

PROVINCIA DI MACERATA
COMUNE DI RECANATI

Località: via Cavour, n. 24

INTERVENTO DI RESTAURO "MUSEO DELLA MUSICA"

CODICE ELABORATO

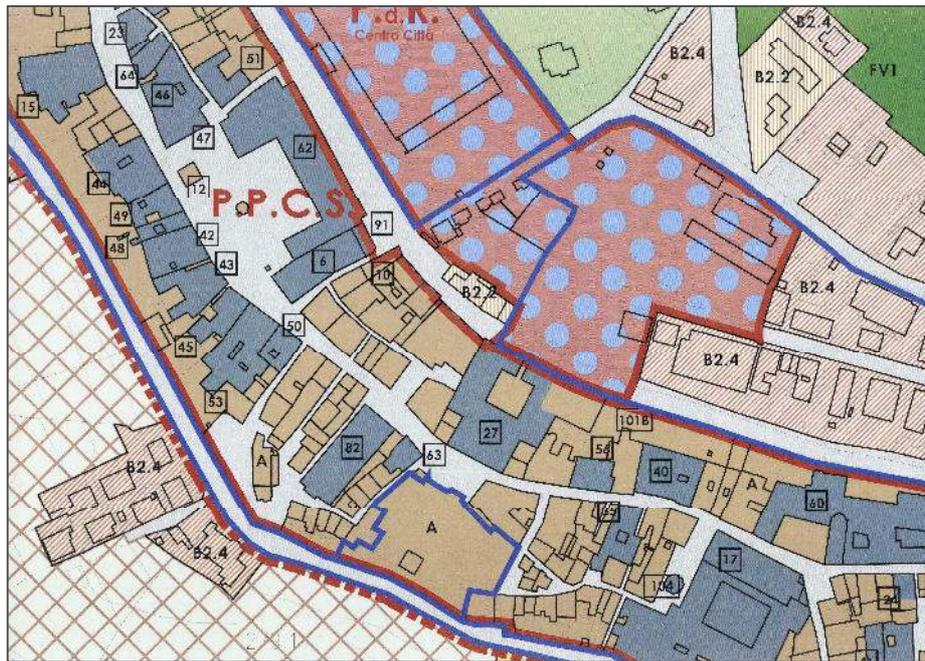
R.G.

TITOLO ELABORATO

RELAZIONE GEOLOGICA

DATA

Agg. Dicembre
2018



COMMITTENTE

AMMINISTRAZIONE COMUNALE DI RECANATI

Piazza Giacomo Leopardi, n.26 - Recanati (MC)

PROGETTISTA

Dott. Geol. Lucia Pierini

GEOSTUDY - Recanati (MC)

INDICE

PREMESSA	pag. 1
INQUADRAMENTO GEOGRAFICO DELL'AREA IN ESAME	pag. 1
INQUADRAMENTO NORMAIVO	pag. 3
GEOMORFOLOGIA - MORFOMETRIA	pag. 4
IDROLOGIA - IDROGEOLOGIA	pag. 5
LITOLOGIA DELL'AREA VASTA	pag. 6
LITOSTRATIGRAFIA DEL TERRENO IN CUI È UBICATO L'EDIFICIO	pag. 7
MODELLO LITOLOGICO	pag. 11
PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO IN RELAZIONE ALLE PROVE SPT	pag. 12
DESCRIZIONE DELLE PROVE EFFETTUATE DURANTE LA TRIVELLAZIONE DEL SONDAGGIO GEOGNOSTICO (CAROTAGGIO CONTINUO)	pag. 13
NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI 2018	pag. 15
INDAGINE SISMICA CON METODOLOGIA MASW FINALIZZATA ALLA DETERMINAZIONE DEL PARAMETRO $V_{s_{eq}}$ PER LA CLASSIFICAZIONE SISMICA DEI SUOLI	pag. 18
VALUTAZIONI SULLA RISPOSTA SISMICA LOCALE	pag. 21
CONSIDERAZIONE SUL VERSANTE IN ESAME E DELL'EDIFICIO DA RISTRUTTURARE	pag. 21
CONCLUSIONI	pag. 24

ALLEGATI:

- Carta Topografica regionale 118 III Ancona
- Carta Tecnica regionale sezione 293150 Recanati
- Cartografia P.A.I.
- Cartografia Piano Regolatore Generale
- Stralcio planimetria catastale con ubicazione sondaggi meccanici SM1 – S1 e S2
- Piante sezioni e prospetti stato attuale
- N. 3 Colonne stratigrafiche
- Ipotesi di calcolo della fondazione
- Indagine geognostica e geofisica con sistema HHSR e MASW
- Documentazione fotografica

Il tecnico incaricato



PREMESSA

Su incarico dell'Amministrazione Comunale di Recanati è stata effettuata un'indagine geologica per l'intervento di restauro del "Museo della Musica", adiacente al Teatro Persiani di Recanati.

L'indagine ha verificato la stratigrafia del terreno, i caratteri geomorfologici, dell'area necessari per il restauro dell'immobile comunale.

L'indagine svolta ha comportato:

- alcuni sopralluoghi nella struttura e nel contorno significativo;
- rilevamento a carattere geologico, geomorfologico ed idrogeologico;
- esecuzione di un sondaggio meccanico con sonda a carotaggio continuo ed SPT in foro;
- acquisizione di indagini a carattere geologico e geotecnico, realizzate per la ristrutturazione del Teatro Persiani e messi a disposizione dall'Amministrazione.

L'analisi dei dati emersi dall'indagine ha permesso la stesura della relazione geologica.

INQUADRAMENTO GEOGRAFICO DELL'AREA IN ESAME

L'edificio in oggetto è ubicato in via Cavour, n. 24 nel Comune di Recanati ad una quota di ~296m. s.l.m.

Il sito si inquadra nella Carta Tecnica Regionale alla sezione 293150 Recanati e nel quadrante 118 III della Carta Topografica di Ancona.

Catastalmente l'area appartiene al Foglio 123 mappale 72.

Le coordinate del sito in oggetto riferite al sistema Gauss-Boaga sono:

Lat. 43°24'09,53" N; Long. 13°32'58,12" E;

L'immagine aerea, di seguito riportata, estratta da Google Earth permette un inquadramento generale del sito.

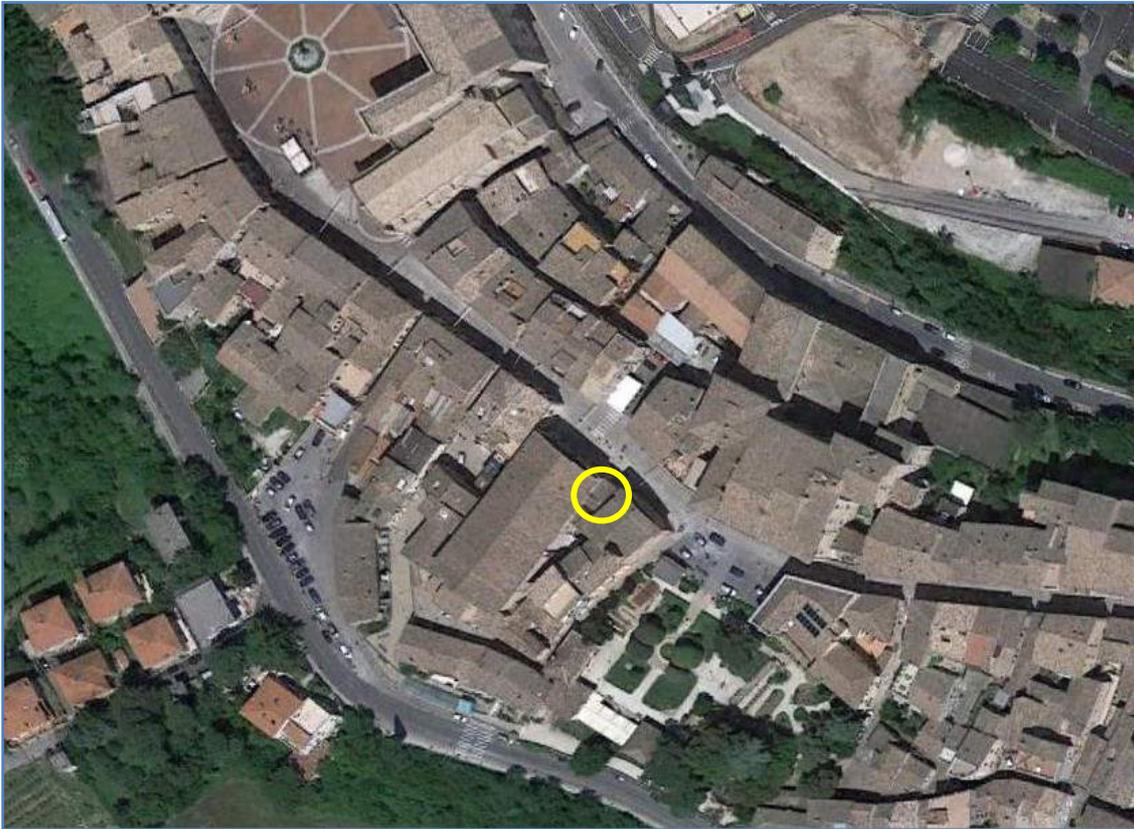


Foto satellitare Google Earth - Identificazione dell'area in esame
Via Cavour, n. 24 – Comune di Recanati -

INQUADRAMENTO NORMATIVO

Descrizione della normativa vigente del P.A.I.

Il PAI ha come obiettivo la salvaguardia del territorio dalle possibili esondazioni, frane ed erosioni in senso generale. Recepisce le leggi nazionali, regionali esistenti (legge 267/1998, legge 183/1989 art.10, legge 13 regionale 13/1999) e del P.P.A.R.

Il PAI si occupa delle opere di manutenzione e miglioramento dei corsi d'acqua, dell'uso del suolo salvaguardando gli ambienti fluviali e naturali in generale.

Il PAI è legato pertanto alle caratteristiche geomorfologiche, litologiche e all'acclività del territorio. Per questo sono state realizzate dall'Autorità di Bacino delle cartografie nelle quali sono state delimitate delle aree a diverso rischio di frana o di esondazione. Questi rischi sono stati classificati in quattro categorie denominate R1-R2-R3-R4.

Con la R1 si intende area a rischio moderato, con R2 invece area a rischio medio, con R3 area a rischio elevato, con R4 area a rischio molto elevato.

L'area in esame non appartiene a nessuna di queste classi. (Vedi Tav. RI39c e RI 46 d).

Il P.A.I cartografa però delle aree a rischio R1 ed R3 in due zone limitrofe all'area in esame (vedere tavola P.A.I. allegata).

L'area a rischio moderato R1 è ubicata più ad Ovest ed inizia nella parte sottostante in via Filippo Corridoni, mentre l'area R3 a rischio elevato inizia al di fuori di Porta Cerasa nella zona sottostante viale Cesare Battisti dove è ubicato il nuovo parcheggio (zona ex stadio).

Descrizione della normativa vigente del P.R.G.

L'edificio in esame si trova nel centro storico del Comune di Recanati. Nel P.R.G. Comunale ricade nel Piano Particolareggiato. Tale piano prevede la conservazione, le modifiche e le trasformazioni del territorio ed i loro usi. Per tutto quello non previsto dal

Piano Particolareggiato si deve fare riferimento al P.R.G. vigente e adottato. Si allega relativa cartografia.

GEOMORFOLOGIA – MORFOMETRIA

L'edificio in esame si trova nel centro storico del paese, sulla cresta della dorsale a circa 296m. s.l.m. L'edificio da ristrutturare è ubicato tra via Cavour e vicolo S. Michele (facciata sud).

L'edificio confina:

- a Nord con il teatro "Persiani"
- ad Est con via Cavour;
- a Sud con la chiesa di S. Michele
- ad Ovest con il vicolo S. Michele.

Morfologicamente la zona in esame è costituita da una serie di piccole dorsali collinari, ultime ramificazioni orientali della più estesa struttura di Recanati – Montefano - Loreto. Queste dorsali hanno la caratteristica principale di essere parallele tra di loro e separate da depressioni più o meno ampie.

Alla base di queste depressioni corrono le linee di impluvio delle acque superficiali. Questo tipo di paesaggio è la conseguenza diretta della natura litologica del terreno argilloso sabbioso di recente formazione, facile all'erosione.

L'acclività di queste dorsali varia da un 20% ad un massimo di 40%. Non presentano movimenti di tipo gravitativo profondi e pertanto l'intera zona si presenta piuttosto stabile sotto questo punto di vista anche se non mancano movimenti di terreno in aree ristrette dovuti a instabilità generale oppure ad azioni antropiche quali sbancamenti oppure riporti

dovuti ad esempio alla realizzazione di tracciati stradali che ne hanno modificato la morfologia originaria.

Infatti la realizzazione della S.S.77 Val di Chienti ha tagliato il versante in esame in diversi punti. Nel tempo si sono create delle nicchie di instabilità con movimenti di terreno verso valle come ad esempio all'altezza di Porta Cerasa e Beato Placido (sotto Ponte Nuovo), per cui è stato necessario realizzare delle opere di contenimento.

E' chiaro che l'attività antropica ha modificato la morfologia originaria del versante.

IDROLOGIA- IDROGEOLOGIA

L'idrologia di superficie dell'area è caratterizzata esclusivamente dall'azione delle acque meteoriche che si manifesta con fenomeni di ruscellamento diffuso esclusivamente in concomitanza di periodi di forti e prolungati afflussi meteorici.

Dal punto di vista idrogeologico il versante in esame è interessato da una modesta presenza di acqua ospitata, a luoghi, dai livelletti sabbiosi che intercalano l'argilla, costituente la facies nettamente prevalente del bed-rock. Dunque nei terreni con presenza di sabbie e elementi granulari la permeabilità dei terreni è elevata.

I terreni pelitici e argillosi, invece, possono considerarsi impermeabili; questi ultimi dunque condizionano il deflusso delle acque atmosferiche percolate.

Si precisa che nel sondaggio realizzato e in quelli reperiti nelle aree limitrofe non si sono evidenziate infiltrazioni di acqua alla profondità indagata.

LITOLOGIA DELL'AREA VASTA

La litologia dell'area è costituita da sabbie (Formazione arenacea), del Pliocene e livelli costituiti da conglomerati e sabbie con prevalenza dell'uno o dell'altro termine, sedimenti più giovani (Pleistocene medio inferiore).

Questi sedimenti appartengono ad una successione marina Plio-Pleistocenica.

In particolare le torbiditi sono depositi di riempimento di canali sottomarini e depressioni.

Sezioni naturali hanno messo in evidenza tale sequenza:

- 1) Alternanze di sabbie, sabbie cementate (arenaria) e peliti spessore di 7-15 cm (potenze 3 – 4 m).
- 2) Alternanze di arenarie e peliti (potenze di alcuni metri).

Come già è stato detto in precedenza il versante in cui è ubicato l'edificio è costituito da pendii piuttosto ripidi, ma tipici delle aree collinari e da pianori piuttosto ristretti.

I primi sono costituiti da terreni con caratteristiche meccaniche buone, i secondi invece sono rappresentati da terreni soggetti ad erosione. I pianori sono stati ricoperti da spesse coltri colluviali ovvero da tutti quegli elementi erosi a monte per l'azione delle acque dilavanti e della gravità.

La potenza di queste coltri colluviali può raggiungere anche decine di metri di spessore.

Alla base di queste coltri si trovano argille Plioceniche.

LITOSTRATIGRAFIA DEL TERRENO IN CUI E' UBICATO L'EDIFICIO

Nell'area in esame è stato effettuato un sondaggio meccanico a carotaggio continuo che ha raggiunto la profondità di 15.00m. Durante la trivellazione sono state eseguite delle prove sul terreno S.C.P.T. (Standard Cone Penetration Test). Inoltre, sono stati reperiti altri sondaggi meccanici a carotaggio continuo realizzati in occasione della ristrutturazione del teatro comunale e messi a disposizione dall'Amministrazione Comunale di Recanati che vengono di seguito riportati.

SM1 (m) (Sondaggio realizzato in via Cavour all'ingresso del Museo della Musica)

0.00 – 0.20m. Pavimentazione stradale (sanpietrini).

0.20 – 2.40m. Terreno di riporto costituito da argille limose e sabbie grossolane

NSPT { 2 inglobati clasti eterometrici di ciottoli ghiaiosi e rottami di laterizi.
-1.25/1.70m. { 3 Lo strato si presenta molto rimaneggiato e plasticissimo.
5

2.40 – 4.70m. Ghiaia grossolana (\emptyset di 3-4cm.) e ciottoli di selce subarrotondati e

NSPT { 11 subangolari a matrice limoso sabbiosa e sabbie grossolane.
2.70/3.15m. { 18 Strato consistente.
36

4.70 – 5.50m. Livelli arenaceo pelitici di colore giallo oca costituiti da sabbie dense e

NSPT { 10 argille molto dure.
4.90/5.35m. { 50 Strato poco alterato e molto consistente.
45

5.50 – 5.90m. Sabbie grossolane con breccino a spigoli subangolari con inclusione di ciottoli generalmente calcarei di piccolo diametro; strato molto consistente.

5.90 – 6.40m. Ghiaie grossolane subarrotondate con ciottoli anche di 5-6cm. di diametro a matrice limoso argilloso sabbiosa di colore ocra.

6.40 – 6.60m. Livello arenaceo pelitico di colore giallo ocra costituito da argille grigiastre consistenti e sabbie giallastre dense.

6.60 – 7.80m. Sabbie limose con ghiaietto e ciottoli subarrotondati a matrice limoso argillosa in discreta percentuale.

7.30 - 7.75m.

50 colpi, dopo

9.5cm. rifiuto

7.80 – 8.00m. Argille marnose grigiastre molto consistenti con intercalazione di livelli sabbiosi giallastri densi anche cementati, probabile immersione ad Est-Nord Est.

$R_p(7.80m.) = >4.00Kg/cm^2$

8.00 – 8.70m. Sabbie e ghiaie grossolane con inclusione di ciottoli subarrotondati di 3-4cm. di diametro; la matrice è argillosa di colore giallastro

8.70 – 15.00m. Livelli arenaceo pelitici di colore giallo ocra costituito da intercalazioni di argille marnose molto consistenti (dure) con sabbie dense-arenacee.

11.80 - 12.25m.

50 colpi, dopo

9.5cm. rifiuto

SM1



Museo
della
Musica

S1 (m) (Sondaggi reperiti per concessione dell'ente comunale ed effettuati il 25.03.1997 per la ristrutturazione del teatro Persiani)

- 0.00 – 0.20m.** Porfido stradale (sanpietrini).
- 0.20 – 5.60m.** Terreno di riporto costituito da sabbia e sabbia limosa scura inglobante ciottoli, frammenti di laterizio ed abbondanti concrezioni calcaree. Tr
- 5.60 – 7.20m.** Alternanza di ghiaia con matrice sabbiosa-limosa a sabbia grossolana.
- NSPT { 15 CGS
 -5.94/6.29m. { 17
 { 24
- 7.20 – 8.20m.** Alternanza di ghiaia con matrice sabbiosa-limosa a sabbia grossolana.
- NSPT { 13 La sabbia è leggermente cementata. CGS
 -7.10/7.55m. { 12
 { 15
- NSPT { 11
 -7.55/8.25m. { 15
 { 22
- 8.20 – 8.90m.** Sabbia media-grossolana e limo con inclusi ciottolosi. CGS
- 8.90 – 10.0m.** Ciottoli ghiaioso sabbiosi CGS
- NSPT { 13
 -9.00/9.45m. { 19
 { 20
- 10.00–10.50** Fondo foro

S2 (m)

0.00 – 0.20m. Porfido stradale (sanpietrini).

0.20 – 2.40m. Terreno di riporto costituito da sabbia e sabbia limosa bruno scura inglobante ciottoli, frammenti di laterizio ed abbondanti concrezioni calcaree. Tr

2.40 – 7.00m. Ghiaia grossa e ciottoli subangolari e subarrotondati di dimensioni
NSPT 2-4cm. con matrice sabbiosa limosa e sabbia grossolana. CGS

-2.80/3.25m.

50 colpi,

rifiuto

NSPT

-3.40/3.85m.

50 colpi,

rifiuto

MODELLO LITOLOGICO

L'indagine effettuata ha evidenziato n. 4 categorie di principali litotipi:

1) Pavimentazione stradale (0.00 - 0.20cm.);

2) Terreno di riporto (0.20cm. - 2.40m.)

Costituito da argille limose e sabbie a granulometria grossolana inglobanti clasti eterometrici di ciottoli ghiaiosi e rottami di laterizi. Lo strato si presenta molto rimaneggiato e plasticissimo.

3) Conglomerato (2.40m. – 4.70m.)

E' costituito da ghiaia e ciottoli di 3-6cm. di diametro subarrotondati con sabbie a granulometria grossolana; la matrice è limoso sabbiosa in minore percentuale limo-argillosa.

Tale strato è presente sotto al terreno di riporto per uno spessore di ~2.30m. e si alterna in profondità con livelli arenaceo pelitici, sino alla profondità di 8.70 dal p.c. (vedi colonna stratigrafica). Tali strati presentano un addensamento medio alto ed una notevole portanza.

4) Strato arenaceo pelitico

Tali sedimenti sono presenti dopo i 4.70m. dal p.c. con spessore di pochi centimetri dei vari sedimenti (vedi colonna stratigrafica). Si alternano con livelli di conglomerato.

Dopo gli 8.70m. dal p.c. (quota pavimentazione stradale e di sondaggio) è presente uno spessore arenaceo pelitico sino alla profondità indagata (spessore sondato di 6.30m.).

Tali sedimenti sono molto addensati e costituiti da sabbie cementate e livelli di arenarie con intercalazioni di marne dure.

PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO IN RELAZIONE ALLE PROVE SPT

- **Riporto**

(Parametri ricavati da SPT da 1,25 a 1,70m)

$c_u = 0,25 - 0,35 \text{ Kg/cm}^2$ (coesione non drenata)

$\varphi = 10^\circ - 15^\circ$ (angolo di resistenza al taglio)

$\gamma = \sim 1,80 \text{ Kg/dm}^3$ (peso di volume)

$I_c = 0,2 - 0,3$ (indice di consistenza)

- **Ghiaie e sabbie con ciottoli subarrotondati**

(Parametri ricavati da SPT da -2,70 a 3,15m)

$\varphi = 30^\circ - 32^\circ$ $\gamma = \sim 2,00 \text{ Kg/dm}^3$

$D_r = 60\%$ $K_s = 15 \text{ Kg/cm}^3$ (coefficiente di sottofondo)

- **Livello arenaceo pelitico**

(Parametri ricavati da SPT da -4,90 a 5,35m)

$c_u > 2,00 \text{ Kg/cm}^2$ $\varphi = 24^\circ - 25^\circ$

$\gamma = \sim 2,10 \text{ Kg/dm}^3$ $I_c > 1,00$

$K_s = 15 \text{ Kg/cm}^3$

- **Sabbie, ghiaietto con ciottoli a matrice argilloso limosa in discreta percentuale**

(Parametri ricavati da SPT da 7,30 a 7,75m)

$\varphi = 28^\circ - 30^\circ$ $\gamma = \sim 2,10 \text{ Kg/dm}^3$

$D_r = 50 - 60\%$ $c' = 0,5 \text{ Kg/cm}^2$

$K_s = 15 \text{ Kg/cm}^3$

● **Strato arenaceo pelitico**

(Parametri ricavati da SPT da -11,80 a 12,25m)

$C_u > 3.00 \text{ Kg/cm}^2$ $\varphi = 25^\circ - 26^\circ$

$\gamma = \sim 2.10 \text{ Kg/dm}^3$ $I_c > 1.00$

OCR > 9.00 (grado di sovraconsolidazione)

$K_s = 20 \text{ Kg/cm}^3$

**DESCRIZIONE DELLE PROVE EFFETTUATE DURANTE LA TRIVELLAZIONE DEL
SONDAGGIO GEOGNOSTICO (CAROTAGGIO CONTINUO)**

Pocket penetrometrico

Il pocket penetrometrico è un piccolo strumento per la rapida determinazione della resistenza del suolo alla semplice compressione. Campo di misura da 0 a 4,5 Kg/cm².

La lettura è di tipo diretto sulla scala graduata.



Il penetrometro è utilizzato per la descrizione dettagliata delle terre nel corso di un sondaggio (prove di cantiere). Con il penetrometro si ricava la coesione non drenata C_u . Si può verificare se la consistenza è molle, semi-plastica, plastica o dura.

La coesione non drenata (ossia in termini di pressione totali) è uguale a 0,5 Rp (resistenza alla punta). Nella seguente tabella vengono riportati i valori ottenuti durante la realizzazione delle prove al pocket.

SM1 a -2.00m. = 0.5Kg/cm²

SM1 a -7.80m. = > 4.00Kg/cm²

Descrizione della prova S.C.P.T. Standard Cone Penetration Test

Le prove vengono eseguite sul fondo del foro di un sondaggio infiggendo il campionatore per 45 cm e tenendo conto dei colpi relativi agli ultimi 30 cm di infissione.

Durante la realizzazione dei sondaggi meccanici sono state eseguite prove SPT utilizzando una punta conica chiusa (apertura di 60°) del diametro di 51 mm.

Queste prove permettono di fare delle correlazioni tra il numero di colpi ottenuti e l'angolo d'attrito interno del terreno, con la densità relativa, con la pressione verticale effettiva e con l'angolo d'attrito di picco.

Si riportano di seguito i valori ottenuti dalle prove indicando la profondità indagata.

SM1 (-2.70m. -3.15m.) = 11-18-36 colpi

SM1 (-4.90m. -5.35m.) = 10-50-45 colpi

SM1 (-7.50m. -7.80m.) = 50 colpi in 9.5cm. e poi rifiuto (R)

SM1 (-12.00m. -12.30m.) = 50 colpi in 9.5cm. e poi rifiuto (R)

NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI 2018

Categorie di sottosuolo

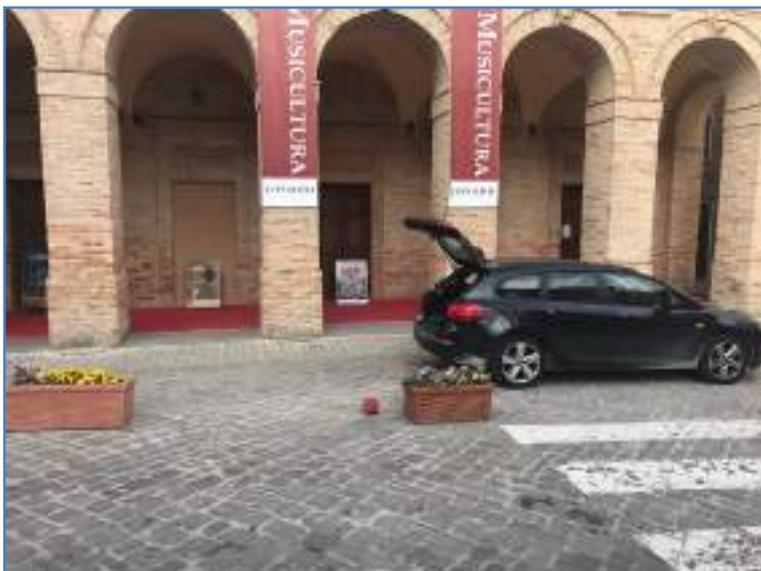
Si riportano di seguito le seguenti considerazioni di carattere geotecnica in riferimento alle Norme Tecniche per le costruzioni.

Sono state svolte le prove HVRS e MASW che hanno permesso una valutazione approfondita della velocità sismica nel sottosuolo.

