

ACCORDO DI PROGRAMMA (ART. 34 D.LGS. N. 267/2000)  
TRA IL COMUNE DI ATRIPALDA  
E IL DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA  
DELL'UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DEL SANNIO DI BENEVENTO  
FINALIZZATO ALLA VALUTAZIONE DEL RISCHIO SISMICO DI  
EDIFICI SCOLASTICI COMUNALI



SCUOLA MATERNA  
N. ADAMO



SCUOLA ELEMENTARE  
MAZZETTI

**SCUOLE ADAMO E MAZZETTI**  
**RELAZIONE TECNICA**  
**– FASE 2 – VERIFICA SEMPLIFICATA**

BENEVENTO. LUGLIO 2017

RESPONSABILI SCIENTIFICI:

PROF. ING. GIUSEPPE MADDALONI



PROF. ING. MARIA ROSARIA PECCE



## INDICE

|       |                                                     |    |
|-------|-----------------------------------------------------|----|
| 1     | Premessa .....                                      | 3  |
| 2     | FASE 1.....                                         | 4  |
| 2.1   | Inquadramento dell'edificio.....                    | 4  |
| 2.2   | Documentazione disponibile.....                     | 9  |
| 2.3   | Le indagini e le verifiche svolte nel 2003.....     | 18 |
| 2.4   | Ispezione visiva .....                              | 18 |
| 3     | FASE 2.....                                         | 19 |
| 3.1   | Rilievo strutturale .....                           | 20 |
| 3.2   | Caratterizzazione meccanica dei materiali .....     | 22 |
| 3.3   | Verifiche secondo le NTC 2008 .....                 | 29 |
| 3.3.1 | Livello di conoscenza e fattore di confidenza ..... | 29 |
| 3.3.2 | Proprietà dei materiali .....                       | 31 |
| 3.3.3 | Caratteristiche del sottosuolo.....                 | 32 |
| 3.3.4 | Analisi dei carichi gravitazionali.....             | 34 |
| 3.3.5 | Valutazione dell'azione sismica.....                | 34 |
| 3.3.6 | Combinazioni di carico .....                        | 36 |
| 3.3.7 | Metodo di analisi.....                              | 37 |
| 3.4   | Verifiche semplificate per azioni sismiche.....     | 37 |
| 3.4.1 | Verifica a taglio.....                              | 40 |
| 3.4.2 | Verifica a flessione.....                           | 42 |
| 3.5   | Osservazioni sulle verifiche sismiche.....          | 44 |
| 3.6   | Conclusioni .....                                   | 46 |
|       | Bibliografia.....                                   | 46 |

## 1 Premessa

Il Comune di Atripalda (Av) in data 19/12/2016 ha stipulato con il Dipartimento di Ingegneria dell'Università degli Studi del Sannio di Benevento, un Accordo di Programma, ai sensi dell'art. 34 del D.Lgs. n. 267/2000, per lo svolgimento di un'attività di ricerca sugli edifici scolastici pubblici, finalizzato alla valutazione del loro rischio sismico mediante i più moderni approcci di analisi strutturale e con l'individuazione di massima di eventuali interventi di miglioramento/adeguamento.

L'accordo è riferito ai seguenti tre plessi scolastici:

- Scuola elementare "Mazzetti" - via Manfredi, Atripalda (Av);
- Scuola media "R. Masi" - via Pianodardine, Atripalda (Av);
- Scuola materna "N. Adamo" - via S. Giacomo, Atripalda (Av).

Le attività previste nell'accordo stipulato si articolano in 3 fasi, a conclusione di ognuna delle quali il Dipartimento si è impegnato a produrre una relazione sui seguenti esiti della ricerca:

**FASE 1:** a) Ispezione visiva preliminare delle costruzioni in oggetto;

b) Esame della documentazione tecnica disponibile.

**FASE 2:** a) Rilievi degli elementi strutturali, indagini sui materiali costruttivi, caratteristiche dei terreni di fondazione, individuazione delle armature nei principali elementi strutturali in c.a.;

b) Verifica della sicurezza strutturale per i carichi verticali effettuata sulla base dei dati disponibili;

c) Verifica della sicurezza strutturale nei confronti delle azioni sismiche effettuata sulla base dei dati disponibili;

d) Valutazione del livello di sicurezza per carichi gravitazionali e per azioni sismiche della costruzione nello stato di fatto;

e) Relazione conclusiva.

**FASE 3:** a) Indicazioni preliminari degli interventi di miglioramento o adeguamento sismico e di consolidamento strutturale.

Per quanto concerne il Dipartimento, la responsabilità scientifica dell'accordo è del **prof. ing. Giuseppe Maddaloni** e della **prof.ssa ing. Maria Rosaria Pecce**.

La relazione per le attività della FASE 1 delle tre scuole, è stata inviata al comune di Atripalda via PEC il giorno 14/06/2017 (prot. n. 670 del comune di Atripalda).

Nella presente relazione, **per le scuole N. Adamo e Mazzetti**, dopo aver sinteticamente riportato i contenuti della relazione della FASE 1, vengono descritte le attività della **FASE 2**. Si precisa che per celerità, le prime valutazioni del livello di sicurezza per carichi gravitazionali e per azioni sismiche delle costruzioni nello stato di fatto, sono state effettuate secondo una metodologia semplificata.

## 2 FASE 1

Nella FASE 1 sono state svolte tre principali attività:

- Ricerca e raccolta di tutte le informazioni disponibili relative alle strutture degli edifici scolastici in oggetto. Tali dati sono ricavabili attraverso un'attenta lettura: (a) delle relazioni e disegni strutturali originari depositati presso il Genio Civile o presso gli Uffici Tecnici dell'ente responsabile o presso la Prefettura; (b) di eventuali ulteriori progetti redatti per lavori successivamente eseguiti sugli edifici; (c) di documentazione tecnica relativa ad indagini effettuate;
- Sopralluoghi per prendere visione dello stato dei luoghi ed effettuare un primo riscontro tra le informazioni raccolte e lo stato di fatto;
- Analisi critica dei dati disponibili.

Nel seguito si illustrano i risultati della FASE 1 per gli edifici delle scuole Adamo e Mazzetti.

### 2.1 Inquadramento dell'edificio

#### Adamo

Il plesso scolastico N. Adamo è situato in via S. Giacomo nel comune di Atripalda. L'edificio si sviluppa su un terreno pianeggiante e il corpo aule oggetto dello studio è situato ad una quota di circa 300 m s.l.m. (**Figura 2.1**).

Nella **Figura 2.2** si riportano alcune foto dell'esterno della scuola.

