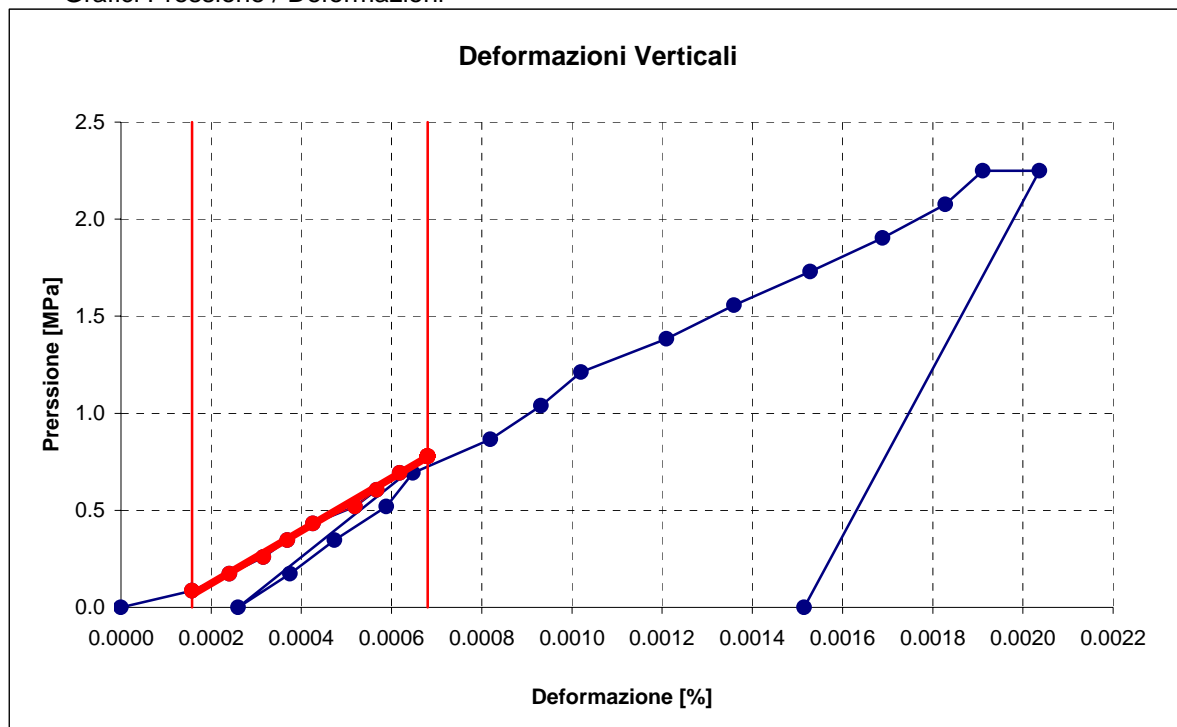
Cantiere: Scuola Anna Frank, Maresca

Rapporto di Prova: 04/19

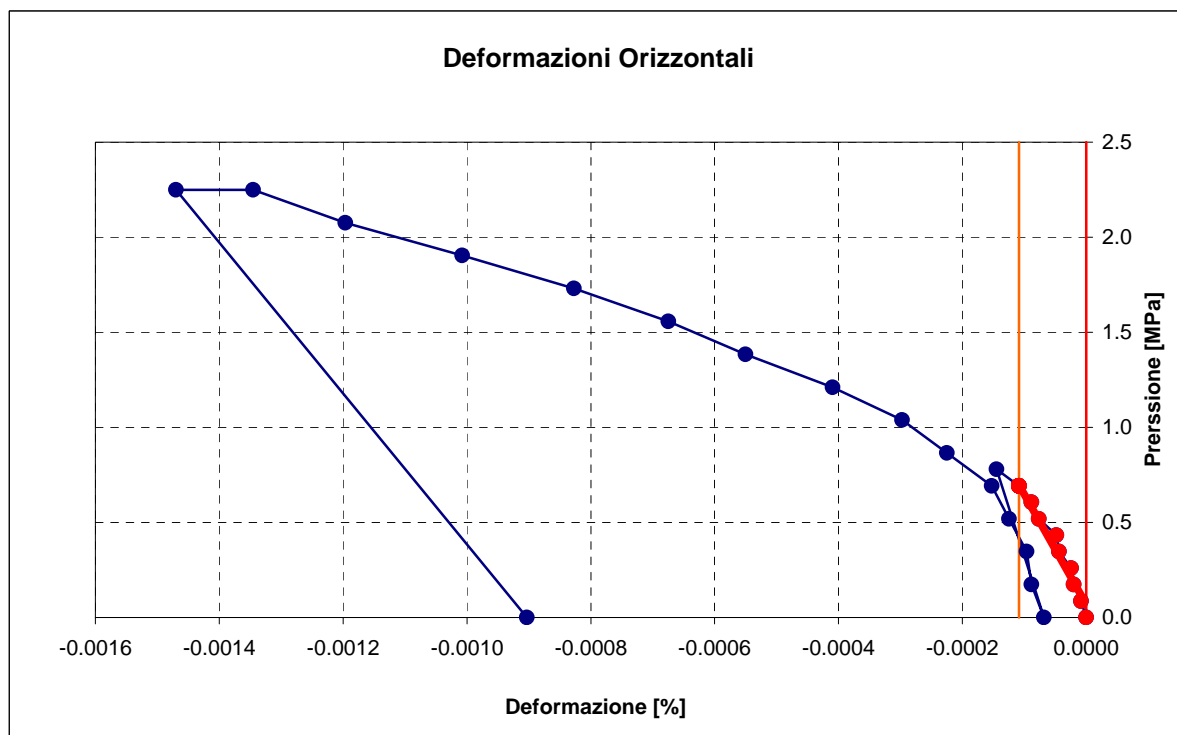
Data prova: 03/01/2019

Prova: **MP1-D**

Grafici Pressione / Deformazioni



Modulo di deformabilità Verticale E_v = $F/A \cdot L_v / \Delta L_v$ 1334 [MPa] tra 0.1 e 0.8 MPa



Modulo di deformabilità Orizzontale E_o = $F/A \cdot L_o / \Delta L_o$ 6199 [MPa] tra 0.0 e 0.8 MPa

Coefficiente di Poisson ν = E_v / E_o 0.22 [-]

Modulo elastico tangenziale G = $E_v / 2 \cdot (1 + \nu)$ 549 [MPa]



IGETECMA s.n.c. Istituto Sperimentale di Geotecnica e Tecnologia dei Materiali

Laboratorio autorizzato con D.M. n.54143 del 07/11/2005 e successivi rinnovi ai sensi della Circolare 08/09/10 n.7618/STC

Esecuzione e certificazione prove geotecniche – settore A

Laboratorio autorizzato con D.M. n.162 del 19/04/2011 e successivi rinnovi ai sensi dell'art. 20 della L. n.1086/71

Prove e controlli su strutture e materiali da costruzione – settore A

Prova con martinetto piatto doppio

ASTM C-1197

Committente: Comune di San Marcello Piteglio

D.L.: Ing. Giulia Tassi

Tecnico Incaricato: Ing. Claudio Pagnini

Cantiere: Scuola Anna Frank, Maresca

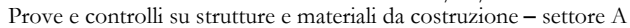
Rapporto di Prova: 04/19

Data prova: 03/01/2019

Prova: **MP1-D**

Documentazione fotografica





Note: - muratura in pietrame
- comparsa prime fessurazioni a 28 Bar.
- fessurazioni diffuse a 32 bar