L'area in oggetto si colloca nella categoria di suolo B di seguito descritta: "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

La prova effettuata ha dato dei valori di **377** m/sec.

I dati ottenuti sono stati verificati attraverso una indagine sismica passiva a stazione singola **HVRS** viene allegata alla presente.



Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la classificazione riportata nella Tab. 3.2 IV delle NTC. In base alla classificazione riportata nella Tab. 3.2. IV delle NTC, la categoria topografica risulta T1 (Pendii e rilievi con inclinazione media $\leq 15^\circ$) in quanto l'area risulta inserita nella cresta di un versante, la quale risulta essere molto ampia.

Parametri sismici

Sito in esame.

latitudine: 43,403578
longitudine: 13,550412
Classe: 3
Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1 ID: 21867 Lat: 43,3850 Lon: 13,4900 Distanza: 5302,535
Sito 2 ID: 21868 Lat: 43,3849 Lon: 13,5588 Distanza: 2180,456
Sito 3 ID: 21646 Lat: 43,4349 Lon: 13,5588 Distanza: 3552,953
Sito 4 ID: 21645 Lat: 43,4350 Lon: 13,4900 Distanza: 5997,312

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: B
Categoria topografica: T1
Periodo di riferimento: 75 anni
Coefficiente cu: 1,5

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81%
Tr: 45 [anni]
ag: 0,060 g
Fo: 2,504
Tc*: 0,282 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %
Tr: 75 [anni]
ag: 0,077 g
Fo: 2,527
Tc*: 0,285 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %
Tr: 712 [anni]
ag: 0,212 g
Fo: 2,506
Tc*: 0,309 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %
Tr: 1462 [anni]
ag: 0,277 g
Fo: 2,501
Tc*: 0,321 [s]

Coefficienti Sismici Stabilità dei pendii

SLO:

Ss: 1,200
Cc: 1,420
St: 1,000
Kh: 0,014
Kv: 0,007
Amax: 0,703
Beta: 0,200

SLD:

Ss: 1,200
Cc: 1,410
St: 1,000
Kh: 0,019
Kv: 0,009
Amax: 0,909
Beta: 0,200

SLV:

Ss: 1,190
Cc: 1,390
St: 1,000
Kh: 0,071
Kv: 0,035
Amax: 2,475
Beta: 0,280

SLC:

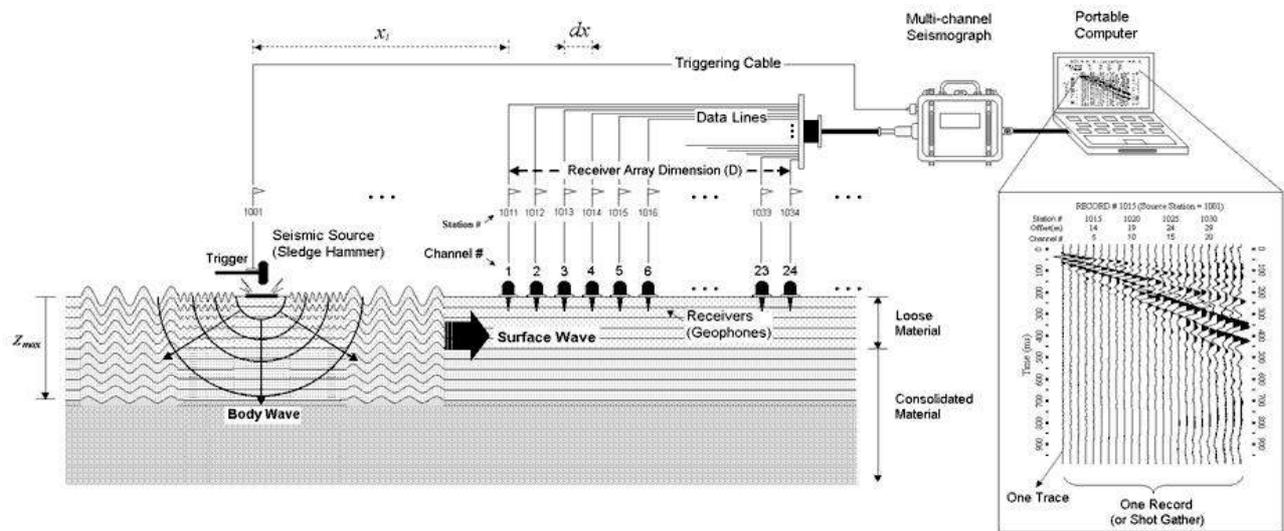
Ss: 1,120
Cc: 1,380
St: 1,000
Kh: 0,087
Kv: 0,043
Amax: 3,040
Beta: 0,280

INDAGINE SISMICA CON METODOLOGIA MASW FINALIZZATA ALLA DETERMINAZIONE DEL PARAMETRO $V_{s_{eq}}$ PER LA CLASSIFICAZIONE SISMICA DEI SUOLI

Il presente capitolo illustra e descrive l'indagine geofisica di tipo sismico (MASW - Multichannel Analysis of Surface Waves) realizzata nell'area progetto posizionando 24 geofoni. Scopo dell'indagine è definire il parametro $V_{s_{eq}}$ per la classificazione sismica dei suoli (NTC 2018) e successivi aggiornamenti. In quanto segue si illustrano ed analizzano i risultati ottenuti.

La propagazione delle onde di Rayleigh in un mezzo verticalmente eterogeneo è un fenomeno multi-modale: data una determinata stratigrafia, in corrispondenza di una certa frequenza, possono esistere diverse lunghezze d'onda. Di conseguenza, ad una determinata frequenza possono corrispondere diverse velocità di fase, ad ognuna delle quali corrisponde un modo di propagazione e differenti modi di vibrazione possono esibirsi simultaneamente. La curva di dispersione ottenuta elaborando i dati derivanti dalle indagini sismiche col metodo SWM (surface waves multichannel) è una curva apparente derivante dalla sovrapposizione delle curve relative ai vari modi di vibrazione, e che per i limiti indotti dal campionamento non necessariamente coincide con singoli modi nei diversi intervalli di frequenza campionati. Il processo di caratterizzazione basato sul metodo delle onde superficiali, schematizzato in figura può essere suddiviso in tre fasi:

- 1) Acquisizione (Figura 1);
- 2) Elaborazione (Figura 2);
- 3) Inversione (Figura 3).



I dati acquisiti vengono sottoposti ad una fase di processing che consente di stimare la curva di dispersione caratteristica del sito in oggetto ovvero, la velocità di fase delle onde di Rayleigh in funzione della frequenza. Esistono diverse tecniche di processing per estrarre dai sismogrammi le caratteristiche dispersive del sito. La metodologia più diffusa è l'analisi spettrale in dominio f-k (frequenza-numero d'onda). I dati sismici registrati vengono sottoposti a una doppia trasformata di Fourier che consente di passare dal dominio x-t (spazio tempo) al dominio f-k. Lo spettro f-k del segnale consente di ottenere una curva di dispersione per le onde di Rayleigh, nell'ipotesi che nell'intervallo di frequenze analizzato le onde che si propagano con il maggiore contenuto di energia siano proprio le onde di Rayleigh, e se le caratteristiche del sito sono tali da consentire la propagazione delle onde superficiali e un comportamento dispersivo delle stesse. Si dimostra infatti che la velocità delle onde di Rayleigh è associata ai massimi dello spettro f-k; si può ottenere facilmente una curva di dispersione individuando ad ogni frequenza il picco spettrale, al quale è associato un numero d'onda k e quindi una velocità delle onde di Rayleigh V_R , determinabile in base alla teoria delle onde dalla relazione:

$$V_R(f) = 2 \cdot f/k$$

Riportando le coppie di valori (VR,f) in un grafico, si ottiene la curva di dispersione utilizzabile nella successiva fase di inversione. La fase di inversione deve essere preceduta da una parametrizzazione del sottosuolo, che viene di norma schematizzato come un mezzo viscoelastico a strati piano-paralleli, omogenei ed isotropi, nel quale l'eterogeneità è rappresentata dalla differenziazione delle caratteristiche meccaniche degli strati.

Il processo di inversione è iterativo: a partire da un profilo di primo tentativo, costruito sulla base di metodi semplificati, ed eventualmente delle informazioni note a priori riguardo la stratigrafia, il problema diretto viene risolto diverse volte variando i parametri che definiscono il modello. Il processo termina quando viene individuato quel set di parametri di modello che minimizza la differenza fra il set di dati sperimentali (curva di dispersione misurata) e il set di dati calcolati (curva di dispersione sintetica).

Usualmente, algoritmi di minimizzazione ai minimi quadrati vengono utilizzati per automatizzare la procedura.

Il report completo viene allegato alla presente relazione.



VALUTAZIONI SULLA RISPOSTA SISMICA LOCALE

La prova MASW ha evidenziato valori crescenti della velocità di propagazione delle onde di taglio ed un valore di $V_{s_{eq}}$ pari a 377 m/sec assimilabile alla categoria di **sottosuolo B**:

“Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.”

Dall’analisi condotta si è verificato un incremento della velocità sismica nel sottosuolo.

La prova HVRS ha verificato che non ci sono contrasti di impedenza.

Sulla base delle indicazioni sopra espresse si può ritenere che per definire l’azione sismica locale si può fare riferimento ad un approccio semplificato.

CONSIDERAZIONE SUL VERSANTE IN ESAME E DELL’EDIFICIO DA RISTRUTTURARE

L’edificio in esame si trova tra via Cavour e il vicolo S. Michele; l’ubicazione è in via Cavour, n. 24. Il versante su cui poggia l’edificio si sviluppa in direzione Nord Ovest - Sud Est per una lunghezza di ~1.5Km.

La quota massima della dorsale in esame è in via Monte Volpino a circa 300m. s.l.m.

La base della dorsale è attraversata da un fosso di scolo che nasce in località Beato Placido e sbocca nel fosso Pantaneto in località Le Grazie. Tale fosso confluisce nel fosso Ricale che si getta nel fiume Potenza in località S. Leopardo. La dorsale in esame è interrotta in diversi punti dalla S.S. 77 Val di Chienti. In viale Corridoni all’altezza dell’edificio in esame si ha una quota di circa 280m. s.l.m. e pertanto vi è un dislivello di ~16m. L’acclività in questo punto del versante è pertanto tra il 20-25%.

La cresta della dorsale in esame è costituita da un pianoro piuttosto ampio circa 150m. di larghezza, il cui versante (opposto a quello in esame) presenta delle pendenze tra il 15 ed il 20%.

La caratteristica della dorsale rispetta la situazione geomorfologica delle colline marchigiane in cui i centri storici sono costruiti sulla sommità della dorsale, costituite da sedimenti sabbiosi cementati e livelli d'arenaria che poggiano sulla formazione massiva costituita da marne.

Dal punto di vista litostratigrafico l'area in esame e le aree circostanti hanno evidenziato una omogeneità litostratigrafica sia in senso verticale che areale. I carotaggi realizzati nell'area progetto e nelle vicinanze (realizzati per la ristrutturazione del teatro comunale, per il palazzo comunale ed altri sulla piazza G. Leopardi), hanno evidenziato in superficie un terreno di riporto di alcuni metri di spessore, alla cui base sono presenti sedimenti conglomeratici (ghiaia, ciottoli sub arrotondati con sabbie), più in profondità si individuano sedimenti arenaceo pelitici che costituiscono il substrato.

Nei carotaggi non è stata evidenziata acqua alla profondità indagata.

La presenza del riporto in superficie denota che la cresta della dorsale, in passato, era più stretta di quella attuale; il riporto ha permesso di allargare il pianoro sommitale e ha dato anche la possibilità di realizzare delle grotte sotto gli edifici di tutto il centro storico.

I sopralluoghi effettuati hanno evidenziato la presenza di cunicoli e cavità anche abbastanza ampie che nel versante in esame (Nord Ovest) che si sviluppano sino al secondo piano interrato, con interruzioni in corrispondenza dei muri portanti centrali degli edifici.

Le cavità del Museo sono accessibili attraverso una scala molto stretta che si sviluppa sino al secondo piano sottostrada; quest'ultimo risulta visibile ma irraggiungibile a causa di sabbie e detriti che coprono i gradini d'ingresso.

E' presente anche una grotta, che si trova sotto il porticato del teatro comunale e che si sviluppa parallelamente a via Cavour; le videoispezioni (n.8) effettuate dalla ditta GECO di Falconara Marittima, hanno evidenziato una muratura a mattoni pieni in tutti i fori eseguiti. Lo spessore della muratura portante è di ~50cm.

CONCLUSIONI

Dall'indagine effettuata per l'edificio in esame e dai carotaggi reperiti nelle aree circostanti si possono fare le seguenti considerazioni geomorfologiche del terreno in cui è ubicato l'edificio da ristrutturare.

- I litotipi evidenziati con il carotaggio realizzato e il confronto con altri carotaggi realizzati nelle aree vicine hanno verificato un'omogeneità stratigrafica sia verticale che areale.
- Sotto la pavimentazione stradale esiste in tutti i carotaggi del riporto che varia dai 2.50m. (area in esame) e a 5.60m. (sondaggio effettuato in prossimità della facciata principale del teatro comunale).
- Sotto al riporto sono presenti sedimenti conglomeratici e livelli arenaceo pelitici entrambi densi e con elevata portanza.
- L'acclività del versante esaminato è discreta.
- I sopralluoghi effettuati negli interrati degli edifici del centro storico e di quello in esame hanno evidenziato la presenza di cavità e cunicoli che hanno di fatto eliminato il riporto presente nel terreno superficiale.

- La presenza delle grotte ha comportato il fatto che le fondazioni dei vari edifici siano impostate in profondità nel conglomerato ghiaioso oppure nei livelli arenaceo pelitici a seconda delle varie zone.
- Nell'edificio in esame sono presenti due piani interrati (PS1-PS2) e le murature portanti per quanto riguarda il primo piano sottostrada (PS1) sono impostate nello strato ghiaioso sabbioso ad elevata portanza a ~4.00m. di profondità dal piano stradale. Nel secondo piano sottostrada (PS2) le murature portanti sono impostate nei livelli arenaceo pelitici densi e molto consistenti a profondità di ~7.00m. dal piano terra.
- Dal punto di vista idrogeologico l'area in esame non ha evidenziato acqua alla profondità indagata; si tenga conto che nel palazzo comunale la profondità indagata è di 32.00m. dalla pavimentazione stradale. L'assenza di acqua è certamente un elemento a favore della stabilità del terreno. D'altra parte le grotte visitate sono tutte asciutte e non presentano infiltrazioni di acqua dalla pavimentazione stradale, nonostante la presenza di un riporto molto permeabile e rimaneggiato. E' noto che l'acqua fa perdere qualità di resistenza ai materiali che costituiscono le murature e pertanto con la possibilità nel tempo di cedimenti e quindi lesioni.

Dai sopralluoghi effettuati si riportano alcune osservazioni sull'edificio in esame:

- La struttura portante è a mattoni pieni (confermata dalle video ispezioni eseguite) ed ha uno spessore di ~50cm.
- Le fondazioni sono poste nel terreno idoneo, sotto i 4.00m. dal piano della pavimentazione stradale per il primo piano sottostrada (PS1) e ~7.00m. per il secondo piano sottostrada (PS2).

- I cunicoli sono abbastanza stretti soprattutto per il secondo piano sottostrada che costituiscono il complesso delle grotte con altezze limitate e pertanto in grado di sopportare meglio i carichi.

L'indagine realizzata non ha ravvisato situazioni geologiche e litostratigrafiche particolare da mettere in discussione la stabilità dell'edificio e anche le murature portanti sono in buono stato.

Nei sotterranei si consigliano opere di puntellamenti cautelativo.

I dati ricavati dall'indagine ci permette di riassumere le seguenti considerazioni conclusive in esame:

1. Assenza di fenomeni gravitativi in atto.
2. Assenza di fenomeni che possono far ipotizzare una sostanziale propensione al dissesto.
3. Condizioni geologiche locali non disturbate dalla presenza di discontinuità tettoniche.
4. Profilo del terreno con acclività medio alta.
5. Dopo i 2.50m. dal piano stradale sono presenti sedimenti con caratteristiche meccaniche molto buone per tutta la profondità indagata e con un'elevata portanza dei sedimenti attraversati.
6. L'indagine sismica tipo MASW effettuata, ha catalogato i terreni sondati appartenenti alla categoria B. Sono costituiti da sedimenti a grana grossa (ghiaia e conglomerati), molto addensati e a grana fina molto consistenti (arenaceo pelitici); la $V_{s_{eq}}$ corrisponde ad un valore di 377m/sec.

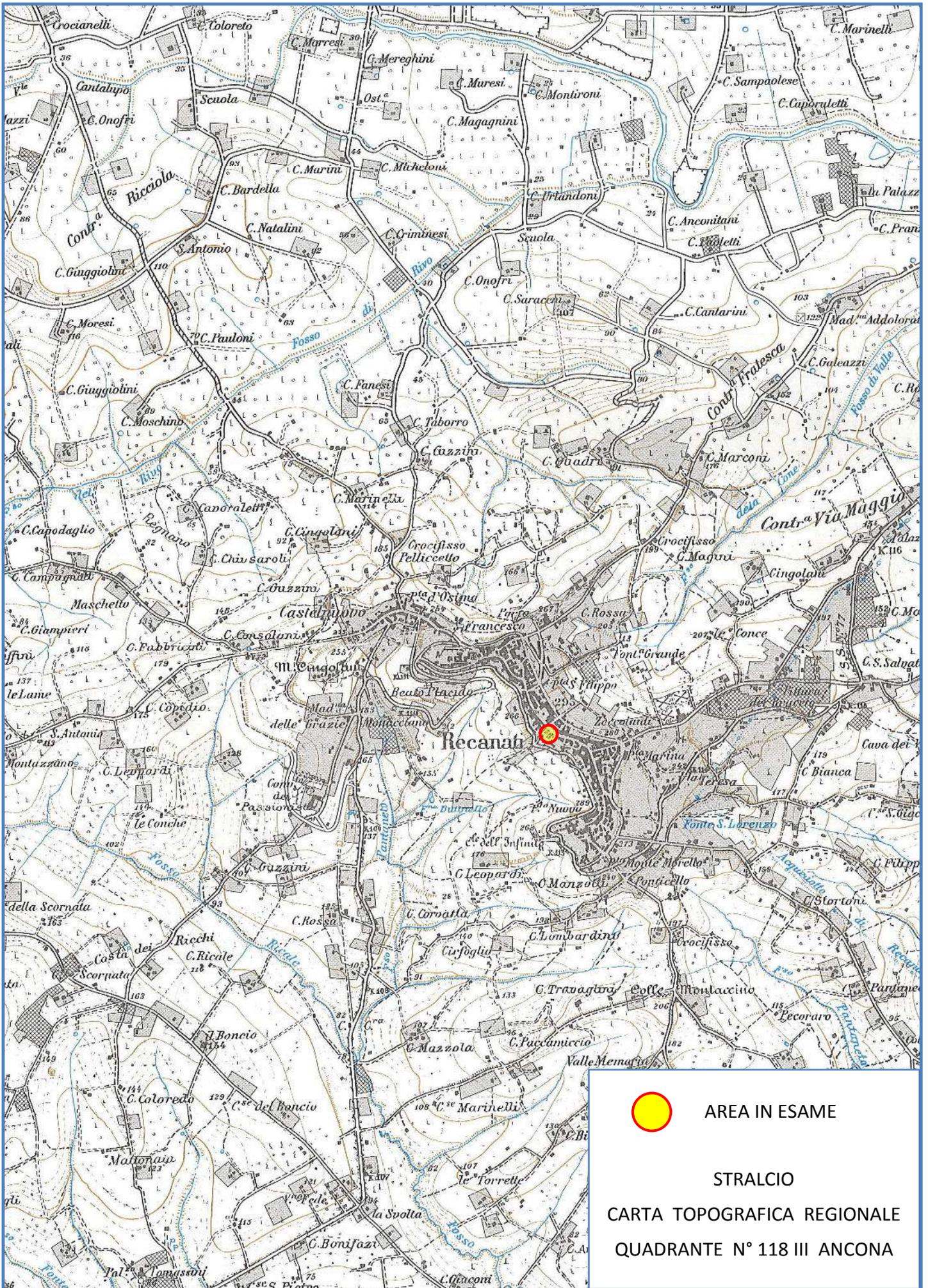
Da quanto esposto si può pertanto affermare che l'area in esame è dotata di pericolosità geologica medio bassa.

L'intervento che verrà effettuato non determinerà interazioni con l'ambiente circostante tale da modificare l'insieme morfologico e geoambientale dell'area in oggetto.

Geol. Lucia Pierini



ALLEGATI



AREA IN ESAME



INQUADRAMENTO Tavole RI
INQUADRAMENTO BACINO IDROGRAFICO

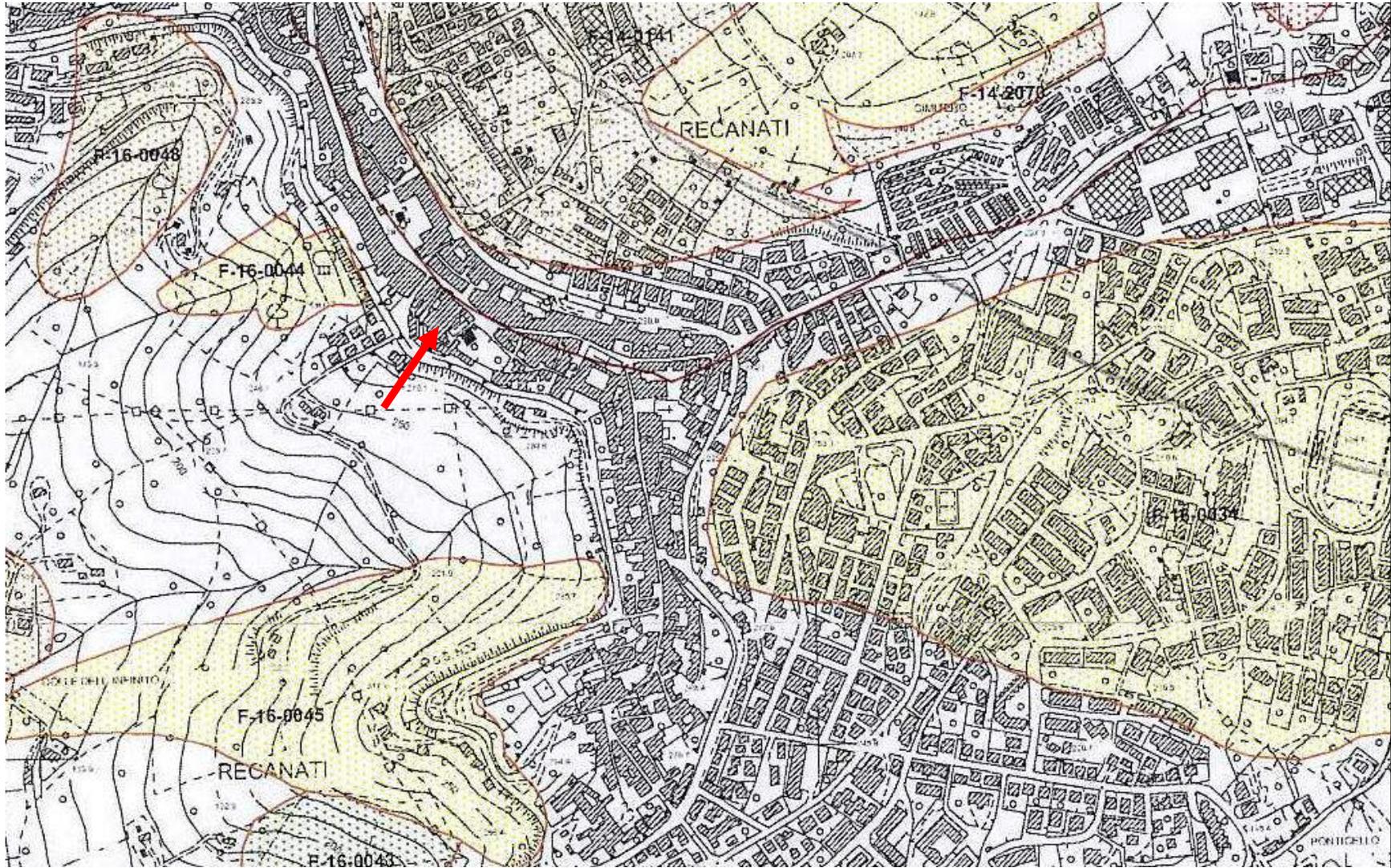


CONFINI AMMINISTRATIVI - INQUADRAMENTO CTR 119/200

LEGENDA

- Area a rischio frana
(Codice F-xx-yyyy)
- Rischio moderato (R1)
- Rischio medio (R2)
- Rischio elevato (R3)
- Rischio molto elevato (R4)
- Area a rischio esondazione
(Codice E-xx-yyyy)
- Rischio moderato (R1)
- Rischio medio (R2)
- Rischio elevato (R3)
- Rischio molto elevato (R4)
- Area a rischio alluvione
(Codice V-xx-yyyy)
- Rischio molto elevato (R4)
- Linee a Bordo Idrografico
- SEGNALAZIONE CONNESSIONI A TAVOLE ADIACENTI
- 2 - XX - YYYY

INGRANDIMENTO DEL P.A.I.



Edificio in oggetto

REGIONE MARCHE
 Autorità di Bacino Regionale

Piano Assetto Idrogeologico (PAI)
Adottato dal Comitato Istituzionale con Delibera n. 15/0001 e n. 42/0003

CARTA DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO

Tavola RI 39 c
 SCALA 1:10.000

PROIEZIONE CONFORME DI GAUSS-BOAGA (SISTEMA NAZIONALE)
 L'equidistanza fra le curve di livello è di m. 10
 Base Cartografica
 C.T.A. aggiornata 10/00 (agg. 2000)
 Carta da bacini idrografici

AGGIORNAMENTO 2016
 ALLEGATO SUBORDINATIVO AL DECRETO DEL SEGRETARIO
 GENERALE DELL'AUTORITÀ DI BACINO REGIONALE

Tavola RI 46 d
 SCALA 1:10.000

PROIEZIONE CONFORME DI GAUSS-BOAGA FUSO EST (ROMA 1940)
 L'equidistanza fra le curve di livello è di m. 10
 Base Cartografica
 C.T.A. aggiornata 10/00 (agg. 2000)
 Carta da bacini idrografici

Tavola RI 39 c
 Sezione CTR 293130
 Recanati

CONFINI AMMINISTRATIVI - INGROSSAMENTO CTR 1:10.000

LEGENDA

Area a rischio frana (Codice F-xx-yyyy)

- Rischio moderato (R1)
- Rischio medio (R2)
- Rischio elevato (R3)
- Rischio molto elevato (R4)

Area a rischio esondazione (Codice E-xx-yyyy)

- Rischio moderato (R1)
- Rischio medio (R2)
- Rischio elevato (R3)
- Rischio molto elevato (R4)

Area a rischio valanga (Codice V-xx-yyyy)

- Rischio molto elevato (R4)

Unità di Bacino Idrografico

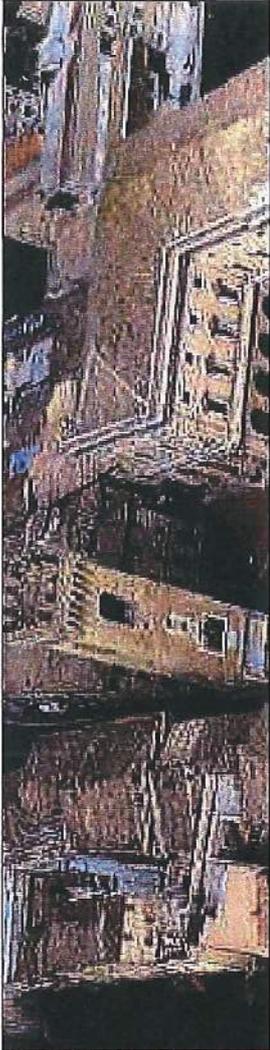
DESIGNAZIONE CODICE LEGATO A PERICOLO
 Z-XX-YYYY
 Z: zona idrografica
 XX: codice di rischio
 YYYY: anno di aggiornamento

AUTORITÀ DI BACINO REGIONALE
 - MAGGIO 2003 -

Tavola RI 39 c



AREA TECNICA SERVIZIO PROGRAMMAZIONE DEL TERRITORIO
UFFICIO DI PIANO



Città di Recanati

P.R.G. in adeguamento al P.T.C.