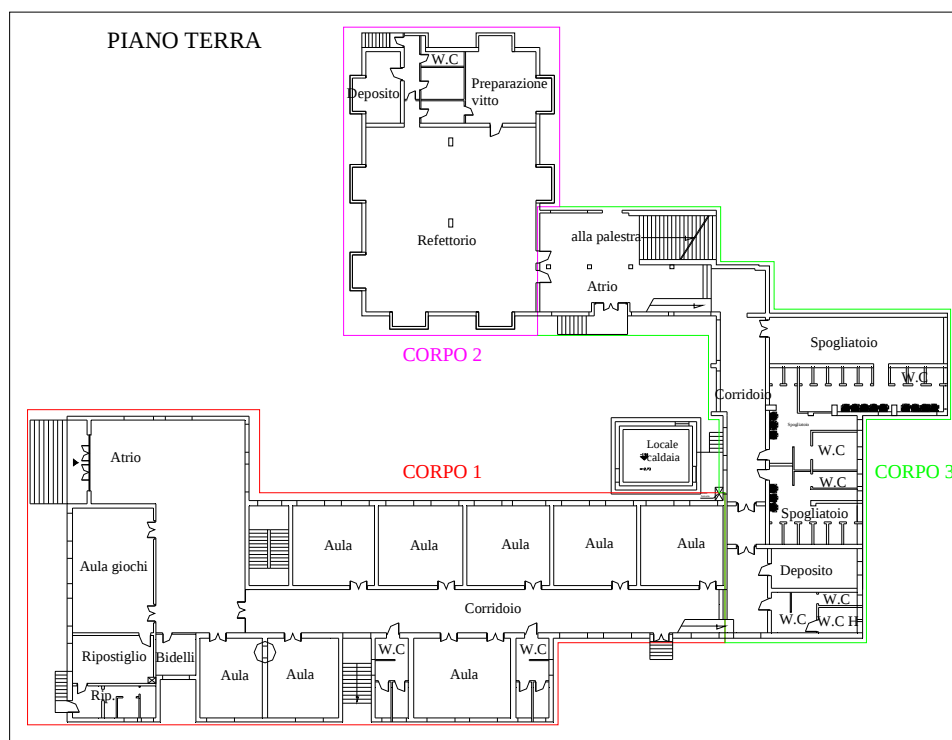
Il plesso della scuola N. Adamo presenta un corpo aule costituito da un piano seminterrato e due piani fuori terra. Nella **Figura 2.3** si riporta una planimetria generale del plesso scolastico con indicazione dei differenti corpi in cui può essere diviso l'istituto scolastico.



Figura 2.1 - Vista aerea del plesso scolastico “N. Adamo”



Figura 2.2 Vista dall'esterno della scuola elementare “N. Adamo”



**Figura 2.3 Planimetria del piano terra del plesso scolastico “N. Adamo”**

La parte dell’edificio oggetto della valutazione del rischio sismico è il “CORPO 1” strutturalmente costituito da pilastri e travi in c.a.. L’edificio, costruito presumibilmente agli inizi degli anni 80, si sviluppa su 3 impalcati, di cui uno seminterrato adibito a deposito e 2 fuori terra. Il primo impalcato fuori terra è utilizzato come corpo aule dalla scuola e il secondo ospita gli uffici tecnici del comune di Atripalda. Una parte di questo piano è stato costruito negli anni 2000 in sopraelevazione all’edificio sottostante ma con una struttura indipendente. Durante il sopralluogo è stato infatti rilevato che la nuova costruzione è stata realizzata con pilastri portanti che partono dalla fondazione e attraversano la costruzione esistente senza interagire con questa poiché sono presenti dei giunti realizzati tramite l’interposizione di fogli di polistirolo. Nella **Figura 2.4** si nota come il piano inferiore sia leggermente rientrante rispetto alla sagoma della parte in sopraelevazione che si regge su dei pilastri che scendono direttamente in fondazione.



**Figura 2.4** Vista esterna del fabbricato con indicazione della parte sopraelevata

### **Mazzetti**

Il plesso scolastico Mazzetti è situato in via Manfredi. Si sviluppa su un terreno pianeggiante e la quota del piano di calpestio, indicato nel seguito come quota 0.00, risulta sopraelevato rispetto al piano stradale di circa 2 m. Il corpo aule oggetto dello studio è situato ad una quota di circa 300 m s.l.m. (

**Figura 2.5).**

Nella **Figura 2.6** si riportano alcune foto dell'esterno della scuola.

Il corpo aule è costituito da un piano seminterrato, due piani fuori terra e un terzo piano di sottotetto; inoltre è collegato a un padiglione adibito a uffici che consente l'accesso alla palestra. Nella **Figura 2.7** si riporta una planimetria generale del plesso scolastico con indicazione del corpo aule oggetto della valutazione di rischio sismico.



Figura 2.5 - Vista aerea del plesso scolastico “Mazzetti”



Figura 2.6 Vista dall'esterno della scuola elementare “Mazzetti”