Prova con martinetto piatto doppio

ASTM C-1197

Committente: Comune di San Marcello Piteglio

D.L.: Ing. Giulia Tassi

Tecnico Incaricato: Ing. Claudio Pagnini

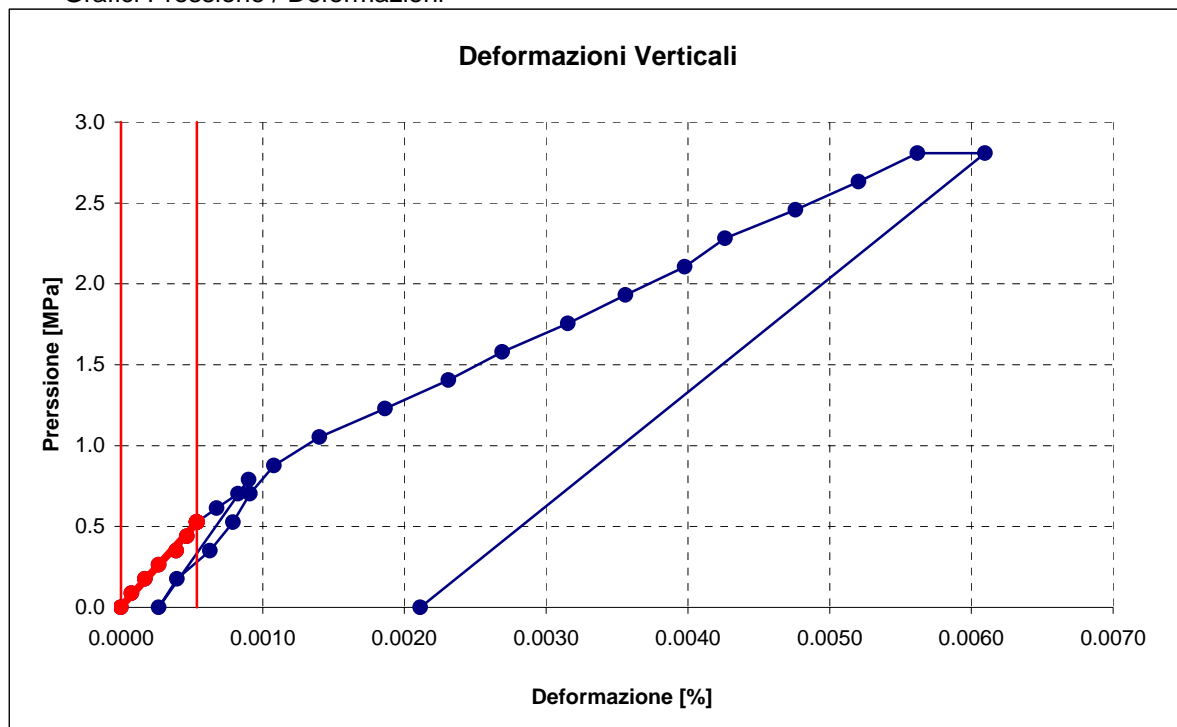
Cantiere: Scuola Anna Frank, Maresca

Rapporto di Prova: 04/19

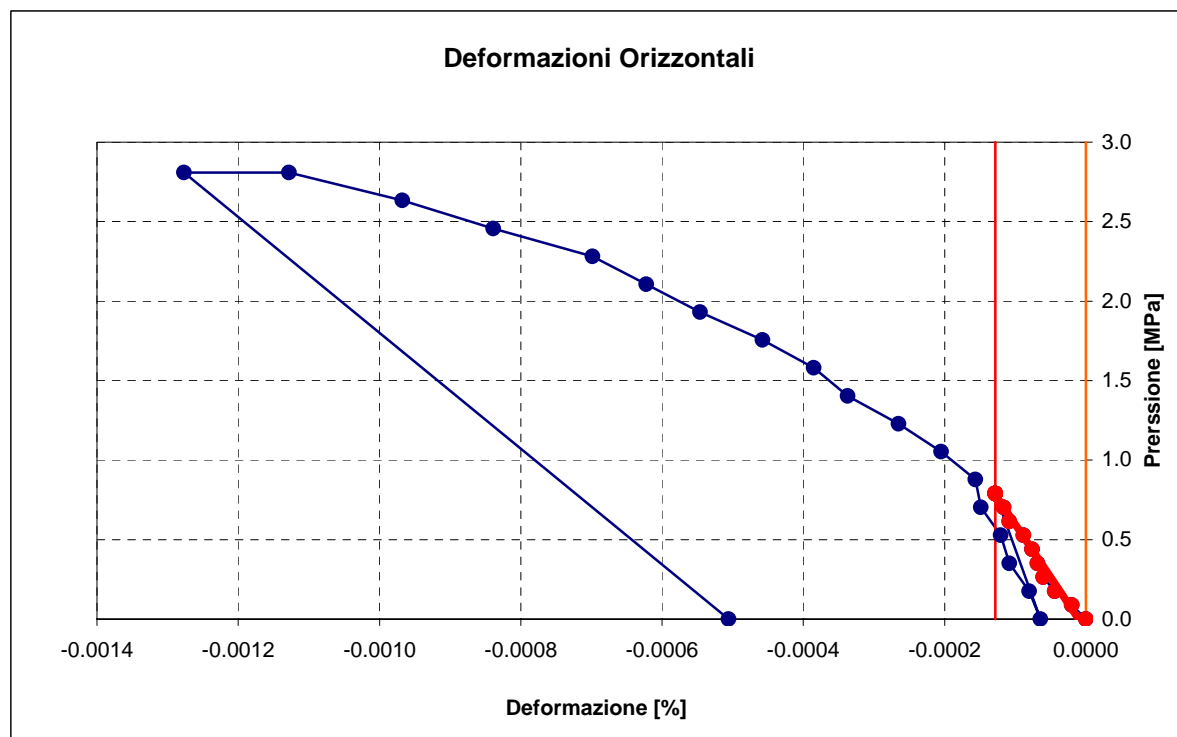
Data prova: 03/01/2019

Prova: **MP2-D**

Grafici Pressione / Deformazioni



Modulo di deformabilità Verticale E_v = $F/A * L_v / \Delta L_v$ **937 [MPa]** tra 0.0 e 0.5 MPa



Modulo di deformabilità Orizzontale E_o = $F/A * L_o / \Delta L_o$ **6324 [MPa]** tra 0.0 e 0.8 MPa

Coefficiente di Poisson ν = E_v / E_o **0.15 [-]**

Modulo elastico tangenziale G = $E_v / 2 * (1 + \nu)$ **408 [MPa]**



IGETECMA s.n.c. Istituto Sperimentale di Geotecnica e Tecnologia dei Materiali

Laboratorio autorizzato con D.M. n.54143 del 07/11/2005 e successivi rinnovi ai sensi della Circolare 08/09/10 n.7618/STC

Esecuzione e certificazione prove geotecniche – settore A

Laboratorio autorizzato con D.M. n.162 del 19/04/2011 e successivi rinnovi ai sensi dell'art. 20 della L. n.1086/71

Prove e controlli su strutture e materiali da costruzione – settore A

Prova con martinetto piatto doppio

ASTM C-1197

Committente: Comune di San Marcello Piteglio

D.L.: Ing. Giulia Tassi

Tecnico Incaricato: Ing. Claudio Pagnini

Cantiere: Scuola Anna Frank, Maresca

Rapporto di Prova: 04/19

Data prova: 03/01/2019

Prova: **MP2-D**