Sistema ambientale

UFFICIO DI PIANO:

Dott. Arch. Michela Francioni
Dott. Arch. Jessica Tarducci

COLLABORATORI:

Dott. Pianificatore Territoriale Paolo Boccanera
Dott. Ing. Francesco Cantarini

COORDINATORE RESPONSABILE:

Dott. Arch. Michela Francioni

CARTA DELLO SCENARIO DELLE PERICOLOSITA' E DEL RISCHIO
GEOMORFOLOGICO E TRASPOSIZIONE ATTIVA DEGLI AMBITI DI
TUTELA PER LE CATEGORIE DELLA STRUTTURA
GEOMORFOLOGICA

DELIMITAZIONE DEFINITIVA DEI VINCOLI DEL SISTEMA
AMBIENTALE, SOTTOSISTEMA GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO

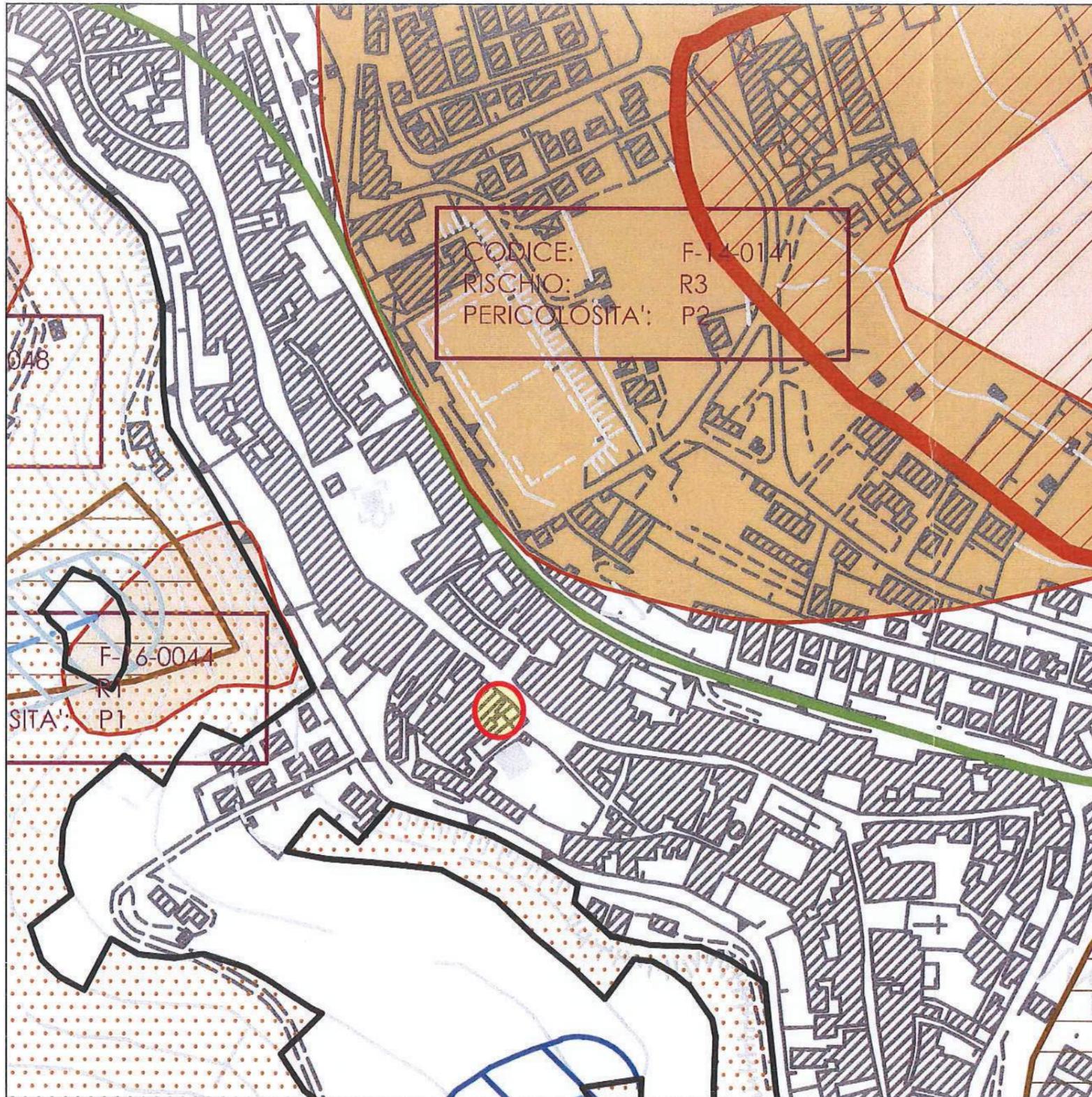
TAV n.

GEO5

Data: 03/2015

Scala: 1:10.000

Z:\PROGETTI\P.R.G. - 2011 ADEGUAMENTO PTC\SISTEMA AMBIENTALE



CODICE: F-14-0141
 RISCHIO: R3
 PERICOLOSITA': P2

F-6-0044
 SITTA' P1

STRALCIO P.R.G. COMUNE DI RECANATI IN ADEGUAMENTO AL P.T.C. - TAVOLA GEO 5
 - SISTEMAZIONE AMBIENTALE -
 CARTA DELLO SCENARIO DELLA PERICOLOSITA' E DEL RISCHIO GEOMORFOLOGICO E TRASPOSIZIONE ATTIVA DEGLI
 AMBITI DI TUTELA PER LE CATEGORIE DELLA STRUTTURA GEOMORFOLOGICA

AREA IN ESAME

LEGENDA

LIMITE COMUNALE	
CRINALE CLASSE 1	
CRINALE CLASSE 2	
CRINALE CLASSE 3	
CRINALI CON AMBITO DI TUTELA PERMANENTE	art. 30 NTA PPAR

NORMA	CLASSI	PRESCRIZIONE DI BASE TRANSITORIE	PRESCRIZIONE DI BASE PERMANENTI
		AMBITI PROVVISORI DI TUTELA Dislivello in mt. per lato	FASCIA DEFINITIVA DI TUTELA Dislivello in mt. per lato
P.P.A.R. NTA art. 30	1	20 mt.	7 mt.
	2	15 mt.	5 mt.
	3	5 mt.	2 mt. *

CORSO D'ACQUA DI CLASSE 1	
CORSO D'ACQUA DI CLASSE 2	
CORSO D'ACQUA DI CLASSE 3	
CORSI D'ACQUA CON AMBITO DI TUTELA INTEGRALE	art. 29 NTA PPAR art. 23 NTA PTC
CORSI D'ACQUA CON AMBITO DI TUTELA ORIENTATA	art. 27 NTA PPAR
AREE DI CONFLUENZA FLUVIALE	art. 23.11 NTA PTC

Ambiti di tutela (SA fascia subappenninica)

NORMA	CLASSI	PRESCRIZIONE DI BASE TRANSITORIE	PRESCRIZIONE DI BASE PERMANENTI
		TUTELA INTEGRALE Fascia (mt. su ogni lato)	ZONA DI RISPETTO INEDIFICABILE Fascia (mt. su ogni lato)
P.P.A.R. NTA art. 29	1	175 mt.	100 mt.
	2	135 mt.	50 mt.
	3	75* mt.	35 mt.

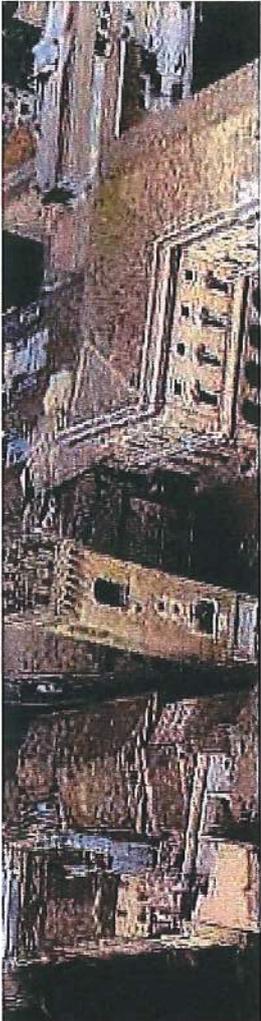
* I valori indicati sono ridotti della metà per i corsi d'acqua di 3a classe non iscritti negli elenchi di cui al R.D. 11.12.1933, n.1775.
 --- --- Ambito di tutela D.lgs 22/01/2004 n.42 art. 142 relativo ai corsi d'acqua di cui al R.D. 11/12/33 n. 1775.

D.lgs 22/01/2004 n.42 Art. 142	Fascia di 150 mt. ciascuna misurata dalle sponde o piede degli argini	Autorizzazione paesistica ai sensi del D.lgs n.42/2004 art. 146
--------------------------------	---	---

PRESCRIZIONE di BASE PERMANENTI AREE IN DISSESTO SU TERRENI CON PENDENZA>30%	art. 25.3.1 NTA PTC	
PRESCRIZIONE di BASE PERMANENTI AREE IN DISSESTO	art. 25.3.2 NTA PTC	
PRESCRIZIONE di BASE PERMANENTI AREE IN DISSESTO QUIESCENTI	art. 25.3.2 NTA PTC	
PRESCRIZIONE di BASE PERMANENTI AREE STABILI CON PENDENZA>30%	art. 25.3.3 NTA PTC	
AREA DI VERSANTE IN DISSESTO (AVD_P1 e AVD_P2)	art. 12 NTA PAI	
AREA DI VERSANTE IN DISSESTO CON LIVELLO DI PERICOLOSITA' ELEVATA(AVD_P3)	art. 12 NTA PAI	
AREA INONDABILE (AIN)	art. 9 NTA PAI	
AREA DI ESONDAZIONE	art. 27 NTA PTC	
IPOTESI DI COLLASSO DIGA CASTRECCIONI		
CAMPO PRESA POZZI - art. 45 delle NTA del PRG		



AREA TECNICA SERVIZIO PROGRAMMAZIONE DEL TERRITORIO
UFFICIO DI PIANO



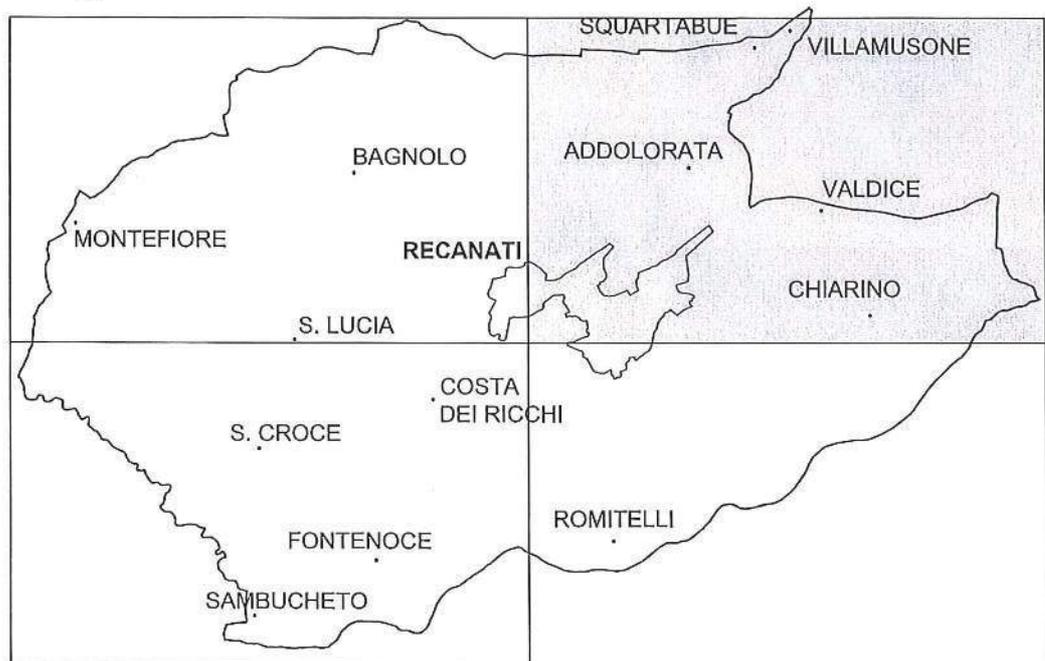
Città di Recanati

P.R.G. in adeguamento al P.T.C.

Approvato con D.C.C. n° 8 del 09/04/2014

Adeguato alle prescrizioni D.G.P. n° 106 del 04/04/2014

Progetto Urbanistico



UFFICIO DI PIANO:

Dott. Arch. Michela Francioni
Dott. Arch. Jessica Tarducci

COLLABORATORI:

Dott. Pianificatore Territoriale Paolo Boccanera
Dott. Ing. Francesco Cantarini

COORDINATORE RESPONSABILE:

Dott. Arch. Michela Francioni

ZONIZZAZIONE TERRITORIO COMUNALE

NORD-EST

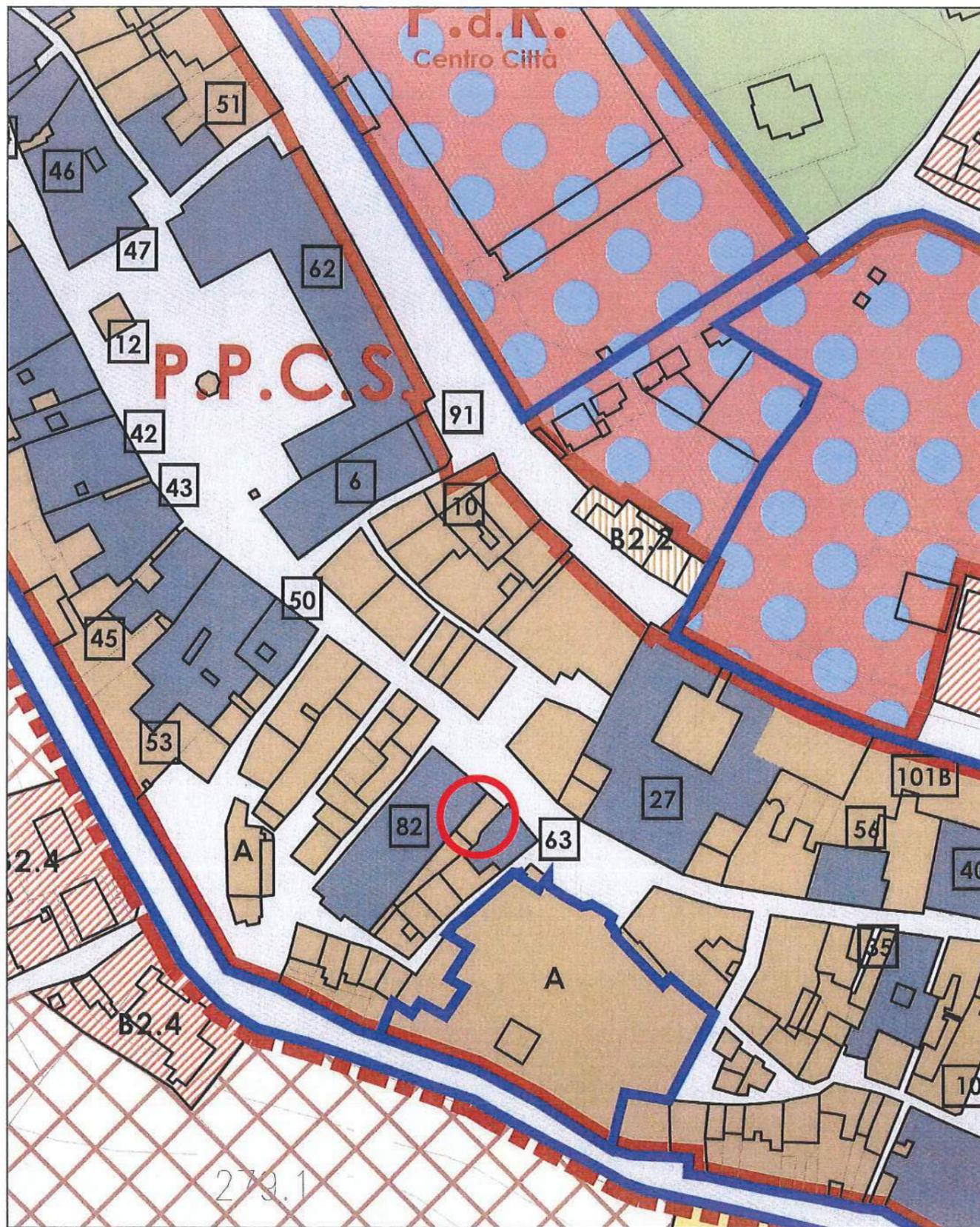
TAV n.

03

Data: 04/2015

Scala: 1:5.000

Z:\PROGETTI\P.R.G. - 2011 ADEGUAMENTO PTC\APPROVAZIONE



STRALCIO P.R.G. COMUNE DI RECANATI IN ADEGUAMENTO AL P.T.C. - TAVOLA N. 03
ZONIZZAZIONE TERRITORIO COMUNALE NORD-EST

 AREA IN ESAME

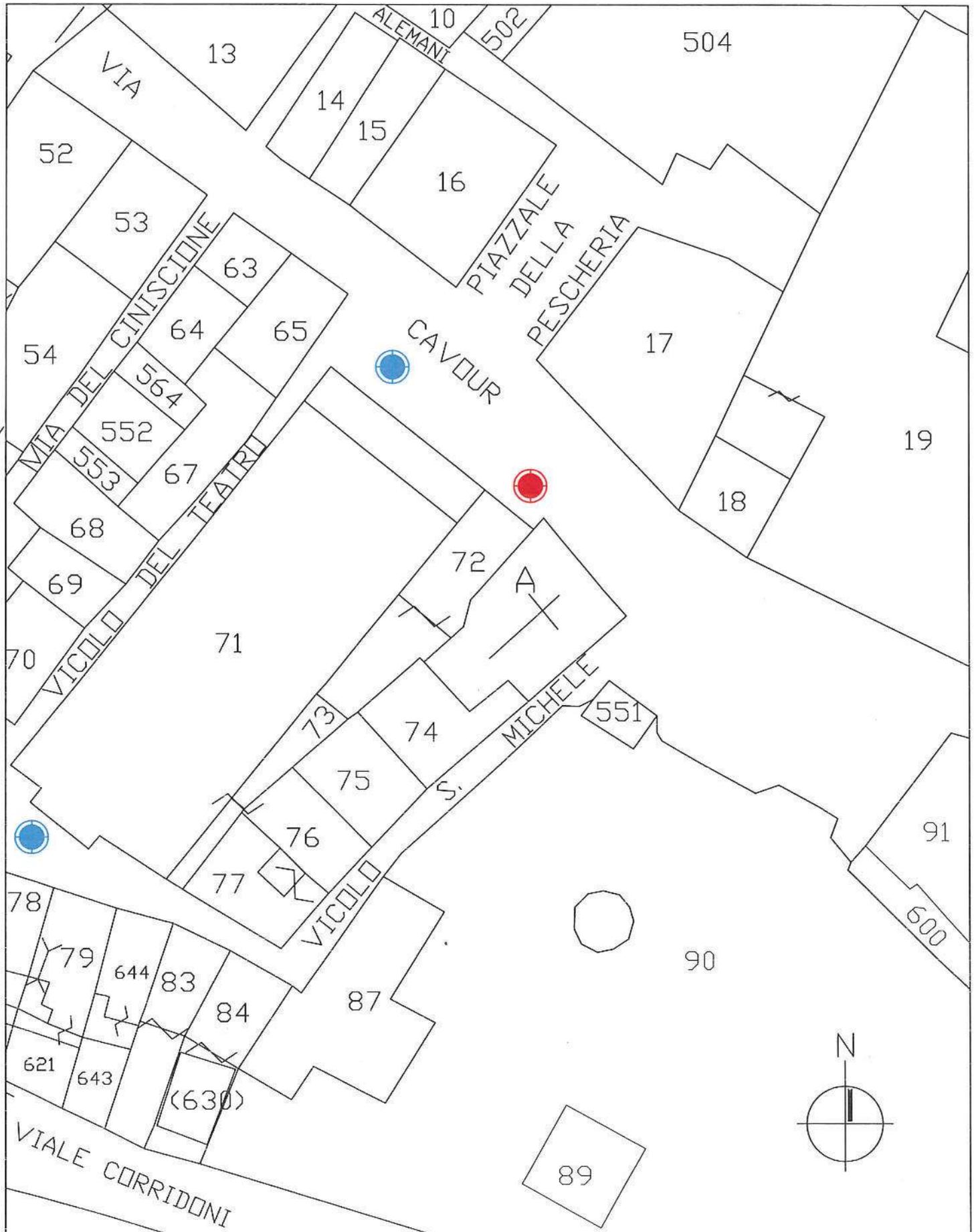
LEGENDA		
VINCOLI		
	RISPETTO CIMITERIALE	art. 43
	RISPETTO STRADALE	art. 45
	AREE VINCOLATE (Art. 157 D.Lgs n.42 del 22.01.2004)	
	FONTE	art. 31
	IMMOBILE VINCOLATO (Art. 10 D.Lgs n.42 del 22.01.2004)	art. 31
	AMBITO DI TUTELA (Art. 142 D.Lgs n.42 del 22.01.2004)	
	ZONE ARCHEOLOGICHE	art. 46
	AMBITO DI TUTELA DI EDIFICI E MANUFATTI STORICI (Art. 40 P.P.A.R.)	
	ACQUEDOTTO PONTIFICIO (SEC. XVII)	art. 45
	AREE DI BONIFICA	art. 45
	VP - VERDE PRIVATO	art. 44
	PF - PARCO FLUVIALE	art. 47
MODI DI ATTUAZIONE		
	PIANO ATTUATIVO IN CORSO	art. 5
	PIANO ATTUATIVO PROGETTATO NON CONVENZIONATO	art. 5
	PIANO ATTUATIVO DA PROGETTARE	art. 4
	PEEP	art. 9bis
	PIANI ATTUATIVI CONCLUSI	art. 9bis
	SUAP	art. 9bis
DESTINAZIONI DI AREE GIÀ SOTTOPOSTE A SPECIFICI MODI DI ATTUAZIONE		
	LOTTE A DESTINAZIONE PEEP	
	LOTTE A DESTINAZIONE RESIDENZIALE	
	LOTTE A DESTINAZIONE RESIDENZIALE - TERZIARIA	
	LOTTE A DESTINAZIONE TERZIARIA	
	LOTTE A DESTINAZIONE INDUSTRIALE	
	CENTRO CITTÀ (PROJECT FINANCING)	
	LOTTE A DESTINAZIONE ATTREZZATURE - TERZIARIA	
	DESTINAZIONE PIANO PARTICOLAREGGIATO COLLE DELL'INFINITO	
ZONIZZAZIONE		
ZONA RESIDENZIALE		
ZONA DI INTERESSE STORICO ARTISTICO - A		
	A - CENTRO STORICO	art. 13
	A - MONTEFIORE	art. 14
	A - S. FRANCESCO	
	A - CASTELNUOVO	
ZONA DI COMPLETAMENTO - B		
	B0 - PRESA ATTO EDIFICAZIONE ESISTENTE	art. 15
	B1 - ZONE EDIFICATE CON PIANI ATTUATIVI	
	B1 - ZONE EDIFICATE CON PIANI ATTUATIVI - LOTTI RESIDUI	
	B1C.1 - ZONE EDIFICATE A CARATTERE COMPLEMENTARE	
	B1C.2 - ZONE EDIFICATE A CARATTERE COMPLEMENTARE	
	ZONE DI COMPLETAMENTO - B2.1	
	ZONE DI COMPLETAMENTO - B2.2	
	ZONE DI COMPLETAMENTO - B2.3	
	ZONE DI COMPLETAMENTO - B2.4	
ZONA DI ESPANSIONE - C		
	LOTTE A DESTINAZIONE C	art. 16
ZONA PRODUTTIVA - D		
ZONA INDUSTRIALE E ARTIGIANALE - D1		
	D1.1 - ZONE EDIFICATE CON PIANI ATTUATIVI	art. 17
	D1.1 - ZONE EDIFICATE CON PIANI ATTUATIVI - LOTTI RESIDUI	art. 18
	ZONE DI COMPLETAMENTO - D1.2.1	
	ZONE DI COMPLETAMENTO - D1.2.2	
	D1.3.1 - ZONE DI NUOVO IMPIANTO - D1.3.1	
	D1.3.2 - ZONE DI NUOVO IMPIANTO - D1.3.2	
	D1.4 - AGRICOLA	

ZONA LAVORAZIONE E TRASFORMAZIONE INERTI - D3		art. 19
	D3 - ZONA LAVORAZIONE E TRASFORMAZIONE INERTI	
ZONA AGRICOLA - E		art. 21
	E1 - ZONE AGRICOLE NORMALI	art. 22
	E2 - ZONE AGRICOLE DI INTERESSE PAESISTICO	art. 23
	E3 - ZONE AGRICOLE DI SALVAGUARDIA PAESISTICO-AMBIENTALE	art. 24
	1 (A) 20 (B) 3 (C) FABBRICATI RURALI CENSITI	art. 28
ZONE PER ATTREZZATURE PUBBLICHE E DI INTERESSE GENERALE - F		art. 32
ATTREZZATURE DI INTERESSE COMUNE - FC		art. 33
	FC1 - SANITARE ED ASSISTENZIALI	
	FC2 - SOCIALI CULTURALI	
	FC3 - RELIGIOSE	
	FC4 - AMMINISTRATIVE E PUBBLICI SERVIZI	
	FC5 - TECNICHE DISTRIBUITE	
	FC6 - PIAZZA VERDE	
ATTREZZATURE PER ISTRUZIONE - FI		art. 34
	FI1 - ISTRUZIONE INFERIORE	
	FI2 - ISTRUZIONE SUPERIORE	
ATTREZZATURE PER LO SPORT - FS		art. 35
	FS - ATTREZZATURE SPORTIVE	
PARCHEGGI - FP		art. 36
	FP - PARCHEGGI	
VERDE PUBBLICO - FV		art. 37
	FV1 - PARCHI E GIARDINI	
	FV2 - PARCHI E PERCORSI ECOLOGICI	
ZONE DESTINATE ALLA VIABILITÀ - S		art. 38
	VIABILITÀ	
	VIABILITÀ DI PROGETTO	
	SR - STAZIONI DI FORNIMENTO	
ZONA PER ATTREZZATURE DI INTERESSE PUBBLICO - Z		art. 39
	Z1 - ZONE CULTURALI PER LO SPORT E LO SPETTACOLO	art. 40
	Z2 - ZONE RICETTIVE, RICREATIVE E RISTORATIVE	art. 41