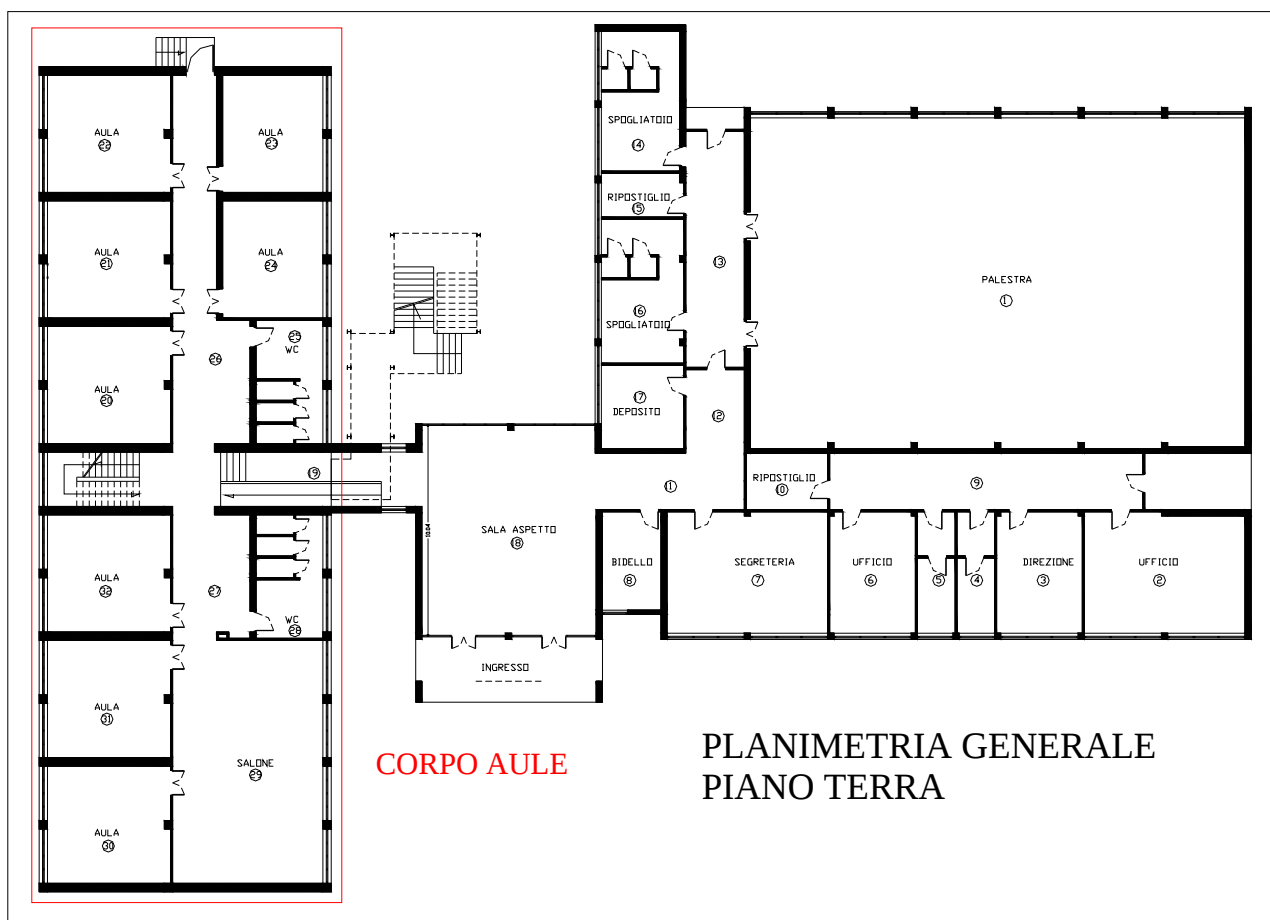


Figura 2.7 Planimetria del piano terra del plesso scolastico “Mazzetti”

## 2.2 Documentazione disponibile

Per il corpo aule di entrambi gli edifici dei due plessi scolastici, il comune di Atripalda non ha fornito nessuna documentazione del progetto strutturale originario. È stata effettuata anche una ricerca presso il Genio Civile di Avellino ma senza risultato.

Tuttavia il Comune di Atripalda ha fornito per entrambi gli edifici alcuni documenti che si riferiscono ai risultati di indagini diagnostiche e verifiche di sicurezza, commissionate dal comune stesso nell'anno 2003 alla ditta Engineering srl con sede ad Atripalda (Av); le verifiche di sicurezza sono state effettuate dall'ing. Massimo de Iasi con studio ad Avellino.

Inoltre per la scuola Adamo sono stati forniti i progetti originari dei lavori di ristrutturazione e ampliamento eseguiti agli inizi degli anni 2000.

## Adamo

Considerando l'epoca di costruzione, l'organizzazione della struttura e alcune similitudini con l'edificio scolastico Masi, si può ipotizzare che anche il progetto strutturale originario di questo corpo di fabbrica della scuola N. Adamo sia stato sviluppato mediante le metodologie di calcolo dell'epoca, in campo elastico-lineare considerando solo i carichi verticali, in accordo con le normative vigenti che negli anni '80 non consideravano Atripalda come zona sismica.

L'edificio originario è stato costruito agli inizi degli anni 80 ed è strutturalmente concepito con fondazione costituita da travi a T rovescio che collegano i pilastri nella direzione del lato lungo. Superiormente alla fondazione sono presenti i pilastri del piano seminterrato che all'epoca di costruzione non risultava accessibile e vi era uno spazio di circa 1 m tra terreno e impalcato del piano terra. I pilastri hanno sezione variabile. Da un sopralluogo effettuato, sono stati rilevati pilastri con sezioni 30 cm x 30 cm, 35 cm x 35 cm e 30 cm x 40 cm. Le travi risultano tutte a spessore tranne un'unica travata che è emergente. Dall'indagine visiva effettuata, si è potuto constatare che i telai non sono continui nelle due direzioni e quindi alcuni pilastri non sono collegati. Inoltre, a differenza della scuola Masi, i solai non sono orditi tutti in una direzione. A seguito dei lavori di ristrutturazione e ampliamento eseguiti agli inizi degli anni 2000, il piano seminterrato è stato in parte reso accessibile rimuovendo il terreno fino alla base dei pilastri. Inoltre per accedere a tale piano è stato rimosso un campo di solaio ed è stata realizzata una scala con soletta rampante, collegata tramite il pianerottolo di riposo alla parete esterna in c.a. esistente; in corrispondenza del pianerottolo di piano è stata realizzata una trave emergente su cui scarica da un lato la soletta rampante e dall'altro una parte del solaio già esistente che è stato interrotto in corrispondenza della trave. Tale trave dalle ispezioni sembra che poggia su una parete portante costituita da blocchi in c.a.. Sul lato rivolto a Nord-Ovest è stata realizzata una ulteriore scala e una rampa di accesso per autovetture, infatti uno degli ambienti del seminterrato è attualmente utilizzato come garage. Infine sono state realizzate delle pareti in c.a. sul lato esterno rivolto a Nord-Ovest e Sud-Ovest da cui si elevano i pilastri del piano terra della sopraelevazione. Su tali pareti si innestano le nuove travi che si collegano poi con i nuovi pilastri interni e su queste travi non vi è solaio, ma hanno la sola funzione di collegamento dei pilastri al fine di realizzare telai in entrambe le direzioni.

Il piano terra segue la configurazione strutturale rilevata nel seminterrato, con la differenza che le travi perimetrali risultano emergenti e le interne a spessore. In tale piano la scala interna non risulta accessibile in quanto è stato chiuso l'accesso al vano scala. Le uniche modifiche effettuate durante i

lavori del '2000 sono state le forature del solaio per consentire il passaggio dei pilastri che partono dal seminterrato e attraversano il piano terra.

La sagoma originale degli anni 80 del primo piano risultava ridotta rispetto ai piani sottostanti, in particolare la zona rivolta a Nord-Ovest non era presente e vi era una copertura. Erano presenti 3 soli telai in direzione longitudinale composti da pilastri e travi a spessore e 3 telai in direzione trasversale, due sul perimetro e uno in corrispondenza del vano scala. La parte rivolta a Nord-Ovest di questo piano è stato costruito negli anni 2000 in sopraelevazione all'edificio sottostante ma con struttura indipendente. Durante il sopralluogo è stato infatti rilevato che tale sopraelevazione risulta sconnessa dall'edificio sottostante tramite l'interposizione di fogli di polistirolo tra le parti di contatto (solai e pilastri). Ciò è confermato dall'analisi della relazione generale e tecnica depositata all'ufficio del genio civile di Avellino in data 11/02/2000, con Oggetto "Deposito Calcoli dei lavori di ristrutturazione con ampliamento edificio comunale in via S. Giacomo", dove si rileva quanto segue: "Le nuove strutture non saranno a contatto e non graveranno per carichi o per azioni occasionali, in alcun punto con quelle esistenti, poiché queste, che furono eseguite secondo la normativa tecnica vigente all'epoca della costruzione, cioè negli anni 1979/80 non possono considerarsi sismoresistenti, e né vengono rese tali con i presenti lavori da eseguire.". Analizzando invece la relazione generale e tecnica riferita alla "Variante" depositata all'ufficio del genio civile di Avellino in data 01/12/2000, con Oggetto "Deposito Calcoli dei lavori di ristrutturazione con ampliamento edificio comunale in via S. Giacomo", si rileva quanto segue: "Poiché i lavori prevedono la esecuzione di nuove strutture in c.a., che si intersecano con quelle esistenti, e sono da esse completamente indipendenti, è necessario apportare degli spostamenti alle distanze tra i pilastri, operare variazioni delle dimensioni di singole strutture, oltre che variare l'orditura di alcuni solai.".