Documentazione fotografica





IGETECMA s.n.c. Istituto Sperimentale di Geotecnica e Tecnologia dei Materiali

Laboratorio autorizzato con D.M. n. 54143 del 07/11/2005 ai sensi della Circolare 08/09/10 n. 7618/STC

Esecuzione e certificazione prove geotecniche – settore A

Laboratorio autorizzato con D.M. n. 162 del 19/04/2011 ai sensi dell'art. 20 della L. n. 1086/71

Prove e controlli su strutture e materiali da costruzione – settore A

Prova con Penetrometro per malte

Committente: Comune di San Marcello Piteglio

D.L.: Ing. Giulia Tassi

Tecnico Incaricato: Ing. Claudio Pagnini

Cantiere: Scuola Anna Frank, Maresca

Rapporto di Prova:

04/19

Data prova:

03/01/2019

Strumentazione utilizzata:

Penetrometro per malte
mod. RSM_15 - DRC Srl

Prova: **D1**

Infissione ago	Penetrazione per 10 battute mm	Resistenza malta MPa
A	19.0	0.6
B	10.0	1.7
C	12.0	1.4
Stima resistenza meccanica 1.2 MPa (secondo la correlazione fornita dal produttore della strumentazione)		

Prova: **D2**

Infissione ago	Penetrazione per 10 battute mm	Resistenza malta MPa
A	18.0	0.7
B	12.0	1.4
C	14.0	1.1
Stima resistenza meccanica 1.1 MPa (secondo la correlazione fornita dal produttore della strumentazione)		

Prova: **D3**

Infissione ago	Penetrazione per 10 battute mm	Resistenza malta MPa
A	13.0	1.3
B	16.0	0.9
C	10.0	1.7
Stima resistenza meccanica 1.3 MPa (secondo la correlazione fornita dal produttore della strumentazione)		