STRALCIO PLANIMETRIA CATASTALE CON UBICAZIONE
SONDAGGI MECCANICI SM1 E S1-S2 - Scala 1:500

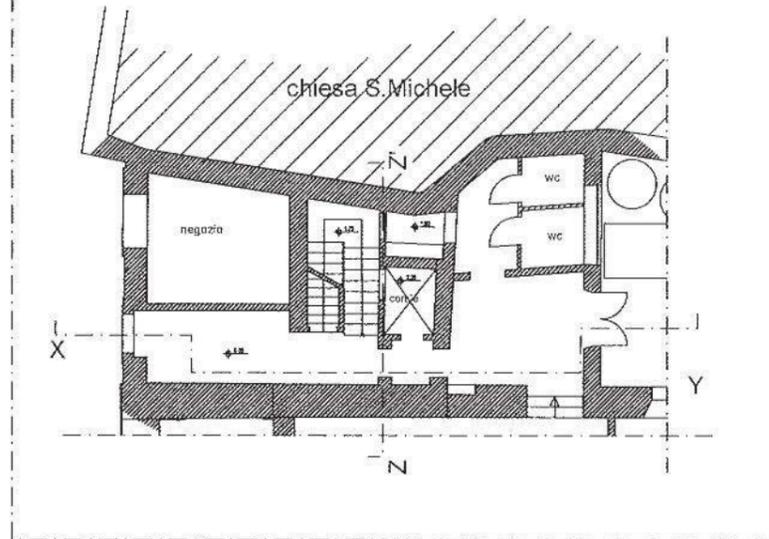
 **S1-2** Sondaggio meccanico
Reperito (Anno 1997)

 **SM1** Sondaggio meccanico
Realizzato (Anno 2018)

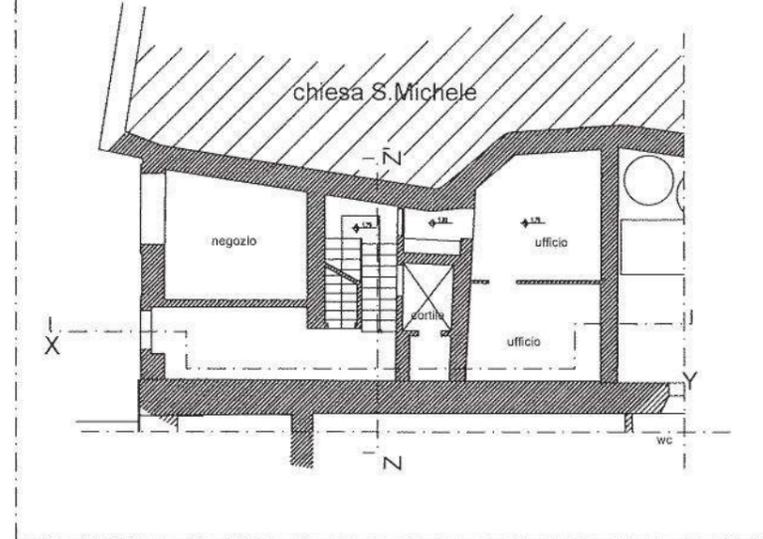


PIANTE STATO ATTUALE - Scala 1:500

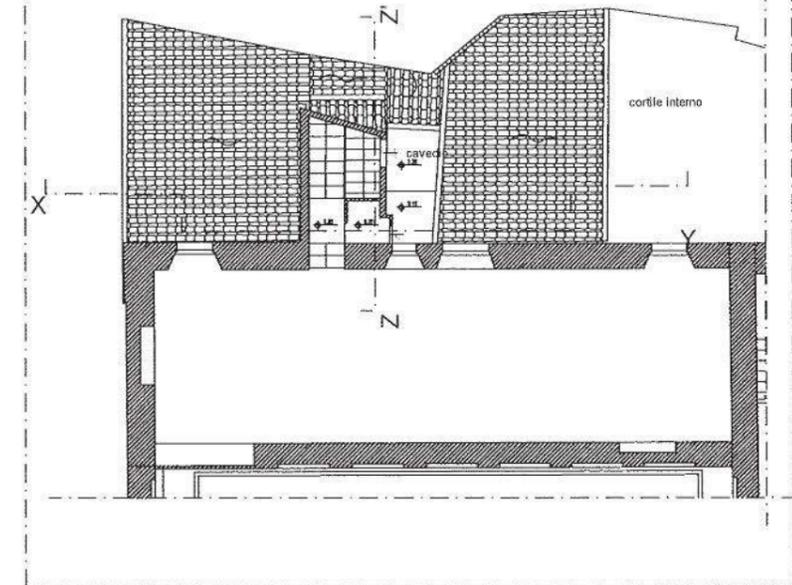
PIANTA PIANO TERRA



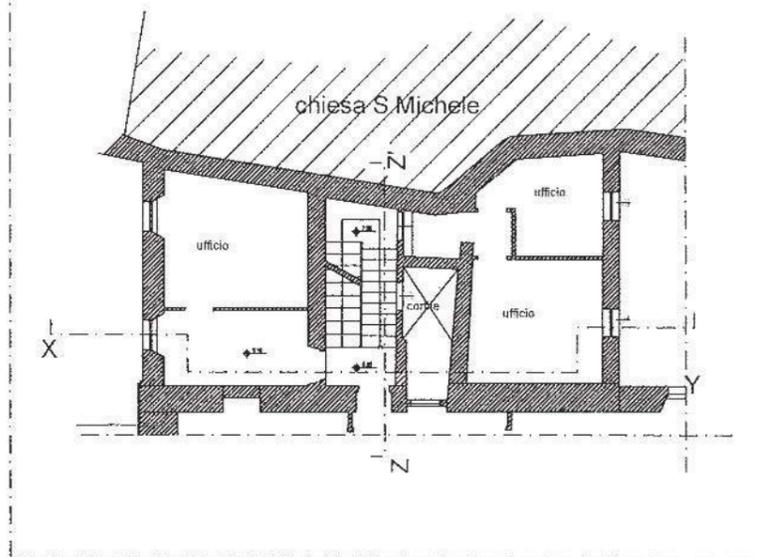
PIANTA QUOTA +1.45



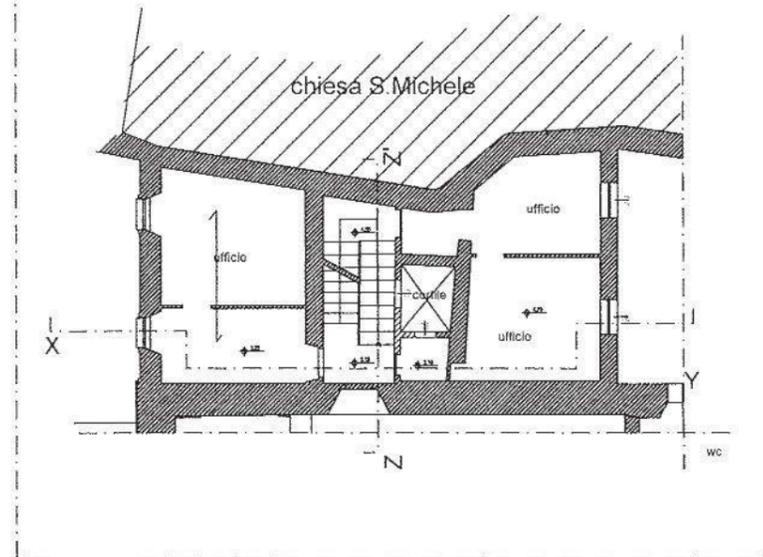
PIANTA QUOTA +8.54



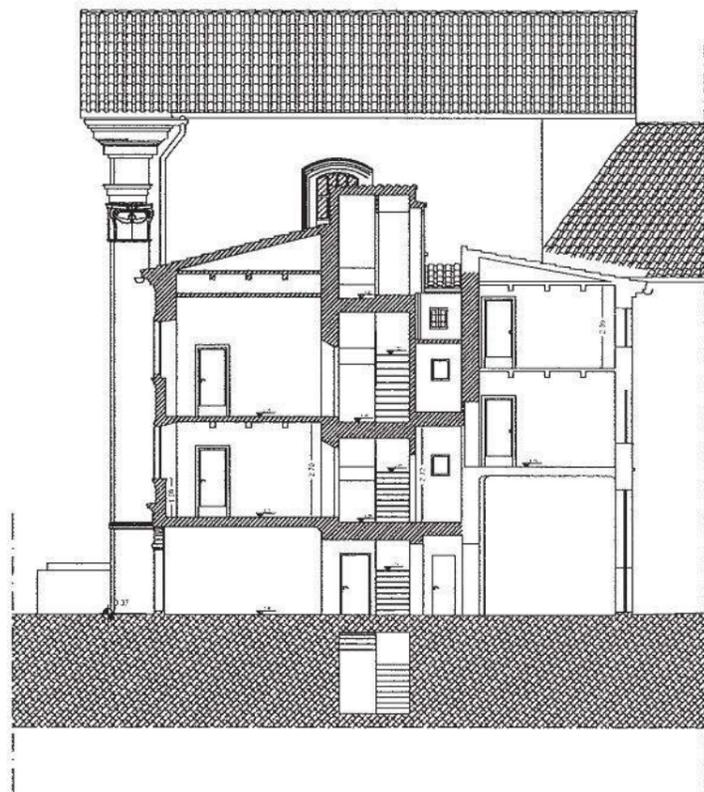
PIANTA QUOTA +6.19



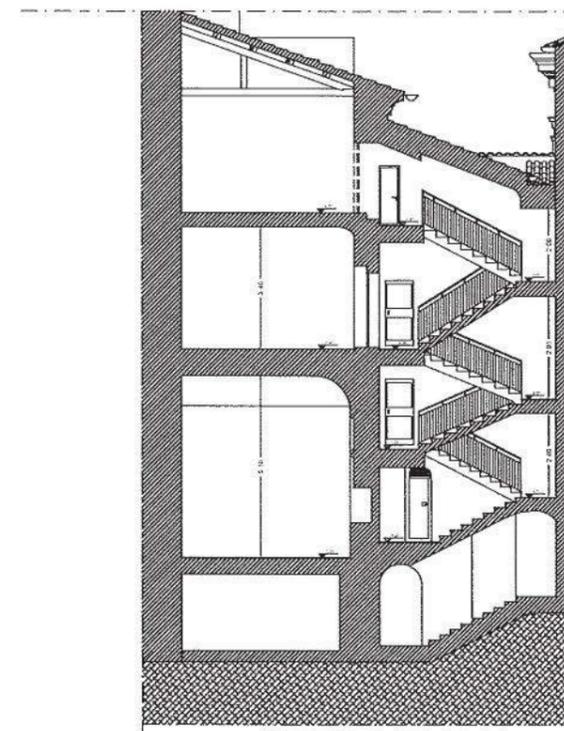
PIANTA QUOTA +3.87



SEZIONI E PROSPETTI STATO ATTUALE - Scala 1:500



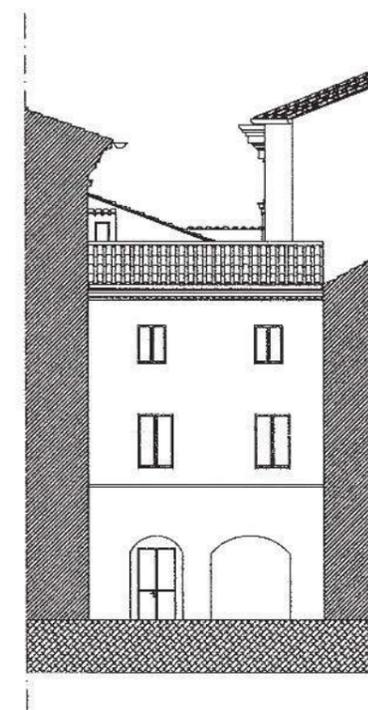
SEZIONE X-Y



SEZIONE Z-Z'



PROSPETTO NORD



PROSPETTO SUD

REPORT STRATIGRAFICO

COMMITTENTE: Comune di Recanati - Piazza G. Leopardi, n. 26 - Recanati (MC)

CANTIERE: "Teatro Persiani" via Cavour - Recanati - (MC) - Sondaggio reperito (Anno 1997)

PERFORAZIONE N. S2

SCALA 1:100

QUOTA P.C. (m s.l.m.)

SONDA: Sonda a rotazione

SCALA	Da m 0.00		A m 7.00		CAMPIONI		CAMPIONI DI TERRENO	PROFONDITA' m da p.c.	S.P.T.	POCKET PENETROMETER Kg/cm ²	INFILTRAZIONI ACQUIFERE
	DESCRIZIONE STRATIGRAFICA	PROFONDITA' m da p.c.	COLONNA STRATIGRAFICA	TIPO							
	Porfido stradale (sanpietrini).		0.20								
1	Terreno di riporto costituito da sabbia e sabbia limosa bruno scura inglobante ciottoli, frammenti di laterizio ed abbondanti concrezioni calcaree. Tr		2.40								
3	Ghiaia grossa e ciottoli subangolari e subarrotondati di dimensioni 2-4cm. con matrice sabbiosa limosa e sabbia grossolana. CGS		7.00								
6							-2.8/3.25	50 colpi Rifiuto			
7							-3.4/3.85	50 colpi Rifiuto			

IPOTESI DI CALCOLO DELLA FONDAZIONE PROF. -4.00 M

DATI GENERALI

Azione sismica	NTC 2008
Larghezza fondazione	0,5 m
Lunghezza fondazione	20,0 m
Profondità piano di posa	4,0 m

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,072
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0,25
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0,0144
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0,1805

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe III
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	75,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	45,0	0,59	2,5	0,28
S.L.D.	75,0	0,76	2,53	0,29
S.L.V.	712,0	2,08	2,51	0,31
S.L.C.	1462,0	2,72	2,5	0,32

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,708	0,2	0,0144	0,0072
S.L.D.	0,912	0,2	0,0186	0,0093
S.L.V.	2,469	0,28	0,0705	0,0353
S.L.C.	3,0535	0,28	0,0872	0,0436

STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

DH [m]	Gam [kN/m ³]	Gams [kN/m ³]	Fi [°]	Fi Corr. [°]	c [kN/m ²]	c Corr. [kN/m ²]	cu [kN/m ²]	Ey [kN/m ²]	Ed [kN/m ²]	Ni	Cv [cmq/s]	Cs
2,4	18,0	19,0	11,0	11	0,0	0,0	25,0	2500,01	2600,0	0,0	0,003	0,04
2,3	19,0	20,0	30,0	30	0,0	0,0	0,0	49033,2 5	0,0	0,0	0,0	0,0
0,8	20,0	21,0	25,0	25	0,0	0,0	200,0	19613,3	0,0	0,0	0,0	0,0
0,4	20,0	21,0	25,0	25	0,0	0,0	200,0	19613,3	0,0	0,0	0,0	0,0
0,5	19,0	20,0	30,0	30	0,0	0,0	0,0	49033,2 5	0,0	0,0	0,0	0,0
0,2	20,0	21,0	25,0	25	0,0	0,0	120,0	19613,3	0,0	0,0	0,0	0,0
1,2	19,0	20,0	30,0	30	0,0	0,0	0,0	49033,2 5	0,0	0,0	0,0	0,0
0,2	19,0	20,0	30,0	30	23,0	23,0	200,0	14709,9 7	15690,6 4	0,0	0,0	0,0
0,7	20,0	21,0	28,0	28	0,0	0,0	0,0	49033,2 5	0,0	0,0	0,0	0,0
6,3	19,0	20,0	23,0	23	0,0	0,0	250,0	14709,9 7	15690,6 4	0,0	0,0	0,0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	120,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	Sisma	120,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	S.L.E.	110,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
4	S.L.D.	100,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Ca pacità portante orizzontale
1	Si	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	Si	1	1	1	1	1	2,3	1,1
3	Si	1	1	1	1	1	1	1
4	Si	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3

Autore: TERZAGHI (1955)

Carico limite [Qult]	1699,89 kN/m ²
Resistenza di progetto [Rd]	739,08 kN/m ²
Tensione [Ed]	120,0 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	14,17
Condizione di verifica [Fd<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)
Costante di Winkler 67995,73 kN/m³

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18,4
Fattore [Nc]	30,14
Fattore [Ng]	15,07
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,58
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,01
Fattore profondità [Dq]	1,42
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,99
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,5
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite 1983,19 kN/m²
Resistenza di progetto 862,26 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	22,46
Fattore [Nc]	37,16
Fattore [Ng]	19,73
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,5
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite 1699,89 kN/m²
Resistenza di progetto 739,08 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18,4
Fattore [Nc]	30,14
Fattore [Ng]	15,67
Fattore forma [Sc]	1,02
Fattore profondità [Dc]	3,77
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,01
Fattore profondità [Dq]	2,39

Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,01
Fattore profondità [Dg]	2,39
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,5
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	3345,17 kN/m ²
Resistenza di progetto	1454,42 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18,4
Fattore [Nc]	30,14
Fattore [Ng]	22,4
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,58
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,01
Fattore profondità [Dq]	1,42
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,99
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,5
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	2000,55 kN/m ²
Resistenza di progetto	869,8 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18,4
Fattore [Nc]	30,14
Fattore [Ng]	15,07
Fattore forma [Sc]	1,01
Fattore profondità [Dc]	1,58
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,01
Fattore profondità [Dq]	1,42
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,99
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0

Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,5
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	1979,57 kN/m ²
Resistenza di progetto	860,68 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18,4
Fattore [Nc]	30,14
Fattore [Ng]	15,07
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,58
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,01
Fattore profondità [Dq]	1,42
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,99
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,5
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	1983,19 kN/m ²
Resistenza di progetto	862,26 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	22,46
Fattore [Nc]	37,16
Fattore [Ng]	19,73
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,5
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	1699,89 kN/m ²
Resistenza di progetto	739,08 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18,4
Fattore [Nc]	30,14
Fattore [Ng]	15,67
Fattore forma [Sc]	1,02
Fattore profondità [Dc]	3,77
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,01
Fattore profondità [Dq]	2,39
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,01
Fattore profondità [Dg]	2,39
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,5
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	3345,17 kN/m ²
Resistenza di progetto	1454,42 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18,4
Fattore [Nc]	30,14
Fattore [Ng]	22,4
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,58
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,01
Fattore profondità [Dq]	1,42
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,99
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,5
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	2000,55 kN/m ²
Resistenza di progetto	869,8 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18,4
Fattore [Nc]	30,14
Fattore [Ng]	15,07
Fattore forma [Sc]	1,01
Fattore profondità [Dc]	1,58
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,01
Fattore profondità [Dq]	1,42
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,99
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,5
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	1979,57 kN/m ²
Resistenza di progetto	860,68 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
---------------------------------	------------

IPOTESI DI CALCOLO DELLA FONDAZIONE PROF. -7.00 M

DATI GENERALI

Azione sismica	NTC 2008
Larghezza fondazione	0,5 m
Lunghezza fondazione	20,0 m
Profondità piano di posa	7,0 m

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,072
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0,25
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0,0144
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0,1805

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe III
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	75,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	45,0	0,59	2,5	0,28
S.L.D.	75,0	0,76	2,53	0,29
S.L.V.	712,0	2,08	2,51	0,31
S.L.C.	1462,0	2,72	2,5	0,32

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,708	0,2	0,0144	0,0072
S.L.D.	0,912	0,2	0,0186	0,0093
S.L.V.	2,469	0,28	0,0705	0,0353
S.L.C.	3,0535	0,28	0,0872	0,0436

STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

DH [m]	Gam [kN/m ³]	Gams [kN/m ³]	Fi [°]	Fi Corr. [°]	c [kN/m ²]	c Corr. [kN/m ²]	cu [kN/m ²]	Ey [kN/m ²]	Ed [kN/m ²]	Ni	Cv [cmq/s]	Cs
2,4	18,0	19,0	11,0	11	0,0	0,0	25,0	2500,01	2600,0	0,0	0,003	0,04
2,3	19,0	20,0	30,0	30	0,0	0,0	0,0	49033,25	0,0	0,0	0,0	0,0
0,8	20,0	21,0	25,0	25	0,0	0,0	200,0	19613,3	0,0	0,0	0,0	0,0
0,4	20,0	21,0	25,0	25	0,0	0,0	200,0	19613,3	0,0	0,0	0,0	0,0
0,5	19,0	20,0	30,0	30	0,0	0,0	0,0	49033,25	0,0	0,0	0,0	0,0
0,2	20,0	21,0	25,0	25	0,0	0,0	120,0	19613,3	0,0	0,0	0,0	0,0
1,2	19,0	20,0	30,0	30	0,0	0,0	0,0	49033,25	0,0	0,0	0,0	0,0
0,2	19,0	20,0	30,0	30	23,0	23,0	200,0	14709,97	15690,64	0,0	0,0	0,0
0,7	20,0	21,0	28,0	28	0,0	0,0	0,0	49033,25	0,0	0,0	0,0	0,0
6,3	19,0	20,0	23,0	23	0,0	0,0	250,0	14709,97	15690,64	0,0	0,0	0,0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr	Nome combinazioni	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	120,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	Sisma	120,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	S.L.F.	110,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
4	S.L.D.	100,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coeff. Rid. Capacità portante verticale	Coeff. Rid. Capacità portante orizzontale
1	Si	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	Si	1	1	1	1	1	2,3	1,1
3	Si	1	1	1	1	1	1	1
4	Si	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3

Autore: TERZAGHI (1955)

Carico limite [Qult]	3011,31 kN/m ²
Resistenza di progetto [Rd]	1309,27 kN/m ²
Tensione [Ed]	120,0 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	25,09
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)
Costante di Winkler 120452,4 kN/m³

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18,4
Fattore [Nc]	30,14
Fattore [Ng]	15,07
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,6
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,01
Fattore profondità [Dq]	1,43
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,99
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,5
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite 3566,25 kN/m²
Resistenza di progetto 1550,54 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	22,46
Fattore [Nc]	37,16
Fattore [Ng]	19,73
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,5
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite 3011,31 kN/m²
Resistenza di progetto 1309,27 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18,4
Fattore [Nc]	30,14
Fattore [Ng]	15,67
Fattore forma [Sc]	1,02
Fattore profondità [Dc]	5,85
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,01
Fattore profondità [Dq]	3,42
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,01
Fattore profondità [Dg]	3,42
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,5
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite 8510,45 kN/m²
Resistenza di progetto 3700,2 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18,4
Fattore [Nc]	30,14
Fattore [Ng]	22,4
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,6
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,01
Fattore profondità [Dq]	1,43
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,99
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,5
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite 3583,6 kN/m²
Resistenza di progetto 1558,09 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18,4
Fattore [Nc]	30,14
Fattore [Ng]	15,07
Fattore forma [Sc]	1,01
Fattore profondità [Dc]	1,6
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,01
Fattore profondità [Dq]	1,43
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,99
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,5
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	3559,61 kN/m ²
Resistenza di progetto	1547,66 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18,4
Fattore [Nc]	30,14
Fattore [Ng]	15,07
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,6
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,01
Fattore profondità [Dq]	1,43
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,99
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,5
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	3566,25 kN/m ²
Resistenza di progetto	1550,54 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	22,46
Fattore [Nc]	37,16
Fattore [Ng]	19,73
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,5
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	3011,31 kN/m ²
Resistenza di progetto	1309,27 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18,4
Fattore [Nc]	30,14
Fattore [Ng]	15,67
Fattore forma [Sc]	1,02
Fattore profondità [Dc]	5,85
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,01
Fattore profondità [Dq]	3,42
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,01
Fattore profondità [Dg]	3,42
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,5
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	8510,45 kN/m ²
Resistenza di progetto	3700,2 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18,4
Fattore [Nc]	30,14
Fattore [Ng]	22,4
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,6
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,01
Fattore profondità [Dq]	1,43
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,99
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0

Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,5
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	3583,6 kN/m ²
Resistenza di progetto	1558,09 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18,4
Fattore [Nc]	30,14
Fattore [Ng]	15,07
Fattore forma [Sc]	1,01
Fattore profondità [Dc]	1,6
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,01
Fattore profondità [Dq]	1,43
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,99
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,5
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	3559,61 kN/m ²
Resistenza di progetto	1547,66 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