Infine vi è il sottotetto che risulta accessibile tramite una botola. Al momento non è stato possibile effettuare un'ispezione e pertanto l'analisi svolta nel seguito fa riferimento a quanto riportato nelle tavole fornite dal Comune. Nella Fase 3 si procederà ad ispezionare tale ambiente al fine di definire in maniera completa la configurazione strutturale.

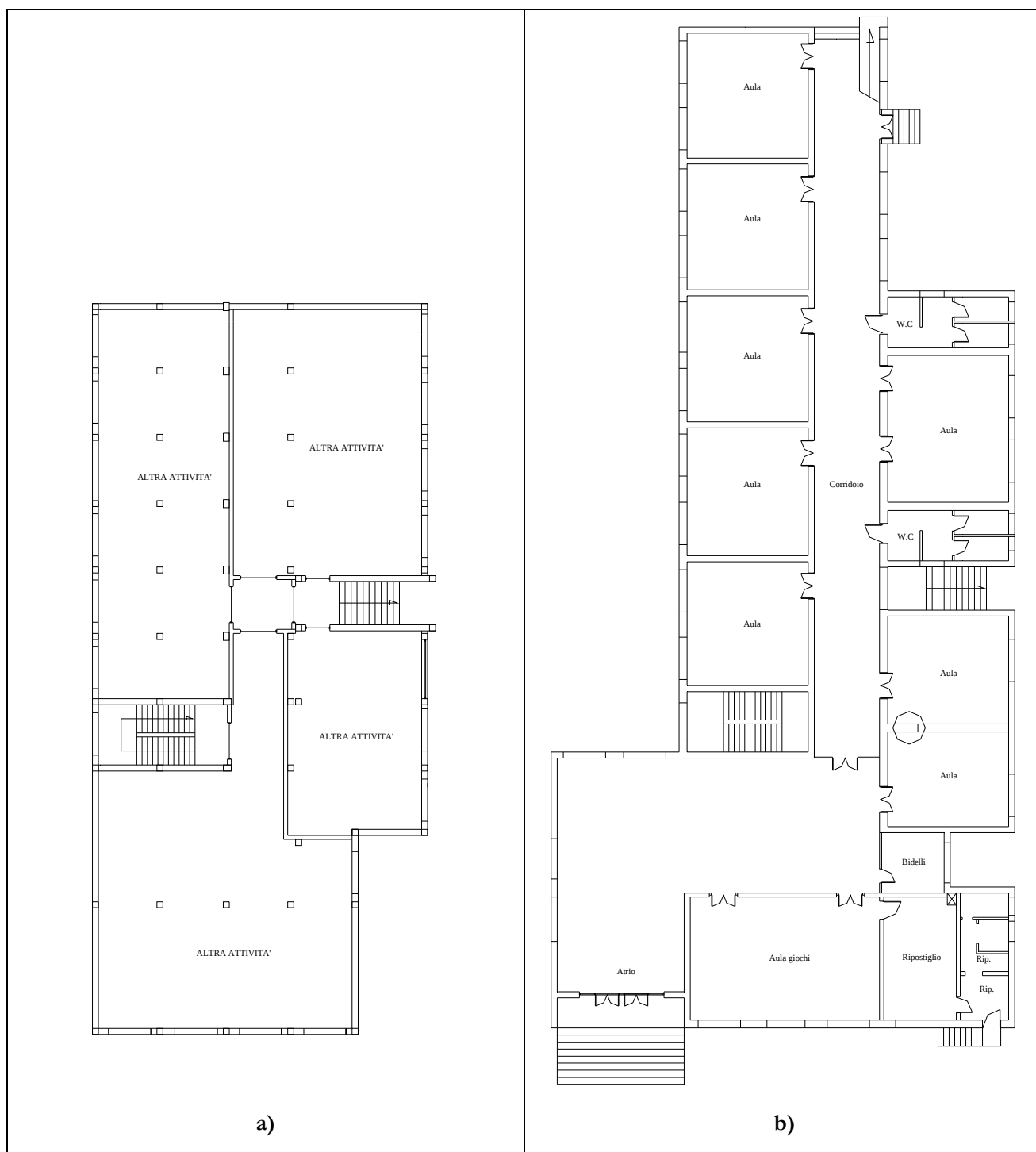
Il comune di Atripalda ha fornito in formato elettronico le planimetrie dei vari livelli della costruzione. Dai grafici architettonici si evince che l'edificio occupa una superficie di circa 810 mq ed è costituito da due livelli fuori terra e uno seminterrato.

Il piano seminterrato è accessibile dalla scala interna che lo collega al primo piano e da una scala esterna sul lato lungo rivolto a Nord-Ovest. È suddiviso in quattro ambienti adibiti a deposito.

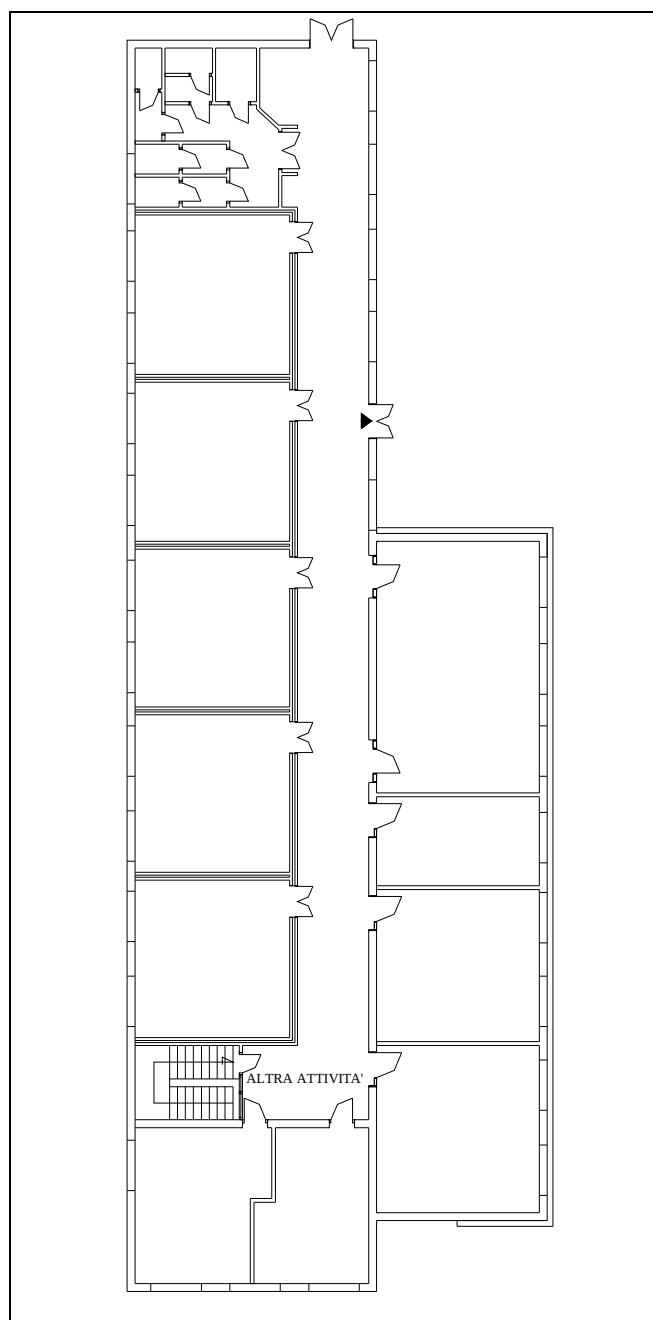
Il piano terra è utilizzato per le funzioni didattiche, pertanto presentano aule, ripostigli e servizi igienici, risulta accessibile dalla facciata del lato corto dell'edificio disposta a Nord-Est e presenta inoltre un'uscita di emergenza sul lato lungo rivolto a Nord-Ovest. Inoltre da questo piano si accede alla palestra e alla mensa.

Il primo piano ospita gli uffici tecnici del comune di Atripalda e risulta accessibile tramite una scala esterna rivolta a Sud-Ovest e presenta inoltre un'uscita di emergenza sul lato lungo rivolto a Nord-Ovest.

Nelle figure **Figura 2.8** e **Figura 2.9** sono riportate le piante relative ai suddetti piani con l'indicazione degli ambienti, così come desunto dai grafici forniti dal comune.



**Figura 2.8 a) Pianta piano seminterrato; b) Pianta piano terra**



**Figura 2.9 Pianta piano primo**

Dalle ispezioni effettuate si è potuto verificare che il solaio è latero-cementizio, con travetti prefabbricati e pignatte di alleggerimento, di spessore 24 cm con soletta di 4 cm e laterizio da 20 cm.

## **Mazzetti**

Considerando l'epoca di costruzione, l'organizzazione della struttura e alcune similitudini con l'edificio scolastico Masi, si può ipotizzare che anche il progetto strutturale originario di questo corpo di fabbrica della scuola Mazzetti sia stato sviluppato mediante le metodologie di calcolo dell'epoca, in campo elastico-lineare considerando solo i carichi verticali, in accordo con le normative vigenti che negli anni '70 consideravano Atripalda non sismica.

L'edificio è in c.a. ed è strutturalmente concepito con 3 telai nella direzione longitudinale e 6 telai in direzione trasversale. I solai, del tipo latero cementizio, scaricano tutti sui telai longitudinali realizzati con travi a spessore tranne che in copertura dove si sono rilevate travi emergenti sui telai perimetrali e in corrispondenza del colmo della copertura. Le scale sono in c.a. con trave a ginocchio. Le fondazioni non risultano accessibili, ma dato che tale edificio è molto simile all'edificio del corpo aule del plesso Masi, si può ipotizzare che siano realizzate con plinti.

Il comune di Atripalda ha fornito in formato elettronico le planimetrie dei vari livelli della costruzione. Dai grafici architettonici si evince che l'edificio occupa una superficie di circa 553 mq ed è costituito da tre livelli fuori terra e uno seminterrato.

Il piano seminterrato è accessibile dalla scala interna che lo collega al piano terra e da una scala esterna. È suddiviso in due ambienti, uno utilizzato come archivio del comune e l'altro è utilizzato come deposito di reperti archeologici dalla sovrintendenza dei beni culturali.

Il piano terra, il primo piano e il secondo piano sono utilizzati per le funzioni didattiche, pertanto presentano aule, laboratori e servizi igienici. Il piano terra risulta accessibile dalla facciata del lato lungo dell'edificio disposta a Nord-Ovest e presenta inoltre un'uscita di emergenza sul lato corto rivolto a Sud-Ovest. Il primo e il secondo piano sono accessibili dalla scala interna ed è inoltre presente una scala di emergenza esterna sul lato lungo rivolto a Nord-Ovest.

Nelle figure **Figura 2.10** e **Figura 2.11** sono riportate le piante relative ai suddetti piani con l'indicazione degli ambienti, così come desunto dai grafici forniti dal comune.