0-190.000m
0-190.000m
0-190.000m

0-190.000m
0-190.000m
0-190.000m

0-200.000m
0-200.000m
0-200.000m

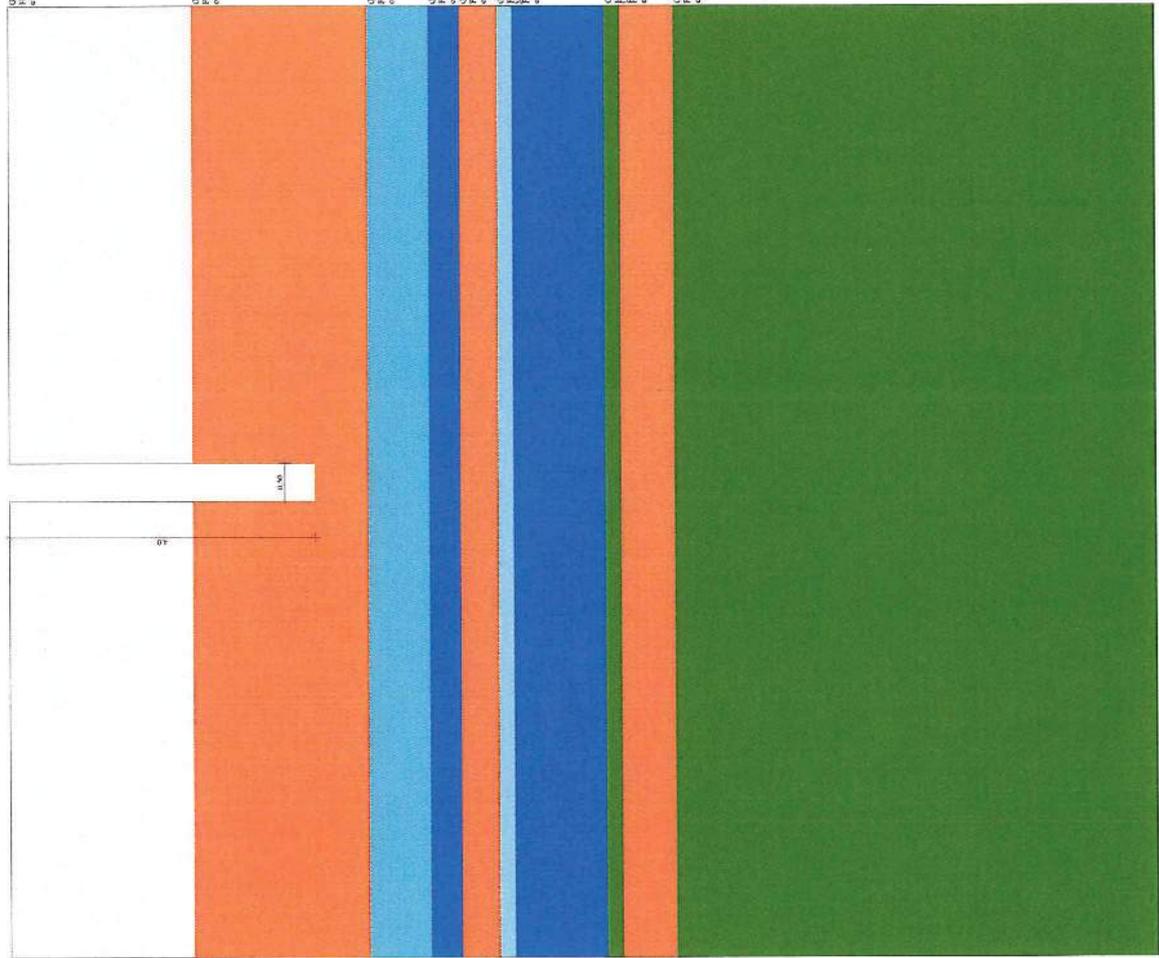
0-200.000m
0-200.000m
0-200.000m

0-200.000m
0-200.000m
0-200.000m

0-200.000m
0-200.000m
0-200.000m

0-190.000m
0-190.000m
0-190.000m

0-190.000m
0-190.000m
0-190.000m



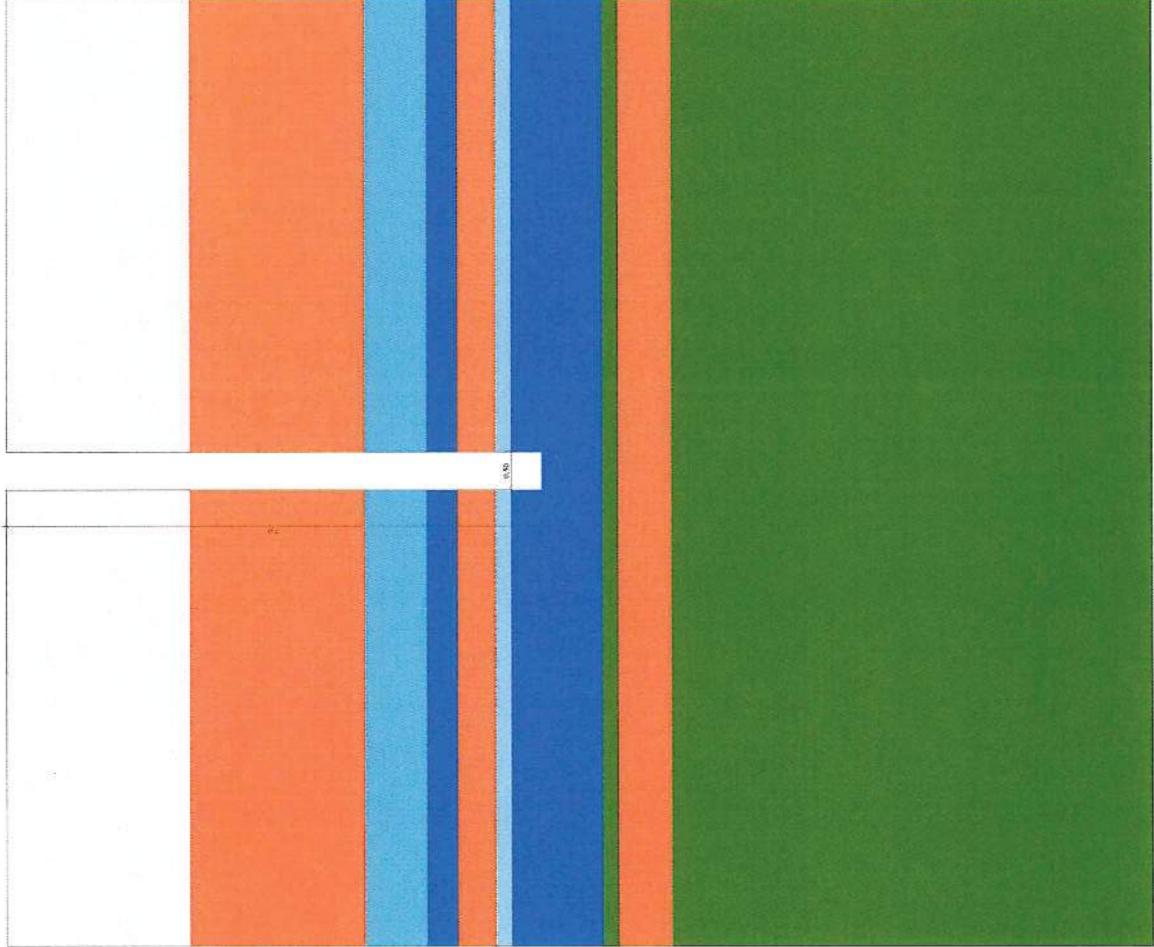
Q-1001 NHP
P-30
60000 NHP

Q-1001 NHP
P-30
60000 NHP

Q-2001 NHP
P-30
60000 NHP

Q-2001 NHP
P-30
60000 NHP

Q-1001 NHP
P-30
60000 NHP





**INDAGINI GEOFISICHE ESEGUITE PRESSO IL TEATRO DELLA MUSICA
DI VIA CAVOUR NEL COMUNE DI RECANATI (MC)**

Oggetto: Indagine Geognostica e Geofisica

Committente: Comune di Recanati

Commessa: 245-18

Falconara M.ma, lì 17 Giugno 2018

INDICE

1. PREMESSA	3
1.1 GEOFISICA.....	3
2. INDAGINE SISMICA TIPO MASW	5
2.1 <i>Strumentazione utilizzata</i>	5
2.2 <i>Indagine MASW; metodologia ed acquisizione</i>	5
2.3 <i>Interpretazione dei risultati</i>	7
2.4 <i>Curva di dispersione</i>	8
2.5 <i>Profilo in sito</i>	8
2.6 <i>Considerazioni Conclusive</i>	10
3. INDAGINE SISMICA PASSIVA H.V.S.R. (Horizontal to Vertical Spectral Ratio).....	11
3.1 <i>Strumentazione impiegata</i>	11
3.2 <i>Procedura di analisi dati</i>	11
3.3 <i>Stazione singola Geo1 - Dati di input</i>	12
3.4 <i>Rapporto spettrale H/V</i>	13
3.5 <i>Conclusioni</i>	15

ALLEGATI

Stratigrafie sondaggio geognostico

Documentazione fotografica sondaggio geognostico

1. PREMESSA

Su incarico dell'Amministrazione Comunale di Recanati (MC), ai sensi del DD.MM. del 17 Gennaio 2018 "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni», è stata eseguita una campagna di indagini geognostiche e geofisiche ad integrazione della relazione geologica per Teatro della Musica sito in Via Cavour, 24 nel Comune di Recanati (MC).

1.1 GEOGNOSTICA

- esecuzione di n° 1 sondaggio meccanico realizzato a carotaggio continuo (cc) spinti alla profondità di 15,00 m dal p.c.;

Sond	Carotaggio Continuo		Data
	da	a	
S1	0,00	15,00	22/05/16

Tab.1 – Elenco Sondaggi geognostici.

Gli elaborati stratigrafici sono visibili nell'allegato 1;

1.2 GEOFISICA

- esecuzione di n°1 indagini sismica tipo Masw e n°1 indagine sismica passiva a stazione singola HVSR;

n°	Stesa	Lunghezza	N° Scoppi	Data
1	Masw	46,00	6	25/02/18
2	HVSR	-	-	25/02/18

Tab.2 – Elenco indagini geofisiche.

2. INDAGINI GEOGNOSTICHE

2.1 Attrezzature di perforazione

Per l'esecuzione dei sondaggi è stata utilizzata una sonda a rotazione CMV 420 D avente le seguenti caratteristiche:

- ingombro di 1.40 m di larghezza;
- testa di rotazione TIPO TR 420 con cambio meccanico;
- coppia di 423 kgm;
- velocità di rotazione da 52 a 360 rpm;
- corsa utile 3.000 mm per aste da 3 mt;
- organo idraulico con tiro da 750 kg;
- pompa da fango con portata max di 120 l/min a 20 bar;
- pompa a pistoni con portata max di 150l/min a 150 bar;
- motore DEUTZ da 62,5 Hp
- peso totale 5330 Kg.

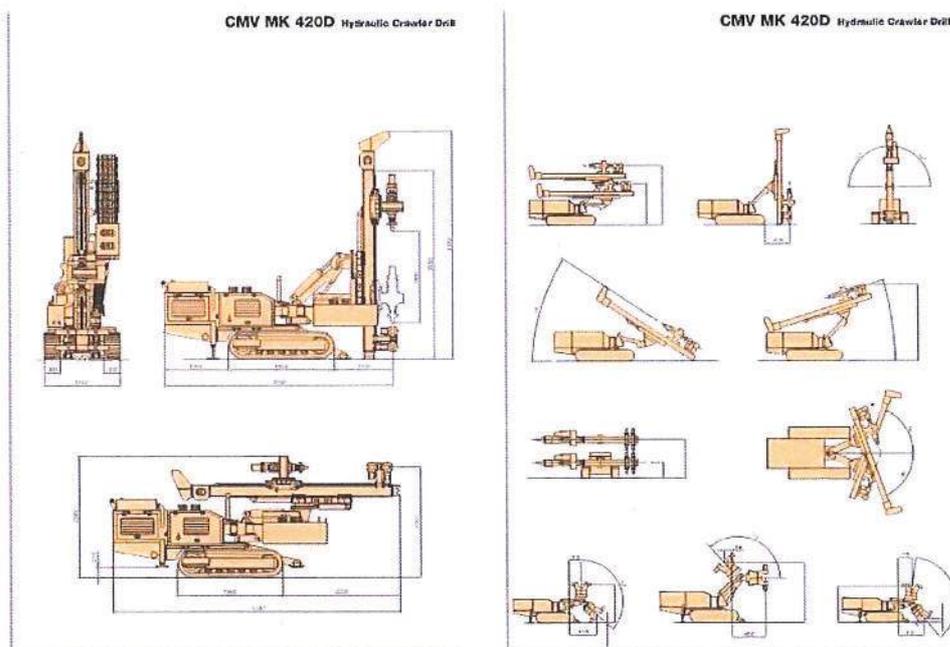


Fig. 1: Scheda tecnica sonda perforatrice CMV 420D.

3. INDAGINE SISMICA TIPO MASW

Per la ricostruzione del modello geofisico del sito è stata eseguita un'indagine di sismica superficiale mediante il metodo di analisi spettrale delle onde di superficie (Rayleigh) con tecnica MASW.

3.1 Strumentazione utilizzata

L'attrezzatura e la strumentazione utilizzata è costituita da:

- un sistema di energizzazione per le onde P: la sorgente è costituita da una mazza del peso di 8 Kg battente verticalmente su piastra circolare in acciaio del diametro di 25 cm posta direttamente sul p.c. per la generazione prevalentemente di onde P e secondariamente di onde SV, in grado di generare onde elastiche ad alta frequenza ricche di energia, con forme d'onda ripetibili e direzionali;
- un sistema di ricezione: costituito da 24 geofoni verticali monocomponente del tipo elettromagnetico a bobina mobile a massa sospesa (peso della massa 12.2 gr) con frequenza propria 4.5 Hz (Masw), ovvero dei trasduttori di velocità in grado di tradurre in segnale elettrico la velocità con cui il suolo si sposta al passaggio delle onde sismiche longitudinali prodotte da una specifica sorgente;
- sistema di acquisizione dati: Sismografo Ambrogeo (modello ECHO 2010) con memoria dinamica a 32 bit, dotato di hard disk, in grado di memorizzare i dati acquisiti in formato SEG2., n° 2 cavi sismici telemetrici di 60 m ciascuno, il sistema è in grado di registrare su memoria il segnale proveniente da ciascun canale dal sistema di ricezione;
- un sistema di trigger: consiste in un circuito elettrico che viene chiuso nell'istante in cui la mazza colpisce la base di battuta (piastra metallica), consentendo ad un condensatore di scaricare la carica precedentemente immagazzinata e di produrre un impulso che viene inviato al sistema di acquisizione dati; in questo modo è possibile individuare e visualizzare l'esatto istante in cui la sorgente viene attivata e fissare l'inizio della registrazione.

3.2 Indagine MASW: metodologia ed acquisizione

Il metodo M.A.S.W. (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una tecnica di indagine non invasiva che permette di individuare il profilo di velocità delle onde di taglio V_S , sulla base della misura delle onde superficiali eseguita in corrispondenza di diversi sensori (geofoni nel caso specifico) posti sulla superficie del suolo.

Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che viaggiano con una velocità correlata alla rigidezza della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde. In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive

(fenomeno della dispersione geometrica), cioè onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase e velocità di gruppo (Achenbach, J.D., 1999, Aki, K. And Richards, P.G., 1980) o detto in maniera equivalente la velocità di fase (o di gruppo) apparente delle onde di Rayleigh dipende dalla frequenza di propagazione.

La natura dispersiva delle onde superficiali è correlabile al fatto che onde ad alta frequenza con lunghezza d'onda corta si propagano negli strati più superficiali e quindi danno informazioni sulla parte più superficiale del suolo, invece onde a bassa frequenza si propagano negli strati più profondi e quindi interessano gli strati più profondi del suolo.

Il metodo di indagine MASW utilizzato è di tipo attivo in quanto le onde superficiali sono generate in un punto sulla superficie del suolo (tramite energizzazione con mazza battente parallelamente all'array) e misurate da uno stendimento lineare di sensori. Il metodo attivo generalmente consente di ottenere una velocità di fase (o curva di dispersione) sperimentale apparente nel range di frequenze compreso tra 2-100Hz, quindi fornisce informazioni sulla parte più superficiale del suolo, generalmente compresa tra i 10m ed i 30m, in funzione della rigidità del suolo e delle caratteristiche della sorgente e presenta una maggiore affidabilità per profondità di circa 20m.

Il risultato finale del processo di elaborazione è il profilo verticale delle velocità delle onde S.

I vantaggi della tecnica M.A.S.W. possono essere così riassunti:

- particolarmente indicata per terreni attenuanti ed ambienti rumorosi;
- è in grado di evidenziare inversioni di velocità nel profilo di velocità;
- buona risoluzione.

Schematicamente il processo di analisi è il seguente:

- Creazione dello spettro FK;
- Ricerca del miglior fitting fra la curva di dispersione sperimentale e la curva di dispersione teorica;
- Profilo di velocità delle onde s.

I limiti teorici del metodo MASW fanno riferimento ad un semispazio stratificato con strati paralleli e orizzontali ed omogenei, quindi una limitazione alla sua applicabilità potrebbe essere rappresentata sia dalla presenza di pendenze significative superiori a 20°. Nell'area indagata le condizioni sopra riportate sono quasi del tutto rispettate. Si rammenta in ogni caso che la valutazione delle velocità e degli spessori dei singoli strati viene effettuata con un margine di incertezza, insita proprio nei metodi geofisici, che si aggira generalmente attorno al 10-20 %.

La "copertura" dei tiri sulla base sismica è stata tale da consentire una corretta e dettagliata ricostruzione del campo di velocità locale fino alla profondità stabilita dall'indagine. L'elaborazione è stata eseguita tramite il software EASY MASW della Società Geostru. L'acquisizione è stata eseguita posizionando i 24 geofoni da 4.5 Hz, secondo la seguente configurazione spaziale e temporale:

Lunghezza stendimento ricevitori: 46 m; n. geofoni: 24; distanza intergeofonica: 2m
 n. punti di energizzazione: 6; offset sorgenti: 2 m, 4m e 8m;
 durata acquisizione: 999 ms e intervallo di campionamento: 0,478 ms

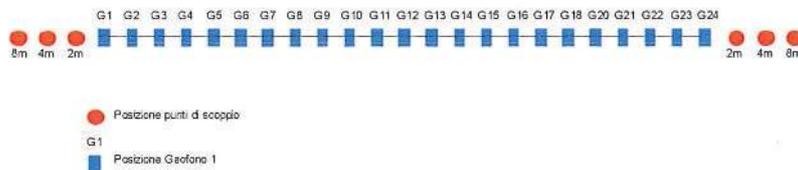


Fig.1 : Geometria di acquisizione ed ubicazione punti di energizzazione.

3.3 Interpretazione dei risultati

- Numero di ricevitori 24
- Numero di campioni temporali 2090
- Passo temporale di acquisizione 0,478 ms
- Numero di ricevitori usati per l'analisi 24
- L'intervallo considerato per l'analisi comincia a 0 ms
- L'intervallo considerato per l'analisi termina a 999 ms
- Offset 2 m
- Frequenza finale 60 Hz
- Frequenza iniziale 5Hz

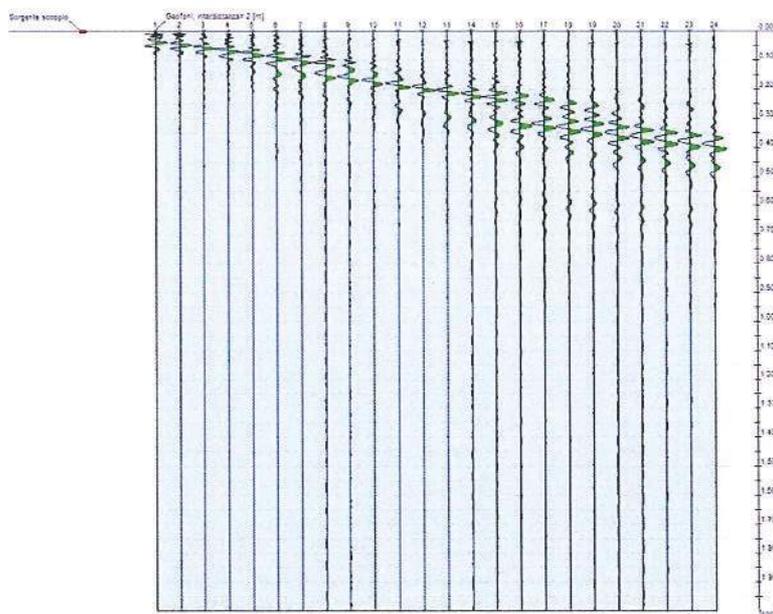


Fig.2:Tracce sperimentali

3.4 Curva di dispersione

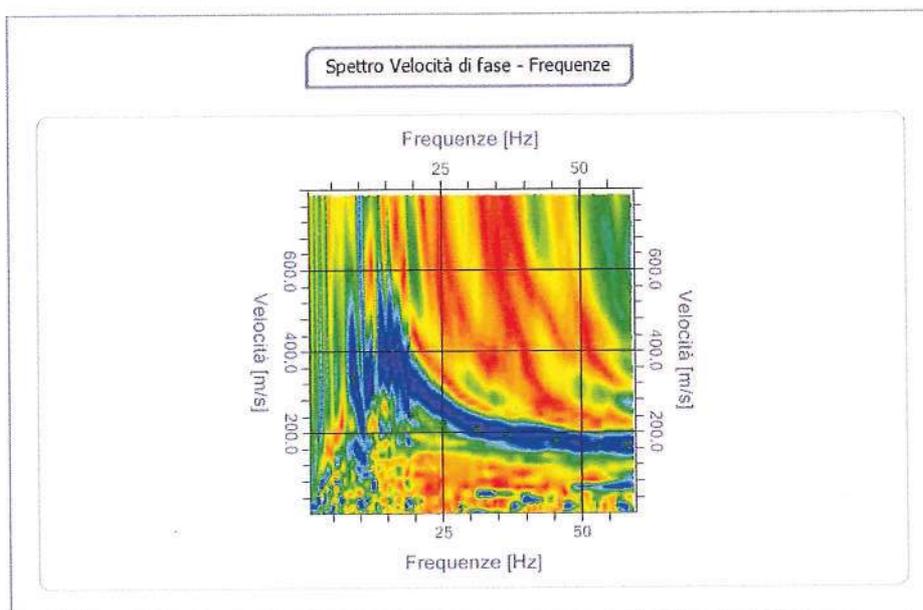


Fig. 3: Curva di dispersione.

3.5 Profilo in sito

Numero di strati (escluso semispazio) 5

Spaziatura ricevitori [m] 2

Numero ricevitori 24

Numero modi 5

Numero iterazioni 4

Percentuale di errore 0.045 %

Fattore di disadattamento della soluzione 0.025

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Vs [m/sec]
1	2.5	2.5	184.4
2	7.8	5.3	320
3	17.8	10	397.7
4	24.75	6.95	492.4
5	32.1	7.35	511.2
6	∞	∞	545.9

Tab.3 – Riepilogo risultati ottenuti.

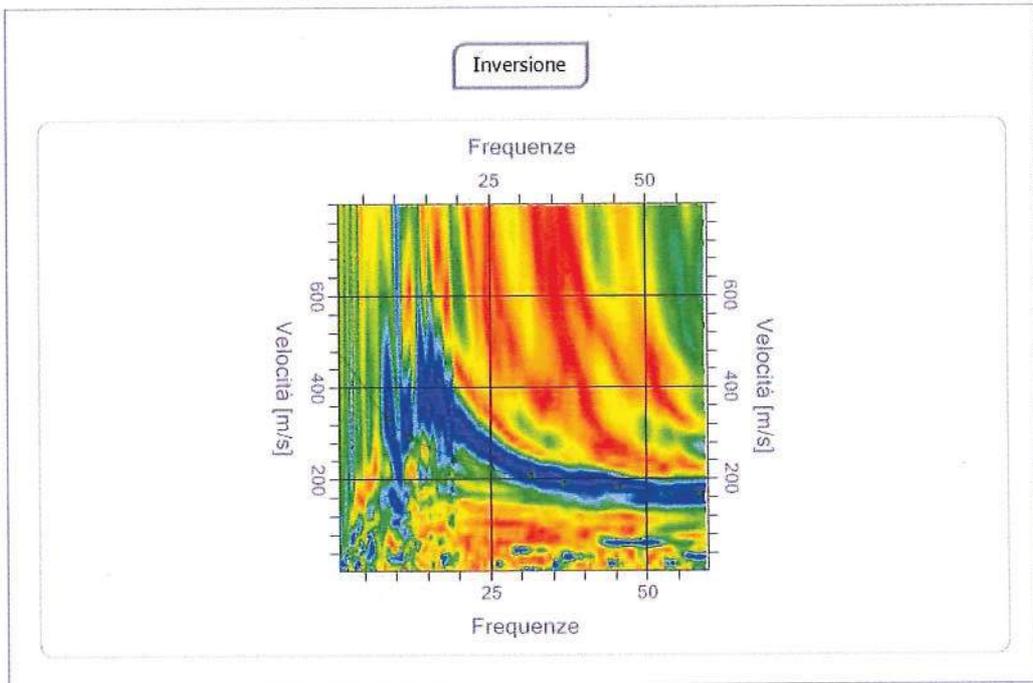


Fig. 4: Curva di inversione dati sperimentali

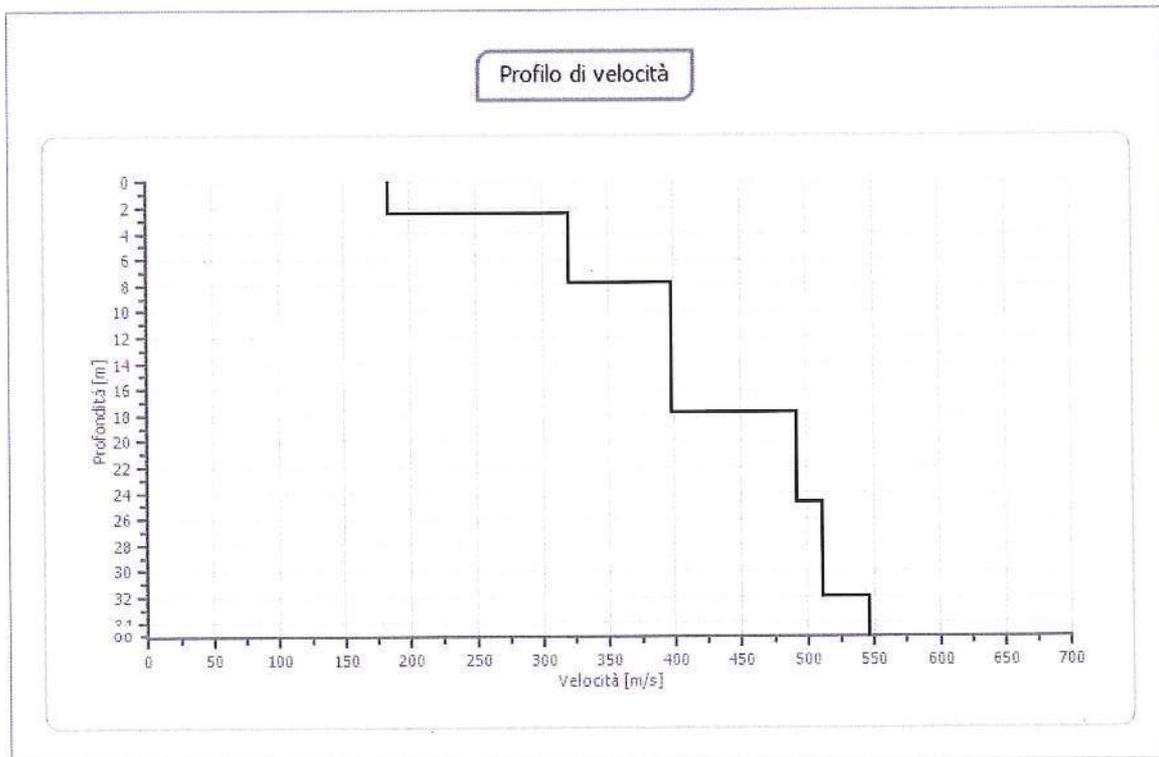


Fig. 5: Profilo velocità.

3.6 Considerazioni Conclusive

Tale indagine, scaturita da un'analisi comparativa su tutte le soluzioni disponibili, ha permesso di calcolare la velocità in $V_{s_{eq}}$ nel caso in oggetto assimilabile alla V_s compresa nei primi 30,00 metri di profondità

$$V_{s_{eq}} = V_{s_{30}} = 377 \text{ m/sec.}$$

- valore del parametro $V_{s_{eq}} = V_{s_{30}}$ come previsto dalle Nuove NTC18 D.M. 17 gennaio 2018.
- La velocità delle onde "Vs30" è stata calcolata dall'attuale piano campagna, non conoscendo la profondità esatta del piano di posa delle fondazioni.

Per le fondazioni superficiali, tale profondità è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera

• **CATEGORIA B:** Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

4. INDAGINE SISMICA PASSIVA H.V.S.R. (Horizontal to Vertical Spectral Ratio)

L'indagine geofisica proposta si avvale della metodologia basata sulla tecnica di Nakamura e sul rapporto spettrale H/V. La tecnica dei rapporti spettrali o HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) è totalmente non invasiva e si avvale del rumore ambientale che in natura esiste ovunque.

Tale registrazione è stata utilizzata per la determinazione della frequenza caratteristica di risonanza che rappresenta un parametro fondamentale per il corretto dimensionamento degli edifici in termini di risposta sismica locale, in quanto si dovranno adottare adeguate precauzioni nell'edificare manufatti aventi la stessa frequenza di vibrazione del terreno per evitare l'effetto di "doppia risonanza" estremamente pericolosi per la stabilità degli stessi in caso di sisma.

Il principio su cui si basa la presente tecnica, in termini di stratigrafia del sottosuolo, è rappresentato dalla definizione di strato inteso come unità distinta da quelle sopra e sottostanti per un contrasto d'impedenza, ossia per il rapporto tra i prodotti di velocità delle onde sismiche nel mezzo e densità del mezzo stesso.

4.1 Strumentazione impiegata

Le misure di microtremore ambientale sono state eseguite per mezzo di un tromografo digitale portatile progettato specificamente per l'acquisizione del rumore sismico.

Per tale scopo viene utilizzato un sismografo 24 bit GEOBOX prodotto dalla ditta Sara Instruments Srl (frequenza di risonanza 0.45 Hz).

Lo strumento (GeoBox – Sara Instrument) è dotato di tre sensori elettrodinamici (velocimetri) orientati secondo le direzioni NS, EW e verticalmente, ad alta definizione, alimentato a batterie, senza cavi esterni.

4.2 Procedura di analisi dati

Sui terreni di sedime è stata condotta, un'indagine geofisica attraverso l'acquisizione di n.1 registrazione a stazione singola, denominata Geo1.

Dalla registrazione del rumore sismico ambientale in campo libero si ricava la curva H/V, secondo la procedura descritta in Castellaro et al. (2005), avendo utilizzato i seguenti parametri:

- larghezza delle finestre d'analisi 20 s,
- lisciamento secondo finestra triangolare con ampiezza pari a 10% della frequenza centrale;
- rimozione dei transetti sulla serie temporale degli H/V.