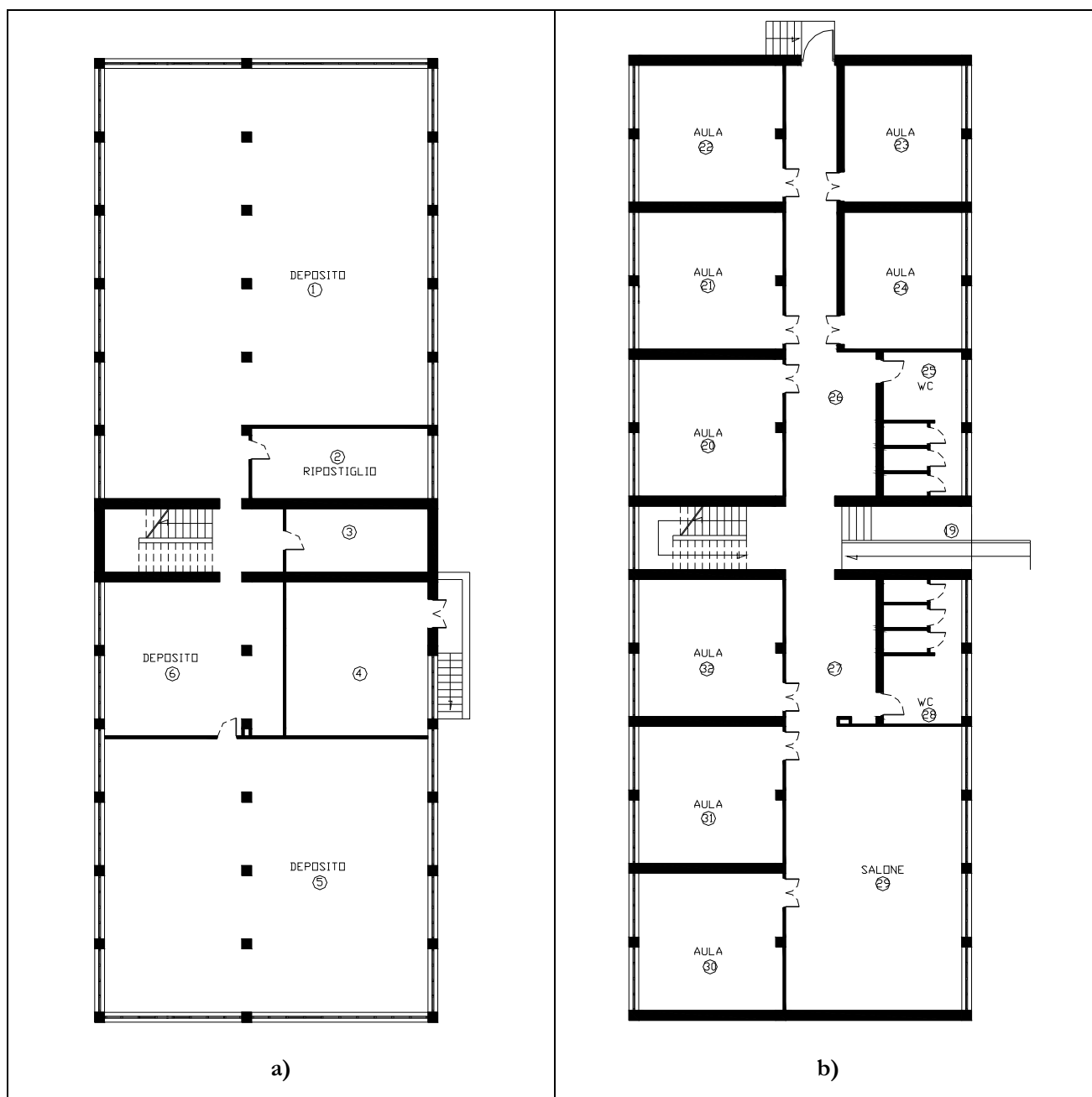
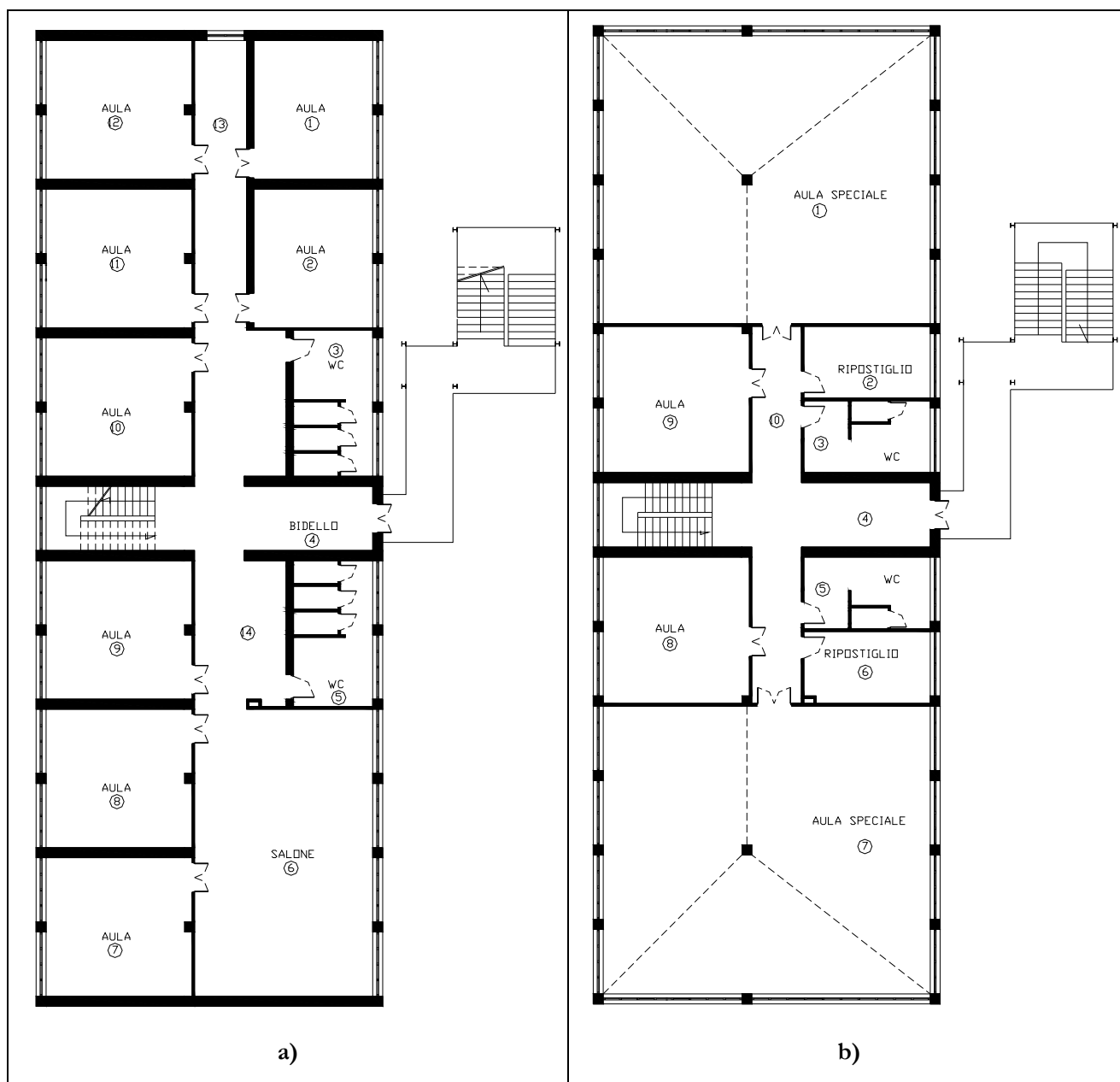


Figura 2.10 a) Pianta piano seminterrato; b) Pianta piano terra



**Figura 2.11 a) Pianta piano primo; b) Pianta piano secondo**

Considerando le luci tra le travi longitudinali e le analogie con la scuola Masi, nonché le indagini del 2003 si può ipotizzare che il solaio è latero-cementizio di spessore 25 cm, con soletta di 5 cm e laterizio da 20 cm.

## 2.3 Le indagini e le verifiche svolte nel 2003

La documentazione relativa alle indagini e verifiche svolte nel 2003 è stata esaminata in dettaglio.