La curva H/V viene riprodotta creando una serie di modelli sintetici (che contemplano la propagazione delle onde di Rayleigh e di Love nel modo fondamentale e superiori in sistemi multistrato), fino a considerare per buono il modello teorico più vicino alle curve sperimentali.

Tale operazione è possibile esclusivamente in presenza di un vincolo che può essere la profondità, nota tramite prove dirette (Sondaggi eseguiti in situ), di un riflettore sismico il cui marker sia riconoscibile nelle curve H/V (Castellaro e Mulargia, 2008) o la velocità delle onde di taglio (V_s) del primo strato nota da altre indagini.

4.3 Stazione singola Geo1 - Dati di input

Dati riepilogativi:

Numero tracce:	3
Durata registrazione:	1200 s
Frequenza di campionamento:	300,00 Hz
Numero campioni:	360000
Direzioni tracce:	Nord-Sud; Est-Ovest; Verticale.
Numero totale finestre selezionate:	60
Numero finestre incluse nel calcolo:	38
Dimensione temporale finestre:	20 s media
Tipo di lisciamento:	Konno-Ohmachi (Bandwidth coefficient = 15)
Percentuale di lisciamento:	5,00 %

Grafici tracce con finestre selezionate (in ordine V; N/S; E/W) :

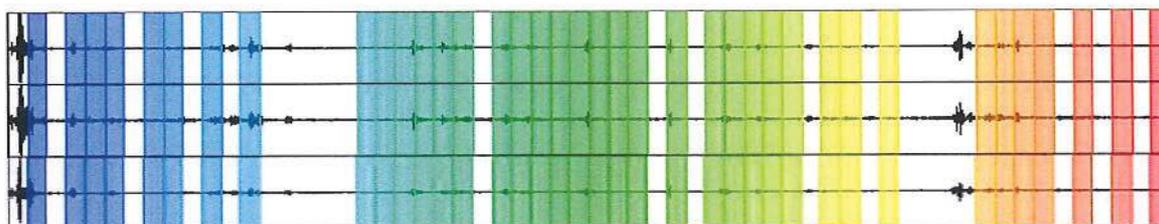


Fig.6: Traccia e finestre selezionate in direzione N-S, E-W e Verticale.

Grafici degli spettri

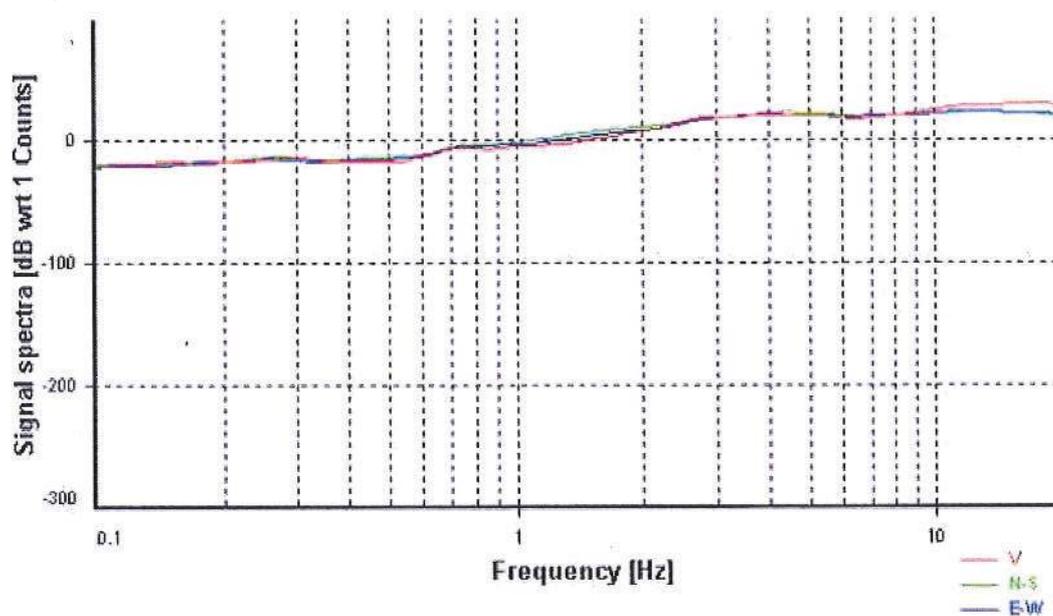
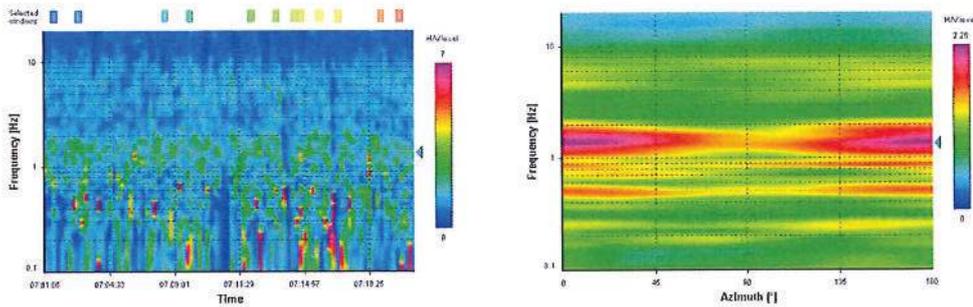


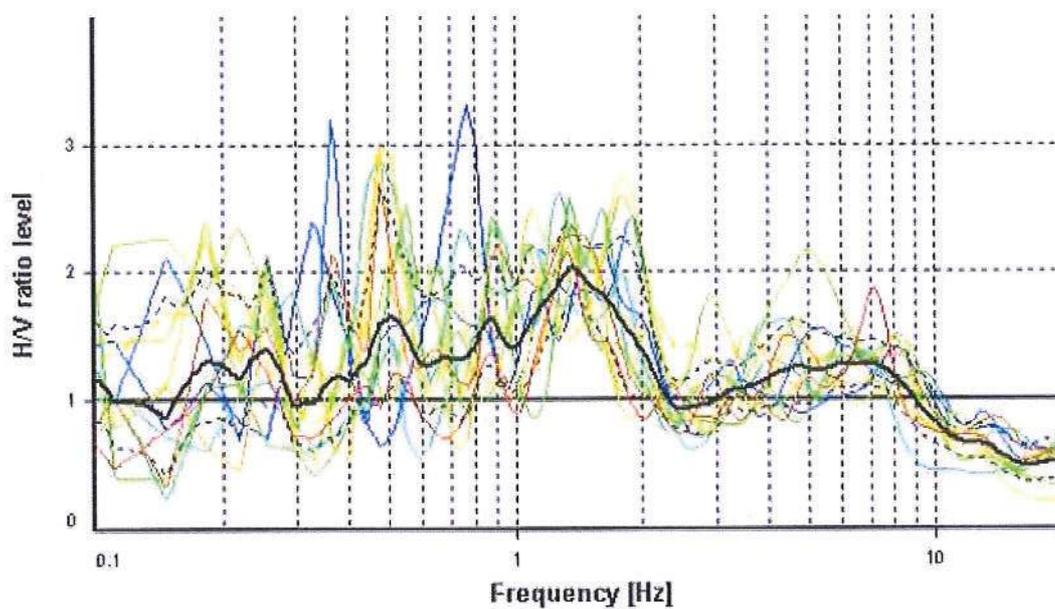
Fig.7: Spettri medi nelle tre direzioni.**Fig.8:** Mappa della stazionarietà degli spettri.**Fig.9:** Mappa della direzionalità degli spettri.

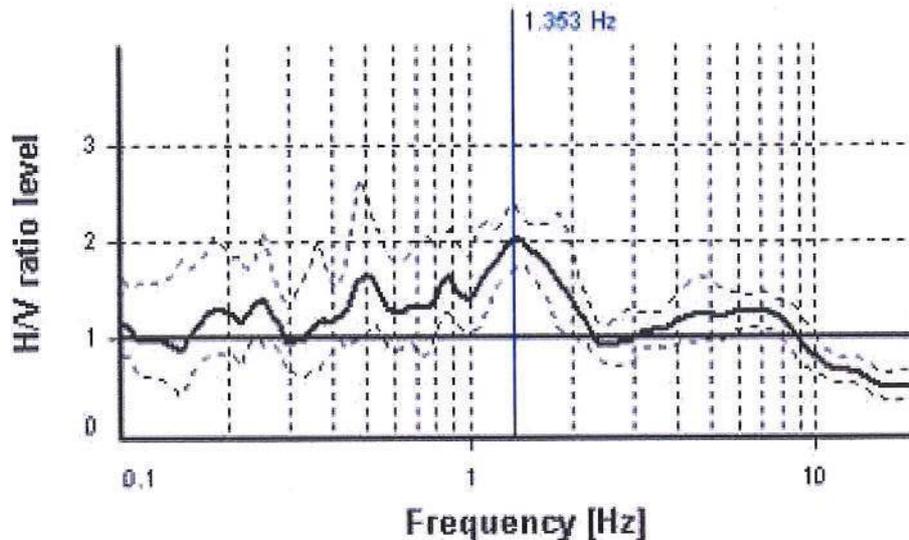
4.4 Rapporto spettrale H/V

Dati riepilogativi:

Frequenza massima:	20,00 Hz
Frequenza minima:	0,10 Hz
Passo frequenze:	0,10 Hz
Percentuale di lisciamento:	5,00 %

Grafico rapporto spettrale H/V

**Fig.10:** Rapporto spettrale H/V e suo intervallo di fiducia.

Verifiche SESAME:**Selected f_0 frequency 1.353 Hz** **A_0 amplitude = 2.0347****Average $f_0 = 1.458 \pm 0.269$** 

HVSR curve reliability criteria		
$f_0 > 10 / L_w$	12 valid windows (length > 7.39 s) out of 12	OK
$n_c(f_0) > 200$	324.7 > 200	OK
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$	Exceeded 0 times in 79	OK
HVSR peak clarity criteria		
$\exists f$ in $[f_0/4, f_0] \mid A_{HV}(f) < A_0/2$	0 Hz	NO
$\exists f'$ in $[f_0, 4f_0] \mid A_{HV}(f') < A_0/2$	2.30223 Hz	OK
$A_0 > 2$	2.03 > 2	OK
$f_{\text{peak}}[A_{HV}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	3.61% \leq 5%	OK
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	0.26877 \geq 0.13529	NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	1.17744 < 1.78	OK
Overall criteria fulfillment		NO

Tab.11: Sesame – Affidabilità del picco.

4.5 Conclusioni

Essendo l'intervallo di frequenze del sottosuolo più esteso di quello possibile per le strutture, alcune frequenze del sottosuolo possono essere trascurate ai fini della progettazione in zona sismica in quanto non comportano aggravii particolari per le strutture standard. In quest'ottica ad esempio non verranno segnalate le frequenze superiori a 20 Hz. Nel caso in esame si evidenzia che l'area sollecitata da input sismico amplifica le onde di superficie ad una frequenza di risonanza prossima a 1.458 ± 0.269 Hz, il picco risulta non verificato secondo i criteri Sesame. Poiché la coincidenza di risonanze tra suolo e struttura comporta un aggravio nell'ampiezza dell'input sismico, la condizione ideale è che la frequenza della struttura sia inferiore rispetto a quella del sottosuolo, tuttavia quando questa condizione non può essere rispettata, è raccomandabile che la struttura venga progettata con frequenze proprie principali maggiori almeno il 40% dei valori segnalati per il sottosuolo.

E' da tenere presente che le frequenze dei modi di vibrare delle strutture dipendono principalmente dalla loro altezza. Per edifici standard in c.a. relazioni tipiche sono date in Figura 12 relativamente al primo modo di vibrare.

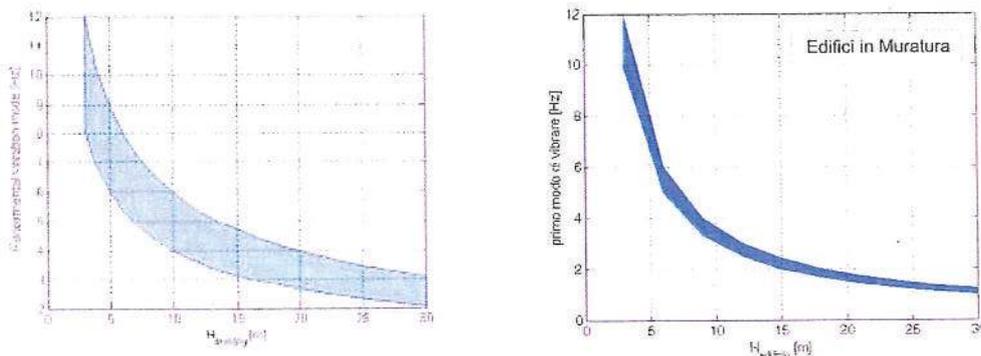


Fig. 12 - Relazione tra altezza e frequenze di vibrazione in edifici in c.a. ed in muratura

Falconara M.ma, li Giugno 2018

Il Responsabile

(dott. Angelo Curatolo)

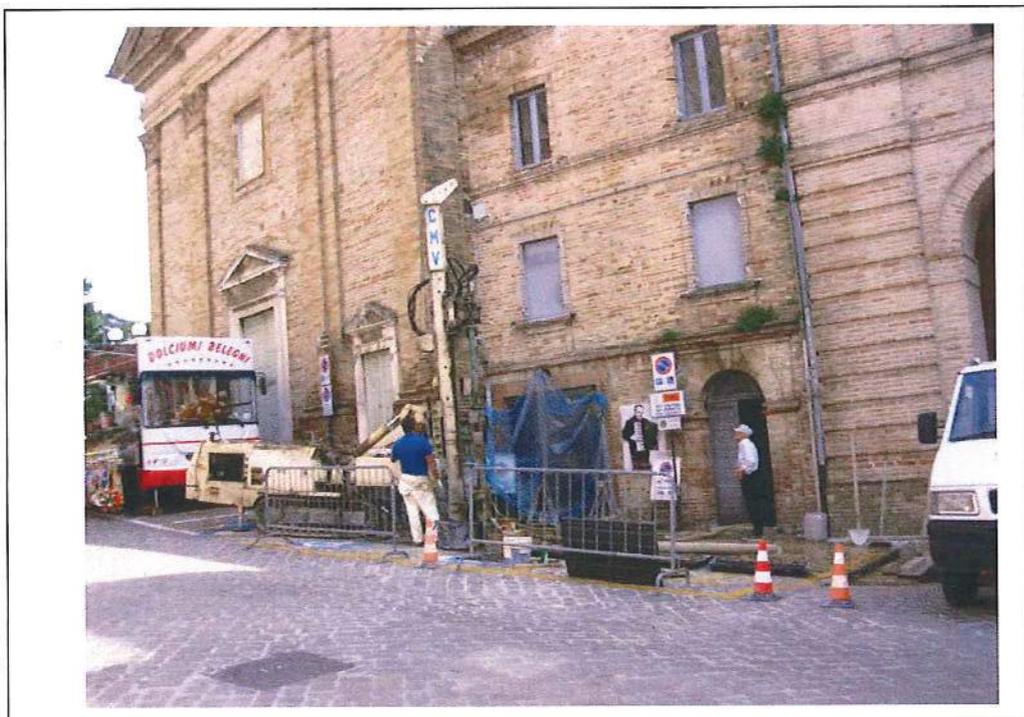
Handwritten signature of Angelo Curatolo

Committente Comune di Recanati (MC)	Profondità raggiunta 15 m	Quota Ass. P.C.	Certificato n°	Pagine 2
Operatore Dott. Geol. Simone Conti	Indagine Sondaggio geognostico	Note1	Tipo Sonda CMV420MK	Inizio/Fine Esecuzione
Responsabile Dott. Geol. Angelo Curatolo	Sondaggio SM1	Tipo Carotaggio Continuo		Coordinate X Y

Scala (m)	Litologia	Descrizione	S.P.T.	Metodo Perforazione	Metodo Stabilizzaz.	Cass. Catalog.	Falda	Altre prove
1		Pavimentazione stradale (asfaltiva). Terreno di riporto costituito da argille limose e sabbie grossolane, inglobati clasti eterometrici di ciottoli ghiaiosi e rottami di laterizi. Lo strato si presenta molto rimaneggiato e plasticissimo	2-3-5 1.70 PC					
2		Ghiaia grossolana (conglomerato anche di 5-4cm.) e ciottoli di selce, (sub orizzontali) e sub angolati a matrice limoso sabbiosa e sabbie, grossolane. Strato rimaneggiato e consistente.	11-18-36 3.15 PC					
3		Livelli arenaceo pelitici di colore giallo ocra costituiti da sabbie dense e argille molto dure. Strato poco alterato e molto consistente.	10-50-45 5.35 PC					
4		Sabbie grossolane con breccino a spigoli sub angolati con inclusioni di ciottoli generalmente calcarei di piccolo diametro; strato molto consistente.						
5		Ghiaie grossolane subarrotondate con ciottoli anche di 5-6cm. di diametro a matrice limoso argilloso sabbiosa di colore ocra.						
6		Livello arenaceo pelitico di colore giallo ocra costituito da argilla grigiastre consistenti e sabbie						
7		Sabbie limose con ghiaietto e ciottoli sub arrotondati a matrice limoso, argillosa in discreta percentuale.						
8		Argille marnose grigiastre molto consistenti, livelli sabbiosi giallastri densi anche cementati, probabile immersione ad Est- Nord Est.	Rif. 9 cm 7.75 PA					
9		Sabbie e ghiaie grossolane con inclusioni di ciottoli sub arrotondati di 3-4cm. di diametro; la matrice è argillosa di colore giallastro.						
10		Strato arenaceo di colore ocreo pelitico costituito da intercalazioni di, argille marnose grigiastre molto consistenti con sabbie giallastre ocra, nss - arenacee.						
11								
12			Rif. 9,5 cm 12.25 PA					
13								
14								
15								
16								
17								
18								
19								
20								

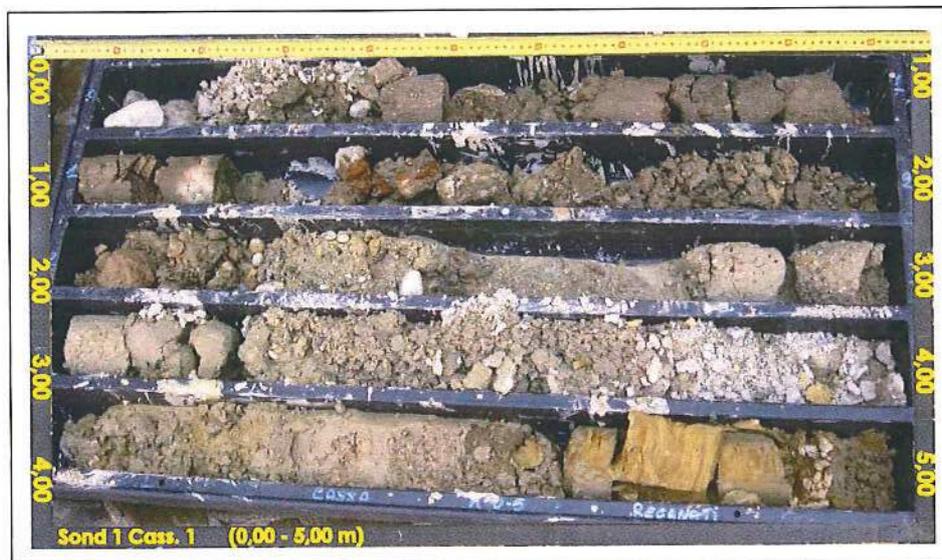
**INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOFISICHE
ESEGUITE PRESSO IL TEATRO DELLA MUSICA
NEL COMUNE DI RACANATI (MC)**

Sondaggio 1 - postazione



**INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOFISICHE
ESEGUITE PRESSO IL TEATRO DELLA MUSICA
NEL COMUNE DI RACANATI (MC)**

Sondaggio 1 - cassette catalogatrici



Cassa n°1 da ml. 0.00 a ml. 5.00



Cassa n°2 da ml. 5.00 a ml. 10.00

Geco Srl Servizi Geologici & Indagini Sismiche

Via Osoppo, 38 / 60015 Falconara Marittima (AN)

P. IVA 02541280422 tel e fax 071 9156126

GECO

Servizi Geologici & Indagini Sismiche

 www.gecogeologia.com

 info@gecogeologia.com

 328.02.82.743 / 328.20.40.857

**INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOFISICHE
ESEGUITE PRESSO IL TEATRO DELLA MUSICA
NEL COMUNE DI RACANATI (MC)**

Sondaggio **1** - cassette catalogatrici



Cassa n°3 da ml. 10.00 a ml. 15.00

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

COMUNE DI RECANATI (MC)



*Intervento di restauro
"Museo della Musica"*



*Località: Via Cavour, n. 24
Recanati (MC)*

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA DELL'EDIFICIO IN ESAME



Foto n. 1: Museo della Musica - Prospetto principale via Cavour



Foto n. 2: Museo della Musica - Prospetto principale via Cavour

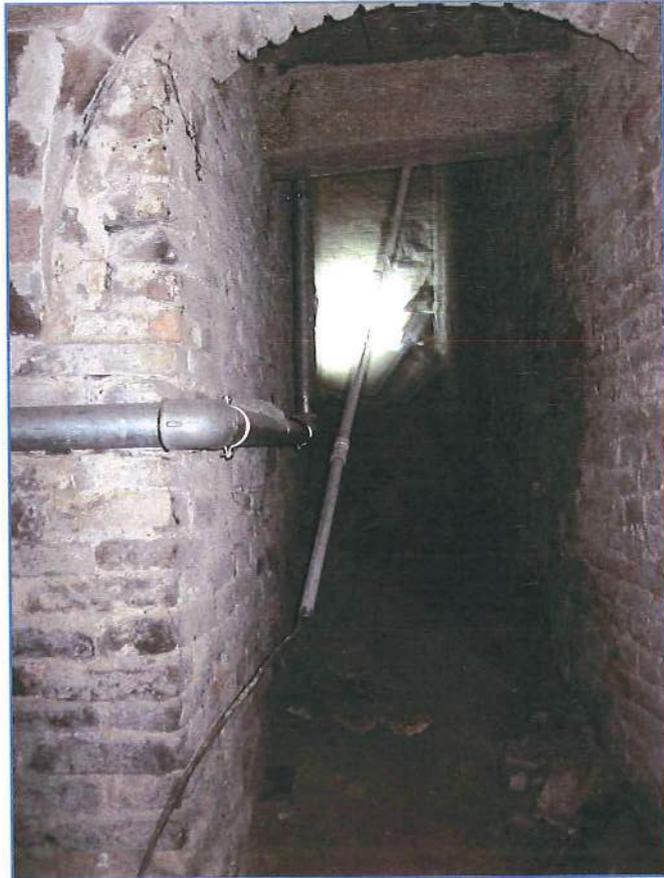


Foto n. 3: Museo della Musica – Corridoio a Piano Terra per accedere al Piano primo sottostrada (PS1)



Foto n. 4: Museo della Musica – Scale di accesso dal piano PS1 al PS2

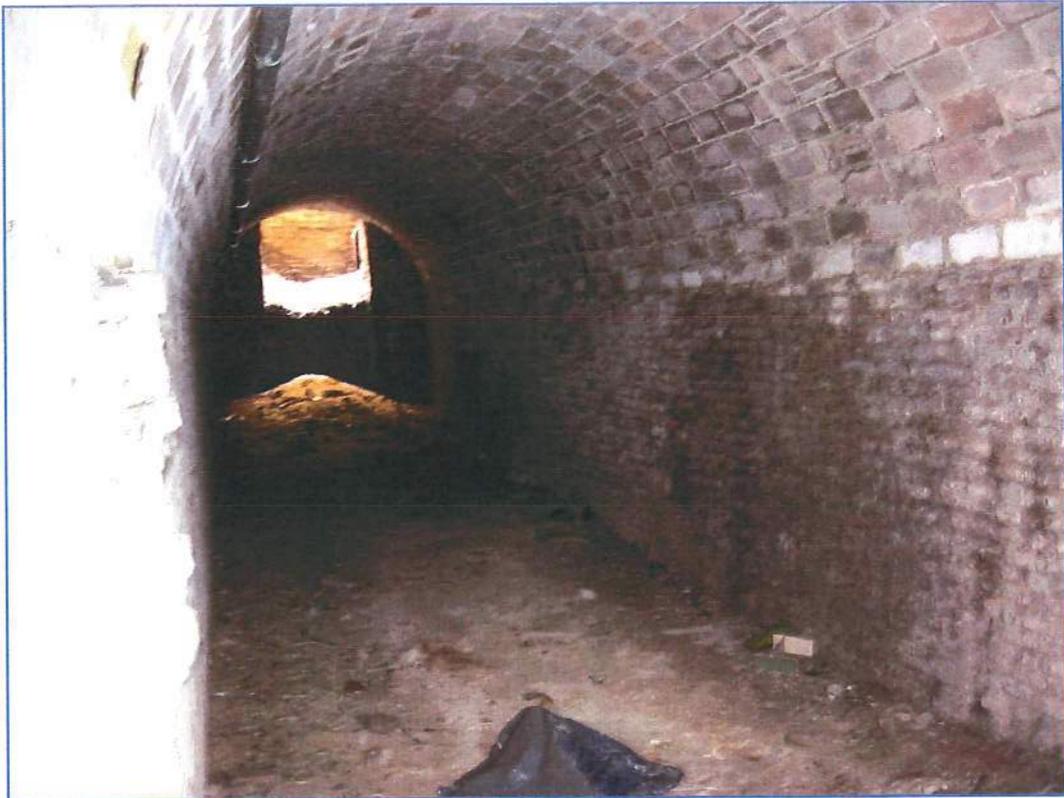


Foto n. 5: Museo della Musica – PS1 Fondazione sotto Teatro Persiani

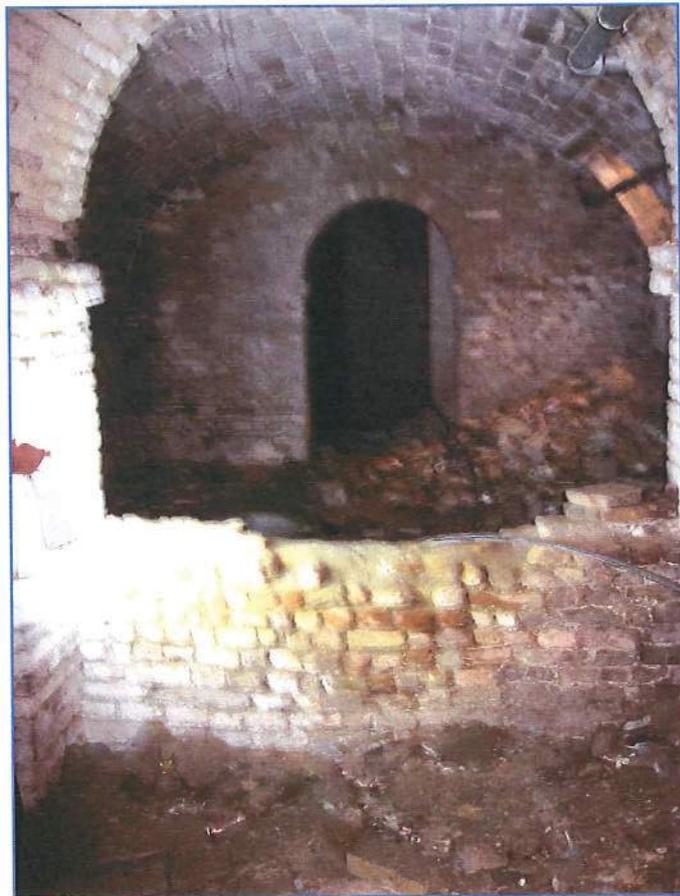


Foto n. 6: Museo della Musica – PS1 Locali sotto il Teatro Persiani

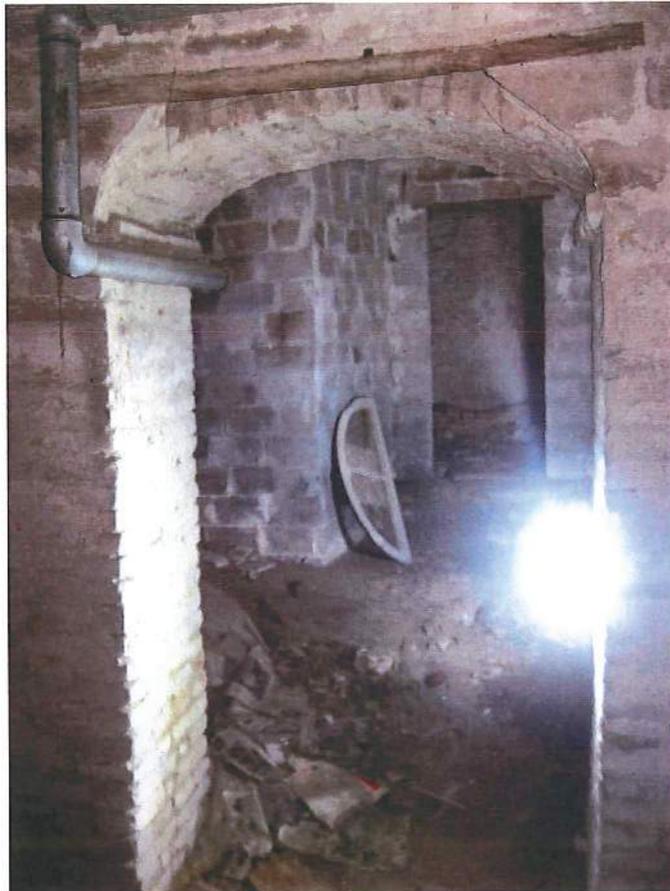


Foto n. 7: Museo della Musica – PS1 Locali sotto il Teatro Persiani

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA DELLE PROVE REALIZZATE IN SITU



Foto n. 1: Foto prova SM1 – Postazione sondaggio meccanico a carotaggio continuo



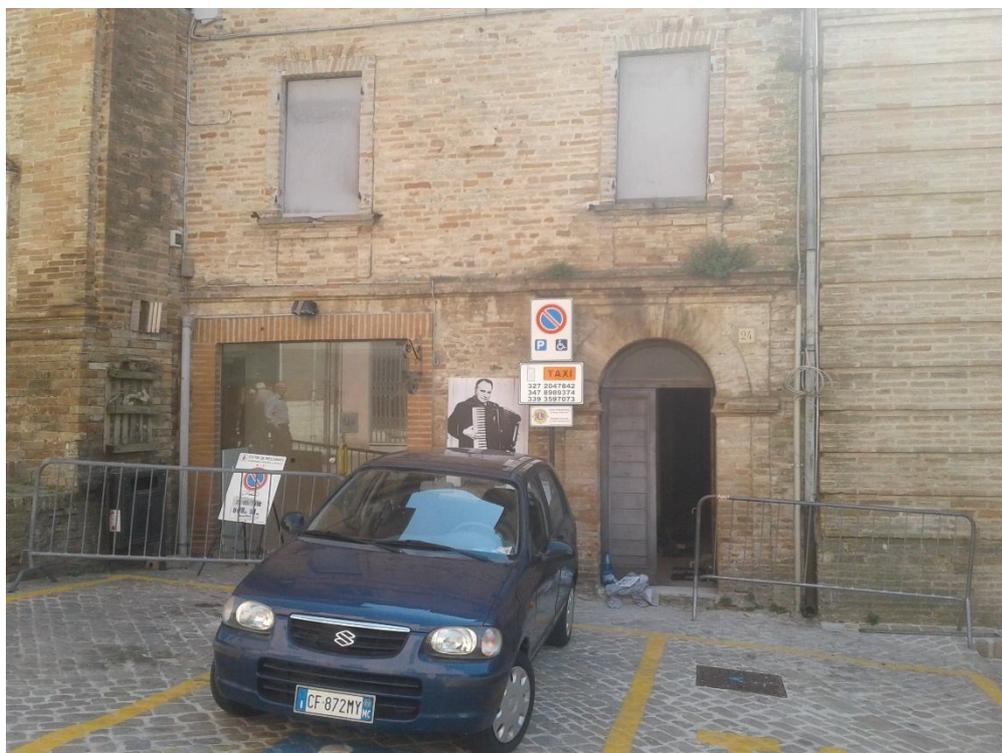
Foto n. 2: Particolare dei campioni di terreno estratti in SM1 per ogni metro. Da 0.00 a 5.00m



Foto n. 2: Particolare dei campioni di terreno estratti in SM1 per ogni metro. Da 5.00 a 10.00m



Foto n.3 : Particolare dei campioni di terreno estratti in SM1 per ogni metro. Da 10.00 a 15.00m



**INDAGINE DIAGNOSTICA ESEGUITA SU PARAMENTI IN MURATURA
DEL TEATRO DELLA MUSICA SITO
IN VIA CAVOUR, 24 NEL COMUNE DI RECANATI (MC)**

Oggetto: Indagine Diagnostica su murature

Committente: Comune di Recanati (MC)

Commessa: 245-18

Falconara M.ma, lì 06 Giugno 2018

INDICE

1. PREMESSA.....	3
2. PROVA CON MARTINETTO PIATTO DOPPIO.....	3
2.1 ATTREZZATURA DI PROVA.....	3
2.2 DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITA'.....	4
3. ANALISI DEI RISULTATI MARTINETTI DOPPI.....	6
4. PROVE ENDOSCOPICHE SU MURATURA.....	6

TAVOLE:

TAVOLE 1A-1B – Planimetrie ubicazione indagine

ALLEGATI:

1. MARTINETTO PIATTO DOPPIO
Certificati di prova e Documentazione Fotografica
2. PROVE ENDOSCOPICHE
Documentazione Fotografica
3. LABORATORIO
Certificati di prova calcimetrica
Certificati di Taratura Martinetti Piatti
Certificato RINA di 2° Livello Operatore CND

1. PREMESSA

Su incarico dell'Amministrazione Comunale di Recanati (MC), è stata eseguita una campagna di indagini diagnostiche su paramenti in muratura presso il Teatro della Musica sito in Via Cavour 24, nel Comune di Recanati (MC).

Obiettivo dell'indagine è la definizione dei dettagli strutturali nonché la determinazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti le strutture portanti dell'edificio, con particolare riguardo ad alcuni punti individuati dalla Direzione Lavori e riconducibili nel dettaglio alle porzioni di muratura evidenziate nella TAV. 1.

Le indagini sono state eseguite nei giorni 23 e 25 Maggio 2018 secondo il seguente programma.

- esecuzione di n°1 Martinetto Piatto Doppio.
- esecuzione di n°8 prove endoscopiche su muratura
- prelievo di n°1 malta di allettamento.

I risultati ottenuti sono esposti, in forma grafica e sotto forma di tabulati numerici, nei certificati allegati al presente rapporto.

2. PROVA CON MARTINETTO PIATTO DOPPIO

La prova con martinetti piatti doppi permette la determinazione delle caratteristiche di deformabilità della muratura sottoposta a sforzi di compressione semplice, correlando gli stessi alla pressurizzazione delle apparecchiature di prova mediante un sistema idraulico.

La prova viene effettuata nel rispetto della norma ASTM C 1197-09 cui si rimanda per ogni dettaglio.

2.1 ATTREZZATURA DI PROVA

I martinetti piatti utilizzati (fig. 1) sono costituiti da lamierino in acciaio ad elevata deformabilità, con forma semicircolare allungata, aventi le seguenti caratteristiche:

superficie	778.56 cm ²
spessore complessivo	3.5 mm
diametro	34.7 cm
max profondità di installazione	25.7 cm

Il coefficiente di taratura (Km) di questo tipo di martinetto è pari a 0.85 (Vedi certificato di taratura allegato).

I tagli nella muratura sono stati eseguiti mediante una troncatrice idraulica (fig. 2) dotata di lama diamantata anulare a trazione eccentrica, che ha consentito di realizzare un taglio netto

con un minimo disturbo alla struttura e con morfologia perfettamente congruente con quella dei martinetti usati per la prova.



Fig. 1 – Martinetto piatto.



Fig. 2 – Troncatrice idraulica.

Per la messa in pressione dei martinetti è stata utilizzata una pompa manuale Novatest modello PN130 N° serie A001989/11 dotata di un manometro digitale di precisione costruito da AEP transducers S.r.l. (fig. 3).

Gli spostamenti e la deformazione della muratura sono stati rilevati mediante un deformometro digitale di precisione della società Mytutoio Corp. modello ID-C112XB N° serie 17017625 (fig. 4) con base di misura pari a 250 mm e F.S. 12,7 mm.



Fig. 3 – Pompa manuale Novatest.



Fig. 4 - Deformometro digitale di precisione "Mytutoio".

2.2 DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITA'

La definizione delle caratteristiche di deformabilità della muratura (valutazione del modulo elastico dell'ammasso murario) si realizza attraverso l'introduzione di due martinetti piatti paralleli distanti circa 50 cm tra loro (fig. 5). Così posizionati, i due martinetti delimitano una porzione di materiale in condizioni indisturbate, in cui viene effettuata una prova di compressione monoassiale, con le relative misure di deformazioni secondo direttrici assiali e perpendicolari allo sforzo di compressione.

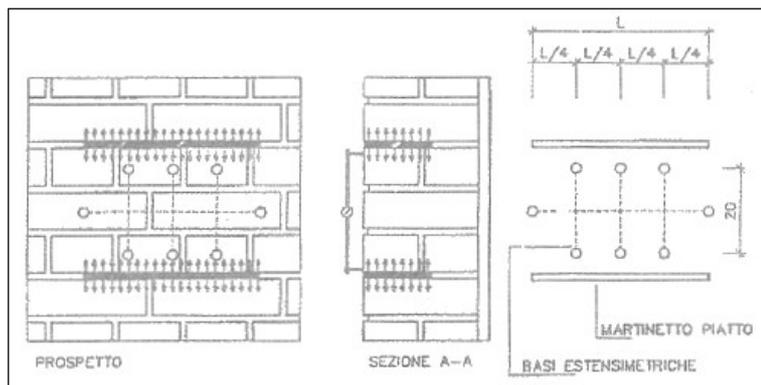


Fig. 5 - Schema di prova con martinetto doppio.

Il calcolo della deformabilità è eseguito applicando il carico per cicli di carico e scarico, con intensità progressivamente. I risultati vengono registrati su un grafico tensioni - deformazioni.

La pressione effettivamente applicata sulla muratura è calcolata con la seguente relazione:

$$\sigma = P * K_m * K_a$$

dove

P = pressione letta al manometro della pompa idraulica

K_m = costante del martinetto determinata mediante prove di taratura in laboratorio

K_a = è il rapporto tra l'area dei martinetti (uguale per ambedue) ed le aree del taglio eseguito sulla muratura.

Considerata la specifica attrezzatura utilizzata per l'esecuzione del taglio stesso, è lecito ipotizzare ancorché non si ricorra a misure puntuali delle aree, che il rapporto K_a risulti sostanzialmente costante e pari a 0,89.

La prova prevede l'esecuzione di n. 2 cicli di carico e scarico, con calcolo del modulo di deformabilità per gli intervalli di carico maggiormente significativi.

In occasione del secondo ciclo di carico, qualora richiesto dalla committenza, è in generale possibile portare la prova a livelli di pressione tali da determinare la comparsa di microlesioni sulla muratura, giungendo in tal modo alla stima del carico di rottura dell'ammasso murario sottoposto a prova.

La relazione utilizzata per il calcolo del modulo di deformabilità è la seguente:

$$E = \Delta\sigma / \Delta\varepsilon$$

$\Delta\sigma$ = intervallo di carico considerato

$\Delta\varepsilon$ = deformazione assiale corrispondente

3. ANALISI DEI RISULTATI MARTINETTI DOPPI

Dalla prova eseguita (MD1) si sono ricavati due valori del modulo di deformabilità della muratura esaminata, in due distinti intervalli di carico:

3028 N/mm² (Calcolato nell'intervallo di carico tra 2,22 e 5,19 bar)

2144 N/mm² (Calcolato nell'intervallo di carico tra 5,19 e 8,90 bar)

Per una visione completa dei dati si rimanda all'allegato 1.

Per le determinazioni tecniche circa le relazioni tra le risultanze ottenute ed i calcoli strutturali di prevista esecuzione si rimanda agli elaborati redatti dal professionista all'uopo incaricato, assicurando la completa disponibilità della scrivente per ogni eventuale chiarimento e/o valutazioni di dettaglio.

4. PROVE ENDOSCOPICHE SU MURATURA

Generalmente vengono eseguite con l'inserimento e l'avanzamento di una sonda rigida di diametro contenuto dotata di un gruppo ottico con sorgente luminosa collegato direttamente ad un monitor.

Questi strumenti d'indagine sono in grado di verificare e documentare la visione interna degli elementi indagati con la possibilità di memorizzare immagini e filmati

A seguito dell'individuazione da parte della Direzione Lavori di n°8 punti di indagine, sono state eseguite delle aperture di tasche nell'intonaco della muratura e successivamente eseguite altrettante prove endoscopiche (numerate da 1 a 8), mediante l'esecuzione di un foro (di profondità di 40 cm) di piccole dimensioni (diametro 16 mm).

È stata eseguita una ripresa video dell'intero foro praticato, oltre ai fermo immagine, visionabili negli allegati 2, per ogni singola endoscopia.

Verrà fornita alla Direzione Lavori anche i video ottenuti in supporto magnetico.

Le riprese hanno evidenziato, in tutti i fori eseguiti e nell'intero tratto indagato la presenza di muratura costituita da mattoni pieni e ricorsi di malta, escludendo in tutti i paramenti indagati la presenza di un sacco di riempimento all'interno della muratura stessa.



Fig.6 – Esempio di esecuzione Prova Endoscopica.

Falconara Marittima, li 06 Giugno 2018

Il Responsabile

(dott. geol. Angelo Curatolo)



Geco Srl Servizi Geologici & Indagini Sismiche

Via Osoppo, 38 / 60015 Falconara Marittima (AN)

P. IVA 02541280422 tel e fax 071 9156126

CECO

Servizi Geologici & Indagini Sismiche

 www.gecogeologia.com

 info@gecogeologia.com

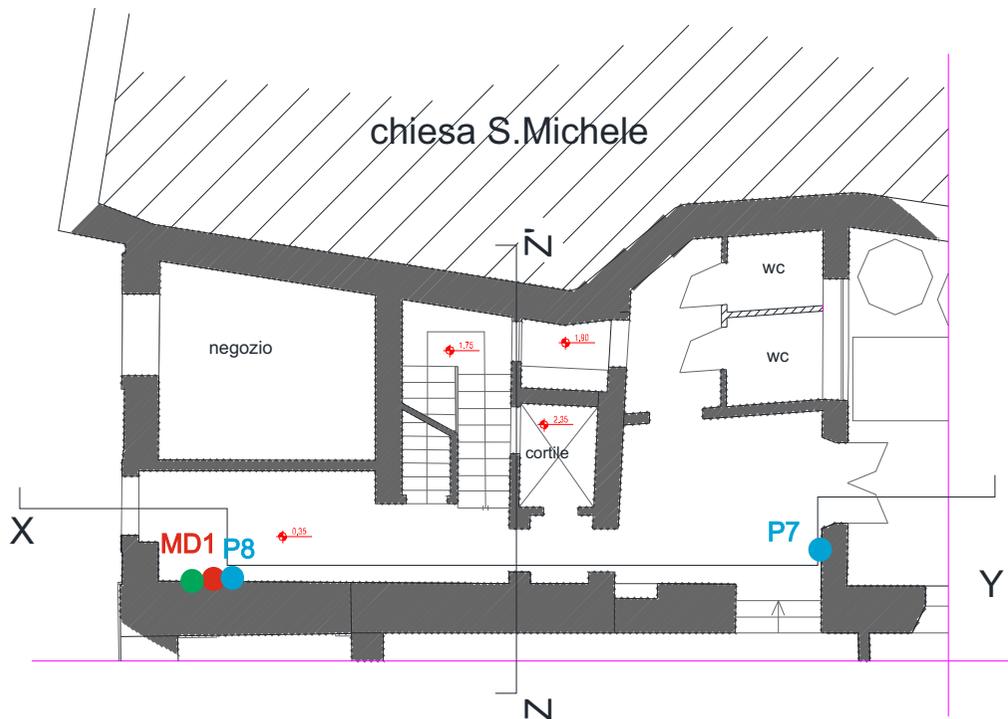
 328.02.82.743 / 328.20.40.857

tavole

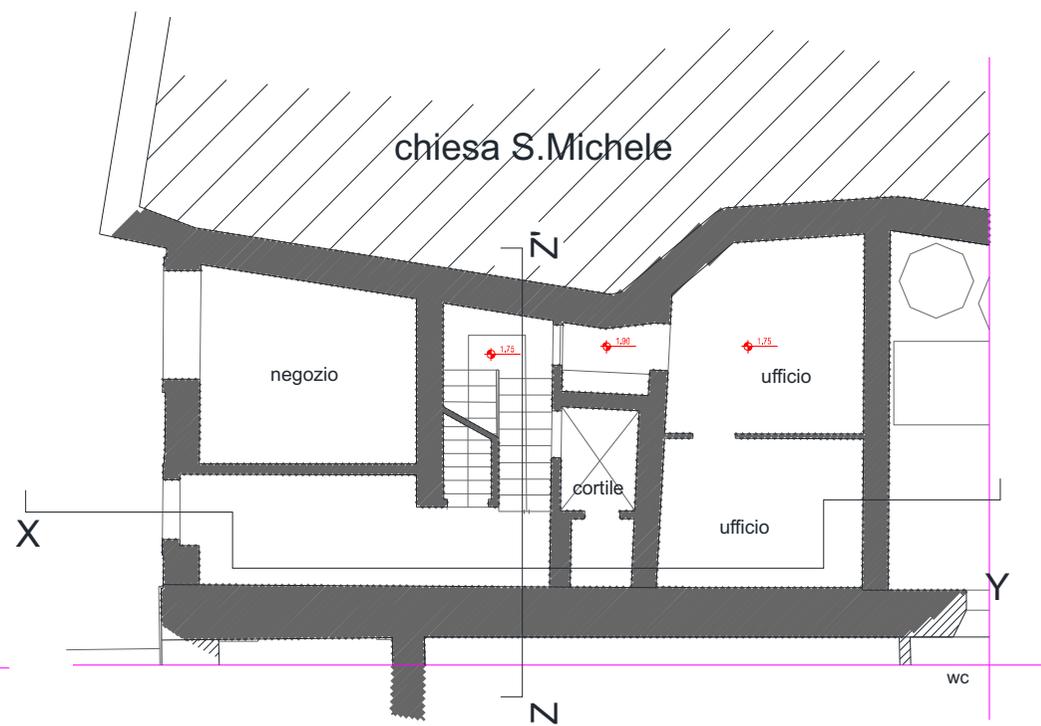
Legenda:

- MD1 Martinetto Piatto Doppio
- P1 Prova endoscopica
- Prelievo malta di allettamento

PIANTA PIANO TERRA



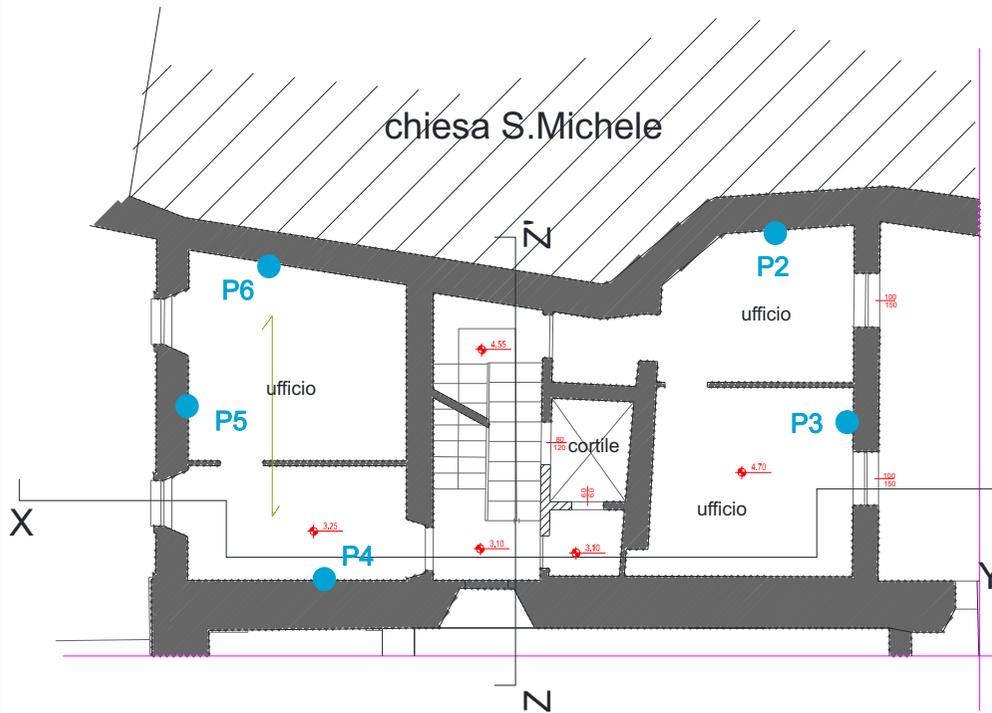
PIANTA QUOTA +1.45



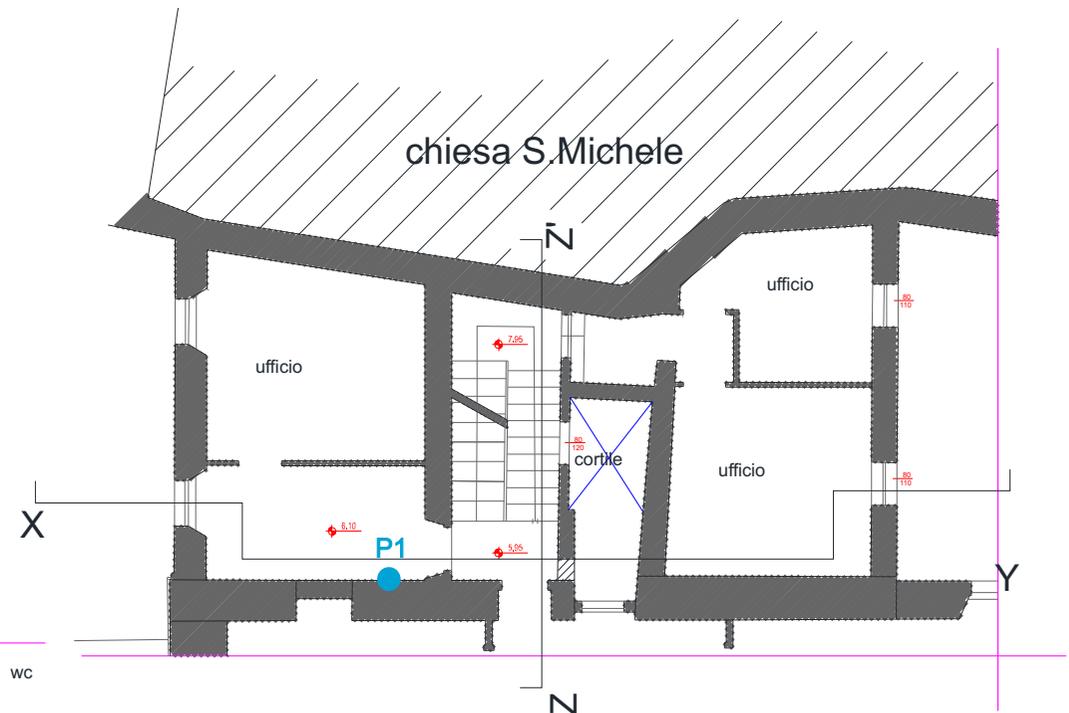
Legenda:

- MD1 Martinetto Piatto Doppio
- P1 Prova endoscopica
- Prelievo malta di allettamento

PIANTA QUOTA +3.87



PIANTA QUOTA +6.19



Geco Srl Servizi Geologici & Indagini Sismiche

Via Osoppo, 38 / 60015 Falconara Marittima (AN)

P. IVA 02541280422 tel e fax 071 9156126

CECO

Servizi Geologici & Indagini Sismiche

 www.gecogeologia.com

 info@gecogeologia.com

 328.02.82.743 / 328.20.40.857

allegati

PROVA CON MARTINETTI PIATTI DOPPI

Committente:

Amministrazione Comunale di Recanati

Cantiere:

Via Cavour, 24

Ubicazione:

Piano Terra

Data:

25/05/2018

N.prova

MD1

Pressione al manometro		Tensione sulla muratura		Letture al comparatore			MEDIA	DEFORMAZIONE VERTICALE	LETTURE ORIZZONTALI	DEFORMAZIONE ORIZZONTALI
(bar)	(Kg/cm ²)	(bar)	(Kg/cm ²)	V1	V2	V3				
0	0	0	0	5.962	5.860	5.457	5.760	0.00E+00	5.743	0.00E+00
1	0.98	0.76	0.74	5.955	5.854	5.450	5.753	1.16E-05	5.744	-1.74E-06
2	1.96	1.51	1.48	5.933	5.840	5.443	5.739	3.65E-05	5.747	-6.97E-06
3	2.94	2.27	2.22	5.910	5.812	5.428	5.717	7.47E-05	5.748	-8.71E-06
4	3.92	3.03	2.97	5.90	5.809	5.410	5.706	9.26E-05	5.749	-1.04E-05
5	4.9	3.78	3.71	5.885	5.792	5.395	5.691	1.20E-04	5.750	-1.22E-05
6	5.88	4.54	4.45	5.869	5.778	5.386	5.678	1.42E-04	5.752	-1.57E-05
7	6.86	5.30	5.19	5.853	5.760	5.371	5.661	1.71E-04	5.753	-1.74E-05
8	7.84	6.05	5.93	5.846	5.732	5.349	5.642	2.04E-04	5.754	-1.92E-05
9	8.82	6.81	6.67	5.824	5.707	5.321	5.617	2.47E-04	5.755	-2.09E-05
10	9.8	7.57	7.41	5.817	5.677	5.308	5.601	2.76E-04	5.756	-2.26E-05
11	10.78	8.32	8.16	5.797	5.647	5.277	5.574	3.23E-04	5.757	-2.44E-05
12	11.76	9.08	8.90	5.794	5.633	5.264	5.564	3.40E-04	5.763	-3.48E-05
10	9.8	7.57	7.41	5.796	5.640	5.266	5.567	3.34E-04	5.760	-2.96E-05
8	7.84	6.05	5.93	5.805	5.655	5.280	5.580	3.12E-04	5.759	-2.79E-05
6	5.88	4.54	4.45	5.817	5.670	5.294	5.594	2.88E-04	5.755	-2.09E-05
4	3.92	3.03	2.97	5.833	5.70	5.317	5.617	2.48E-04	5.751	-1.39E-05
2	1.96	1.51	1.48	5.868	5.744	5.354	5.655	1.81E-04	5.748	-8.71E-06
0	0	0.00	0.00	5.910	5.805	5.416	5.710	8.57E-05	5.742	1.74E-06
2	1.96	1.51	1.48	5.888	5.772	5.383	5.681	1.37E-04	5.748	-8.71E-06
4	3.92	3.03	2.97	5.849	5.727	5.343	5.640	2.08E-04	5.750	-1.22E-05
6	5.88	4.54	4.45	5.836	5.684	5.314	5.611	2.58E-04	5.755	-2.09E-05
8	7.84	6.05	5.93	5.819	5.661	5.293	5.591	2.93E-04	5.757	-2.44E-05
10	9.8	7.57	7.41	5.803	5.645	5.269	5.572	3.25E-04	5.760	-2.96E-05
12	11.76	9.08	8.90	5.777	5.636	5.262	5.558	3.50E-04	5.770	-4.70E-05
15	14.7	11.35	11.12	5.749	5.522	5.165	5.479	4.88E-04	5.797	-9.40E-05
18	17.64	13.62	13.34	5.688	5.385	5.037	5.370	6.77E-04	5.852	-1.90E-04
21	20.58	15.89	15.57	5.616	5.224	4.916	5.252	8.81E-04	5.964	-3.85E-04
24	23.52	18.16	17.79	5.488	5.094	4.799	5.127	1.10E-03	6.112	-6.43E-04
20	19.6	15.13	14.83	5.512	5.159	4.836	5.169	1.03E-03	6.088	-6.01E-04
15	14.7	11.35	11.12	5.619	5.180	4.873	5.224	9.30E-04	6.022	-4.86E-04
10	9.8	7.57	7.41	5.660	5.235	4.929	5.275	8.42E-04	5.972	-3.99E-04
5	4.9	3.78	3.71	5.785	5.386	4.963	5.378	6.63E-04	5.910	-2.91E-04
0	0	0.00	0.00	5.857	5.574	5.217	5.549	3.65E-04	5.848	-1.83E-04