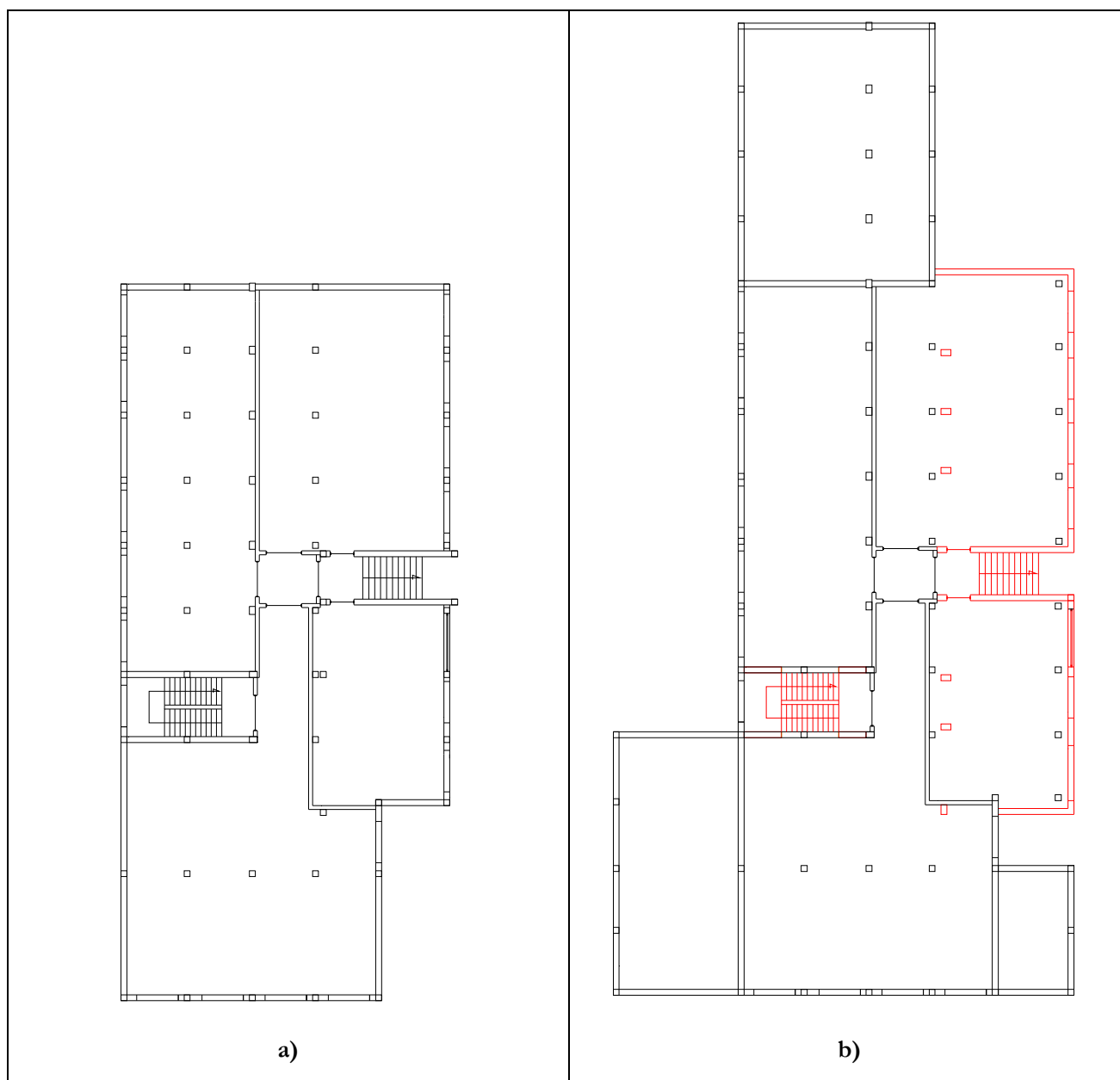
Nel 2003 è stata anche eseguita una verifica di sicurezza dei due edifici per soli carichi verticali, effettuata considerando la normativa dell'epoca di costruzione. I modelli strutturali presentano alcune difformità rispetto allo stato di fatto dell'edificio. Si tratta comunque di aspetti che influenzano poco gli esiti della verifica per carichi verticali. Le analisi svolte nel 2003 non hanno riguardato la verifica sismica degli edifici. Si evidenzia che nel 2003 non c'erano indicazioni sulle modalità e sul numero delle prove in sito da svolgere e nemmeno su come procedere per le verifiche di sicurezza. Le prove e le verifiche svolte forniscono comunque indicazioni utili sulle strutture.

## 2.4 Ispezione visiva

Nei giorni 12/04/2017, 30/05/2017, 17/07/17 e 25/07/17 sono state effettuate delle ispezioni in sito per verificare lo stato di fatto degli edifici scolastici. L'ispezione ha riguardato gli edifici solo nella parte del corpo aule, rilevando le posizioni e le dimensioni degli elementi strutturali che la compongono, le altezze di ogni impalcato e le orditure dei solai. È stata posta molta attenzione ai rilievi geometrici del seminterrato di entrambi gli edifici, in quanto nei documenti del 2003 non erano presenti informazioni sufficienti per poter definire una corretta e completa configurazione strutturale. In **Allegato 1** sono riportate le foto dei vari ambienti che compongono i due edifici con i rispettivi con ottici.

A seguito del rilievo sono state aggiornate alcune piante in quanto si sono riscontrate delle incongruenze tra quanto presente nei disegni architettonici forniti dal comune e tra quanto effettivamente rilevato. In particolare per la scuola N. Adamo si è riscontrato che alcuni pilastri presenti nelle piante non sono presenti nell'organismo strutturale, inoltre è stata rilevata una parte della struttura posta a tergo di alcune pareti perimetrali che non era presente nelle piante ma che comunque risulta strutturalmente connessa alla parte visibile della struttura. Si sono aggiunti infine i pilastri della parte sopraelevata che sono visibili nel piano seminterrato. Nella **Figura 2.12** si riporta il confronto tra la pianta fornita dal comune e quella effettivamente rilevata in cui si riportano in rosso gli elementi realizzati durante l'ampliamento.

Inoltre analizzando le piante fornite dal comune, sono state rilevate delle misure non congruenti con lo stato di fatto anche per i piani primo e secondo, pertanto prima della fase 3 saranno necessari ulteriori sopralluoghi per rilevare la corretta geometria della struttura.



**Figura 2.12 Pianta piano interrato: a) da dwg forniti dal comune; b) da rilievo in sito**

### 3 FASE 2

Dopo la prima fase conoscitiva basata sull'esame della documentazione disponibile e sulle ispezioni visive, è stata avviata la fase 2 per la verifica a carichi verticali e la valutazione del rischio sismico. Si deve considerare che, in generale, per eseguire verifiche di sicurezza di un edificio esistente, non vi sono ancora indicazioni di dettaglio nelle normative (in Europa è in preparazione un annesso dell'Eurocodice 2 e in Italia ci sono delle indicazioni solo nella Circolare 617/2009) e nella letteratura. Inoltre, per la

valutazione del rischio sismico, le diverse procedure di modellazione e di analisi che si possono adottare, sono ancora oggetto di ricerca.