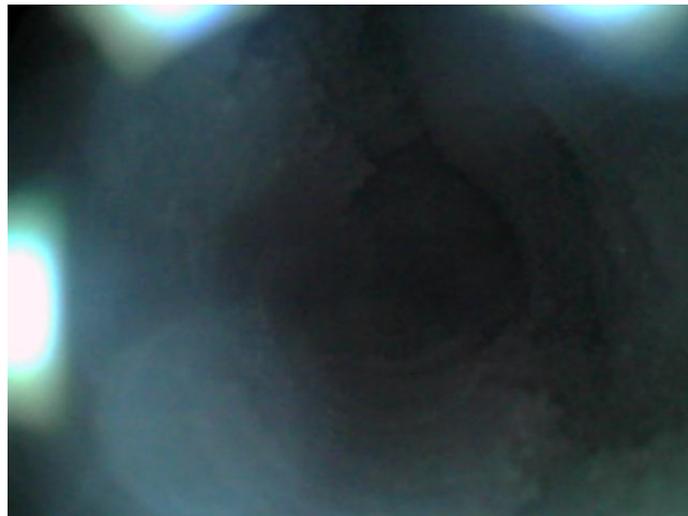
ALLEGATO 1 - MARTINETTO PIATTO DOPPIO MD1



ALLEGATO 2 - PROVA ENDOSCOPICA 1



ALLEGATO 2 - PROVA ENDOSCOPICA 2



ALLEGATO 2 - PROVA ENDOSCOPICA 3



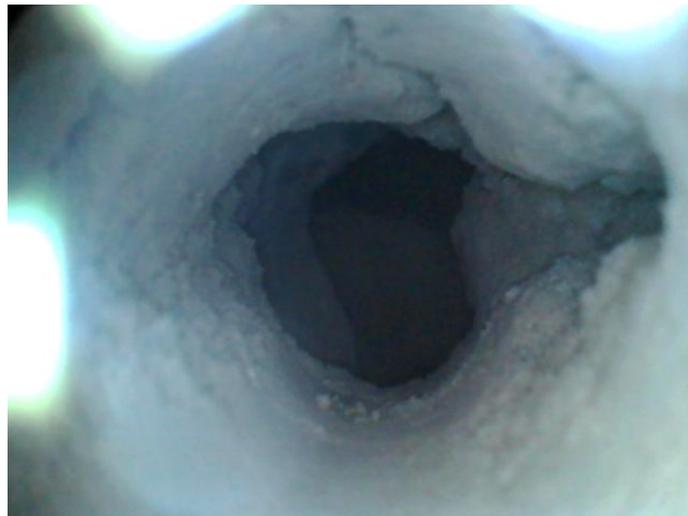
ALLEGATO 2 - PROVA ENDOSCOPICA 4



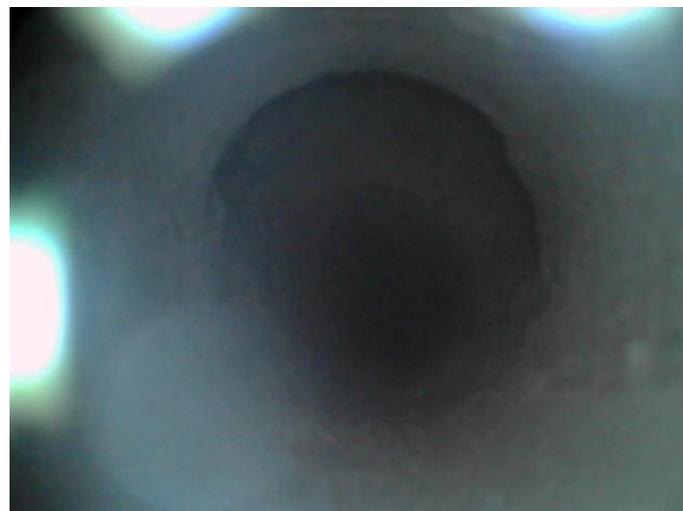
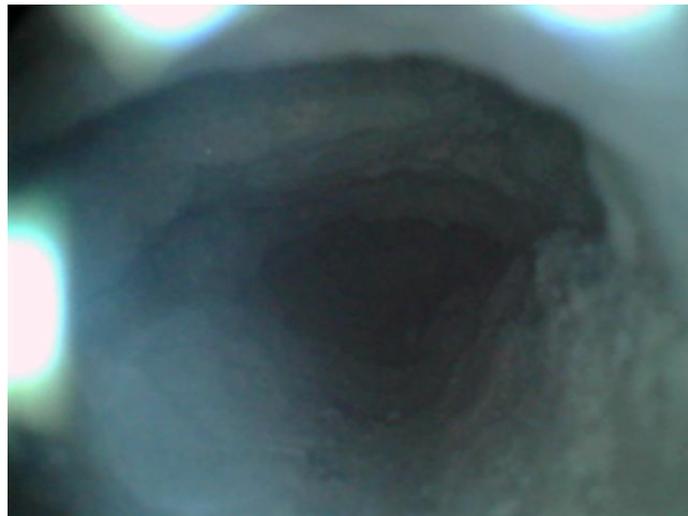
ALLEGATO 2 - PROVA ENDOSCOPICA 5



ALLEGATO 2 - PROVA ENDOSCOPICA 6

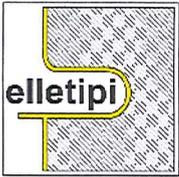


ALLEGATO 2 - PROVA ENDOSCOPICA 7



ALLEGATO 2 - PROVA ENDOSCOPICA 8





elletipi s.r.l.

Via Annibale Zucchini, 69 - 44122 FERRARA tel. 0532/56771 - fax 0532/56119

P.IVA e Codice Fiscale n.00174600387

e-mail: info@elletipi.it;segreteria@pec.elletipi.it

sito: www.elletipi.it - email: info@elletipi.it

Azienda con Sistemi di Gestione certificati da Certquality

Qualità Ambiente Sicurezza

UNI EN ISO 9001:2008

UNI EN ISO 14001:2004

BS OHSAS 18001:2007

Laboratorio Geotecnico autorizzato con Dec. n. 6572 del 07/10/2014, art. 59 del D.P.R. 380/2001, Circolari Ministeriali 7618/STC

DETERMINAZIONE GASVOLUMETRICA DEL CARBONATO DI CALCIO

COMMITTENTE:	GE.CO. Srl - Via Osoppo, 38 - Falconara Marittima (AN)		
PROVENIENZA:	Via Cavour, 24 - Recanati (MC)		
OPERA:	Muratura		
CAMPIONE:	Malta di allettamento - prel del 25/05/18		
COMMESSA:	17962/18	DURATA PROVE:	01 - 01/05/18
VERBALE ACC.:	319/18	DATA CONSEGNA:	01/06/18
GEO - CERT. n°:	G1804134	rev.0 del:	01/06/18

Codice interno strumentazione utilizzata: 642-568-480-419

determinazione	analizzato (g)	volume gas (ml)	% CaCO ₃ (%)
1	1.05	112.5	42.73
2	1.12	135.5	48.25
3	1.23	130.5	42.31
4	1.06	120.5	45.34
5	1.05	120.0	45.58
VALORE MEDIO			45

TEMPERATURA DI PROVA (°C)	27.0
PRESSIONE ATMOSFERICA (hPa)	1030

NOTE:

Apparecchio impiegato: calcimetro di Dietrich - Fruhling.

Verifica dello strumento effettuata con Carbonato di Calcio Puro per analisi (titolo minimo 99.0 %)

Il Direttore del Laboratorio Terre
dott.Geol.(Dottore di Ricerca) Gianluca Ferioli

Lo Sperimentatore
dott. Geol. Luciano Rossi

elletipi s.r.l.
Laboratorio Autorizzato
ai sensi dell'art. 58 DPR 380/2001
Circolare Ministeriale 7618/STC
con Decreto n° 6572 del 07/10/2014



SEDE LEGALE E LABORATORIO DI FABRIANO
via Giuliano Ceresani 1 - 60044 Fabriano (AN), Italia
Tel. 0039 0732 626511 / fax. 0039 0732 626939
SEDE OPERATIVA E LABORATORIO DI JESI
via G. Di Vittorio 4, ZIPA 2 - 60035 Jesi (AN), Italia
Tel. 0039 0731 202064 / fax. 0039 0731 22 63 76
www.eqi.it - customer@eqi.it
Organismo Notificato secondo la Direttiva 2004/108/CE

Laboratorio prove
con Sistema Qualità
conforme alla norma
UNI EN ISO/IEC 17025

Rapporto di Prova n°: RPLMA 017014/01

CLIENTE: NOVATEST SRL

INDIRIZZO: Via Marconi, 102
60015 Falconara Marittima (AN)

1. MATERIALE

	Data ricezione	Codifica materiale	Descrizione
1	2014-04-22	017016/01/01	Martinetto Piatto 350x260 mm – Cod.Articolo NDCOMS3526
2	2014-04-22	017016/02/01	Martinetto Piatto 320x125 mm – Cod.Articolo NDCOMS3212

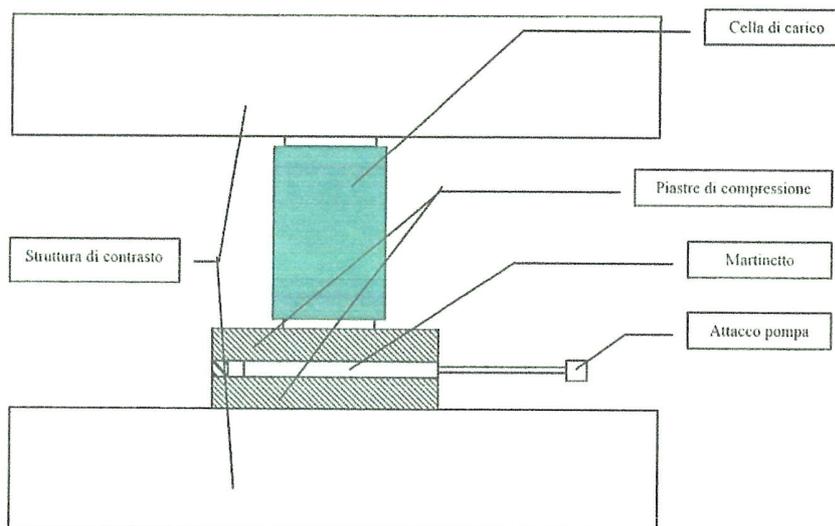
Campionamento non eseguito dal laboratorio.

2. TIPO DI PROVA

Descrizione	Norma di riferimento	Procedura di dettaglio	Data esecuzione
Verifica forza/pressione	--- (1)	--- (1)	2016-09-02

(1) La prova di verifica è stata seguita come da schema riportato di seguito:

- LAYOUT DI PROVA





SEDE LEGALE E LABORATORIO DI FABRIANO
via Giuliano Ceresani 1 - 60044 Fabriano (AN), Italia
Tel. 0039 0732 626511 / fax. 0039 0732 626939

SEDE OPERATIVA E LABORATORIO DI JESI
via G. Di Vittorio 4, ZIPA 2 - 60035 Jesi (AN), Italia
Tel. 0039 0731 202064 / fax. 0039 0731 22 63 76

www.eqi.it - customer@eqi.it
Organismo Notificato secondo la Direttiva 2004/108/CE

Laboratorio prove
con Sistema Qualità
conforme alla norma
UNI EN ISO/IEC 17025

Rapporto di Prova n°: RPLMA 017014/01

3. APPARECCHIATURA DI PROVA E STRUMENTI DI MISURA

LED-CT002 Cella di carico

- campo 0÷3000 kN
- classe 1%

4. RISULTATI DI PROVA

017016/01/01 - Martinetto piatto 350x260

Pressione applicata (bar) ⁽²⁾	Area reale martinetto (cm ²) ⁽³⁾	Forza applicata (kgf) ⁽⁴⁾	Forza misurata (kgf) ⁽⁵⁾	Correzione forza (kgf)	Pressione esercitata (bar) ⁽⁶⁾	Correzione pressione (bar)
10,00	778,56	7845	6188	1657	8,10	1,90
20,00		15691	13197	2494	17,28	2,72
30,00		23536	20230	3306	26,50	3,50
40,00		31381	27170	4211	35,59	4,41
50,00		39227	34090	5137	44,65	5,35
60,00		47072	40900	6172	53,57	6,43
70,00		54917	47680	7237	62,45	7,55
80,00		62763	54360	8403	71,20	8,80
85,00		66685	57690	8995	75,56	9,44

⁽²⁾ pressione misurata sul manometro (s.n. 920926 – 0÷700 bar) della pompa idraulica.

⁽³⁾ area calcolata in base alla misurazione eseguita del martinetto.

⁽⁴⁾ forza calcolata sulla base della pressione del manometro ⁽²⁾ e all'area effettiva del martinetto ⁽³⁾.

⁽⁵⁾ forza misurata dalla cella di carico campione.

⁽⁶⁾ pressione calcolata in base alla forza misurata ⁽⁵⁾ e all'area effettiva del martinetto ⁽³⁾.

Equazione di conversione utilizzata: 1 bar = 1,019716 kgf/cm².



SEDE LEGALE E LABORATORIO DI FABRIANO
via Giuliano Ceresani 1 - 60044 Fabriano (AN), Italia
Tel. 0039 0732 626311 / fax. 0039 0732 626939

SEDE OPERATIVA E LABORATORIO DI JESI
via G. Di Vittorio 4, ZIPA 2 - 60035 Jesi (AN), Italia
Tel. 0039 0731 202064 / fax. 0039 0731 22 63 76

www.eqi.it - customer@eqi.it

Organismo Notificato secondo la Direttiva 2004/108/CE

Laboratorio prove
con Sistema Qualità
conforme alla norma
UNI EN ISO/IEC 17025

Rapporto di Prova n°: RPLMA 017014/01

017016/02/01 - Martinetto piatto 320x125

Pressione applicata (bar) ⁽²⁾	Area reale martinetto (cm ²) ⁽³⁾	Forza applicata (kgf) ⁽⁴⁾	Forza misurata (kgf) ⁽⁵⁾	Correzione forza (kgf)	Pressione esercitata (bar) ⁽⁶⁾	Correzione pressione (bar)
10,00	286,52	2810	1930	880	6,87	3,13
20,00		5620	4417	1203	15,72	4,28
30,00		8429	6920	1509	24,63	5,37
40,00		11239	9460	1779	33,67	6,33
50,00		14049	11910	2139	42,39	7,61
60,00		16859	14390	2469	51,21	8,79
70,00		19669	16860	2809	60,00	10,00
80,00		22478	19340	3138	68,83	11,17
85,00		23883	20555	3328	73,15	11,85

⁽²⁾ pressione misurata sul manometro (s.n. 920926 - 0÷700 bar) della pompa idraulica.

⁽³⁾ area calcolata in base alla misurazione eseguita del martinetto.

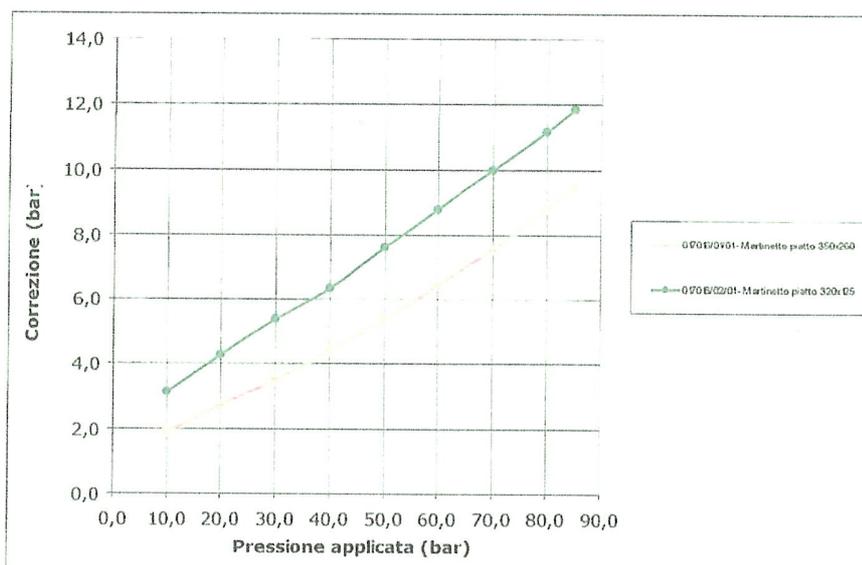
⁽⁴⁾ forza calcolata sulla base della pressione del manometro ⁽²⁾ e all'area effettiva del martinetto ⁽³⁾.

⁽⁵⁾ forza misurata dalla cella di carico campione.

⁽⁶⁾ pressione calcolata in base alla forza misurata ⁽⁵⁾ e all'area effettiva del martinetto ⁽³⁾.

Equazione di conversione utilizzata: 1 bar = 1,019716 kgf/cm².

GRAFICI





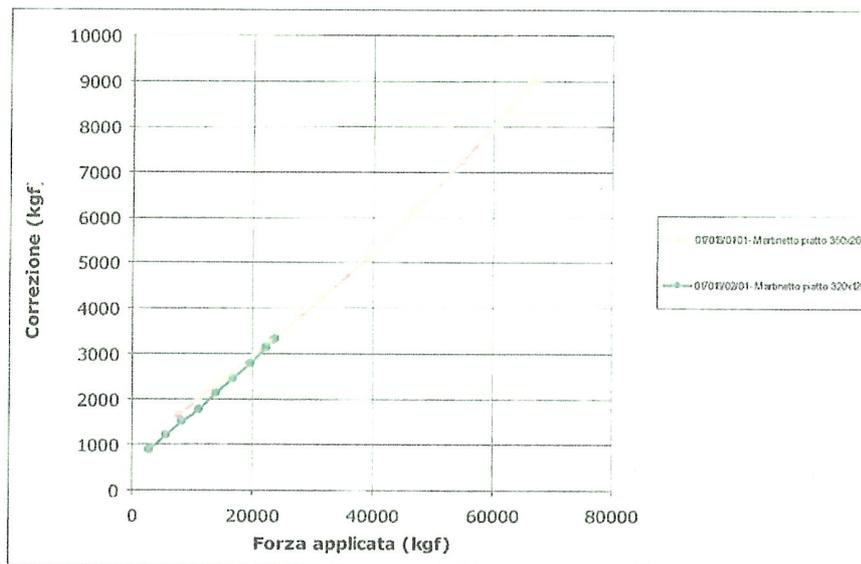
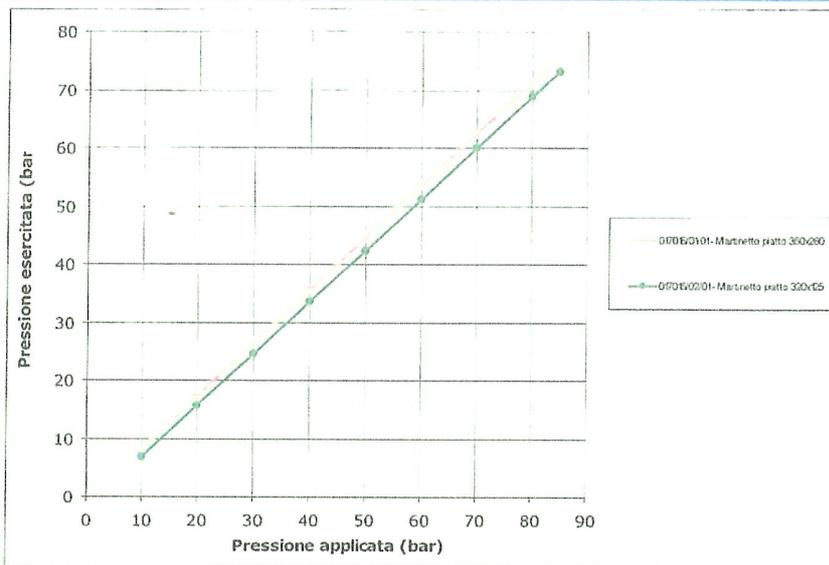
SEDE LEGALE E LABORATORIO DI FABRIANO
Via Giuliano Ceresani 1 - 60044 Fabriano (AN), Italia
Tel. 0039 0732 626511 / Fax. 0039 0732 626939

SEDE OPERATIVA E LABORATORIO DI JESI
Via G. Di Vittorio 4, ZI.PA 2 - 60035 Jesi (AN), Italia
Tel. 0039 0731 202064 / Fax. 0039 0731 22 63 76

www.eqi.it - customer@eqi.it
Organismo Notificato secondo la Direttiva 2004/108/CE

Laboratorio prove
con Sistema Qualità
conforme alla norma
UNI EN ISO/IEC 17025

Rapporto di Prova n°: RPLMA 017014/01





SEDE LEGALE E LABORATORIO DI FABRIANO
via Giuliano Ceresani 1 - 60044 Fabriano (AN), Italia
Tel. 0039 0732 626311 / fax. 0039 0732 626939

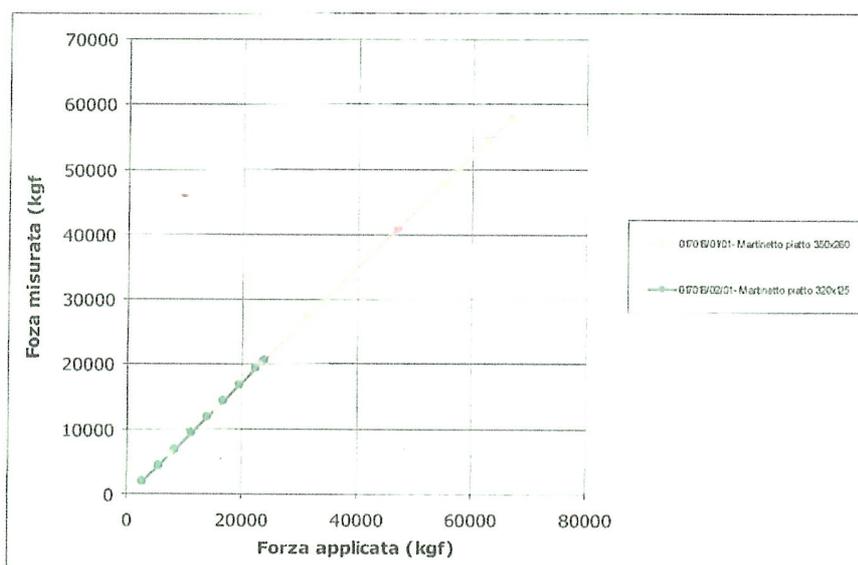
SEDE OPERATIVA E LABORATORIO DI JESI
via G. Di Vittorio 3, ZIPA 2 - 60035 Jesi (AN), Italia
Tel. 0039 0731 202064 / fax. 0039 0731 22 63 76

www.eqi.it - customer@eqi.it

Organismo Notificato secondo la Direttiva 2004/108/CE

Laboratorio prove
con Sistema Qualità
conforme alla norma
UNI EN ISO/IEC 17025

Rapporto di Prova n°: RPLMA 017014/01



TIPO E IDENTIFICAZIONE	V.Medio Km	2S
017016/01/01 - Martinetto piatto 350x260	0,85	0,05
017016/02/01 - Martinetto piatto 320x125	0,82	0,11

Ente	Data	Firma
Tecnico (LMA) - G.Sabbatini	2016-09-02	
Responsabile Laboratorio (DTL) - M. Pettinari	2016-09-02	

FINE DEL RAPPORTO DI PROVA

Il presente Rapporto di Prova riguarda unicamente il campione sottoposto a prove e non può essere riprodotto parzialmente, salvo approvazione scritta del Laboratorio EQI Srl.

CERTIFICATO DI LIVELLO 2 DI OPERATORE CND
LEVEL 2 CERTIFICATE OF NDT OPERATOR



No. 17FI01022PO7

Operatore Operator	GAGGIOTTI MARCO		
Nato a Born in	ANCONA (AN)	il on	12/11/1968
Impiegato presso Employed by	GECO DI CURATOLO A. E GAGGIOTTI M. S.A.S		
Con Sede in Located in	VIA SELVA, 132, 60037, Monte San Vito, AN		

Si certifica che, a seguito degli esami sostenuti, il suddetto operatore è qualificato al LIVELLO 2, secondo il Regolamento RINA per la certificazione del personale addetto alle prove semidistruttive e non distruttive sulle strutture in calcestruzzo, calcestruzzo armato e precompresso, muratura, revisione vigente.

This is to certify that, upon satisfactory result of the examination, the above mentioned operator is qualified at the LEVEL 2 according to RINA Regulations for the certification of semi-destructive and non destructive tests on concrete, reinforced concrete, prestressed concrete, masonry structures, in force.

nel metodo:
in the method:

PROVE CON MARTINETTI PIATTI PER LA DETERMINAZIONE DELLA TENSIONE IN SITU, DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLA MURATURA E DELLA RESISTENZA A TAGLIO LUNGO I CORSI DI MALTA
FLAT JACK TESTS FOR THE ASSESSMENT OF THE IN-SITU STRESS, OF THE MECHANICAL CHARACTERISTICS OF THE MASONRY AND OF THE SHEAR STRENGTH ALONG THE MORTAR JOINTS

per il/i campi di applicazione:
for the application fields:

Prove semidistruttive e non distruttive, su strutture in calcestruzzo, calcestruzzo armato e precompresso, muratura - Semi-destructive and non destructive tests on concrete, reinforced concrete, prestressed concrete, masonry structures

Il presente certificato è valido dal <i>This certificate is valid until</i>	27 October 2017	fino al to	27 October 2022
Rilasciato a <i>Issued at</i>	GENOVA	il on	10 January 2018

This certificate consist of 1 page



SGQ N° 002 A SSI N° 001 G
SGA N° 002 D DAP N° 001 H
PRD N° 002 B PAS N° 056 C
SCR N° 003 F LAB N° 0332
SGE N° 008 H ISP N° 059E
ITX N° 002 L GHG N° 002 O
EMAS N° 014 P

Membro degli Accordi di Mutuo Riconoscimento EA, IAF e ILAC
Signatory of EA, IAF and ILAC Mutual Recognition Agreements

RINA Services S.p.A.
Via Corsica 12 - 16128 Genova



Autka Allorino