In questo caso, poiché non è stato trovato il progetto originario si rende necessario lo sviluppo di un progetto simulato nonché un'integrazione delle indagini in sito; tuttavia, poiché le ricerche dei progetti delle tre scuole hanno richiesto tempi più lunghi del previsto, tali attività saranno svolte in un secondo momento fornendo anche indicazioni sui possibili interventi di miglioramento/adeguamento. In questa relazione viene eseguita un'analisi semplificata dell'edificio, per fornire in tempi brevi al Committente alcune indicazioni di massima.

La valutazione della sicurezza degli edifici scolastici in oggetto è stata effettuata mediante le seguenti attività:

- analisi delle prove sperimentali disponibili (per la determinazione delle caratteristiche dei materiali);
- analisi strutturale semplificata;

Come verrà successivamente discusso più nel dettaglio, per la valutazione del rischio sismico dei due edifici, si è ritenuto di assumere un livello di conoscenza LC1.

Le caratteristiche del terreno sono state assunte sulla base di limitate informazioni fornite dalla committenza. Per l'elaborazione di un progetto di adeguamento/miglioramento sarà quindi necessario svolgere ulteriori indagini.

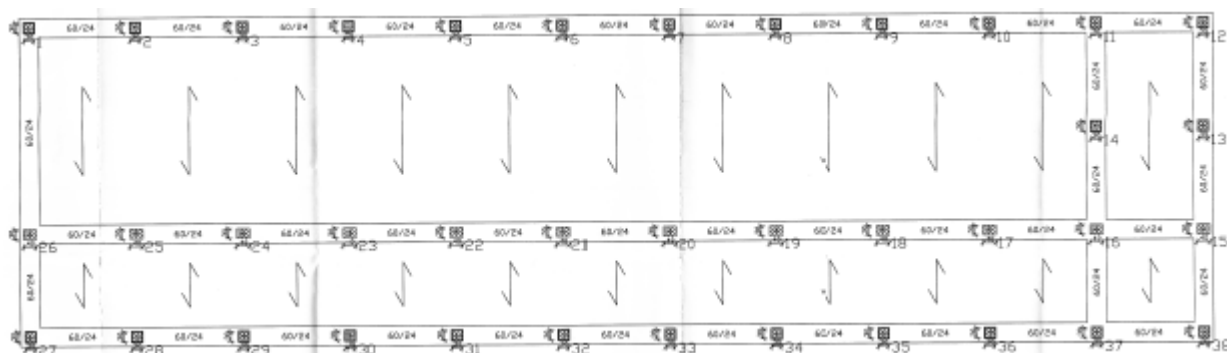
### **3.1 Rilievo strutturale**

Come già descritto nei paragrafi precedenti, nei giorni 12/04/2017, 30/05/2017, 17/07/17 e 26/07/17 sono state effettuate delle ispezioni in sito per verificare lo stato di fatto degli edifici scolastici. I rilievi hanno quindi consentito di verificare la geometria degli elementi strutturali riportati nelle verifiche del 2003.

#### **Adamo**

Dal confronto tra le carpenterie delle tavole del 2003 e le misure effettuate in sito, è emerso che sussistono alcune differenze. In particolare nelle verifiche del 2003 non si è tenuto conto delle travi a ginocchio del vano scala e della reale configurazione strutturale, infatti in queste verifiche è stata modellata la sola parte di struttura riportata nella seguente figura, ma si è verificato che sulle travate 1-

27 e 27-38 vi è lo scarico di ulteriori solai e vi è una parte di struttura che collabora con quella riportata in **Figura 3.1** di cui non si è tenuto conto. Infine il vano scala si trova nella posizione opposta rispetto alla direzione longitudinale, così come riportato nelle piante di **Figura 2.8**.

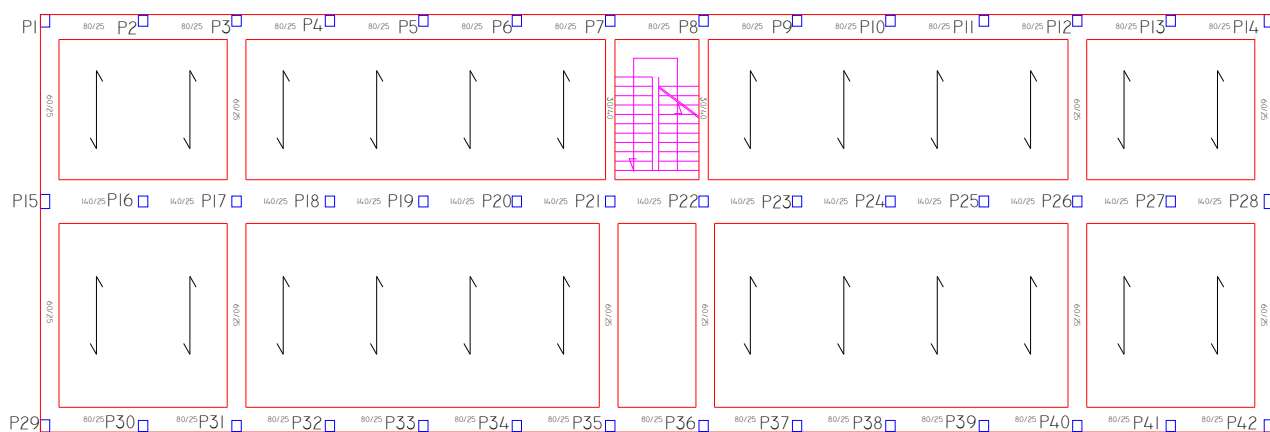


**Figura 3.1 Carpenteria piano tipo utilizzata nelle verifiche del 2003**

Per quanto riguarda gli altri elementi strutturali, si è verificata la coerenza tra quanto riportato nelle tavole delle verifiche del 2003 e lo stato di fatto.

### **Mazzetti**

Dal confronto tra le carpenterie delle tavole del 2003 e le misure effettuate in sito, è emerso che sussistono alcune differenze. In particolare nelle verifiche del 2003 non si è tenuto conto delle travi a ginocchio del vano scala e della presenza del seminterrato, inoltre dal rilievo effettuato con termocamera (**Allegato 2**) è emerso che, oltre alle travi riportate nelle tavole delle verifiche del 2003, sono presenti anche ulteriori travi a spessore (60cmx25cm) così come riportato nella seguente carpenteria.



**Figura 3.2 Carpenteria piano tipo**

Tali travi sono presenti a tutti i piani formando effettivamente degli ulteriori telai trasversali, oltre a quelli perimetrali e ai telai del vano scala. Bisogna però sottolineare che su tali travi non vi scaricano solai, così come rilevato mediante la termocamera, pertanto si può presumere che presentino un'armatura dettata dai minimi della normativa dell'epoca di progetto, e quindi fortemente sottodimensionata per le azioni sismiche attualmente indicate dalle NTC2008.

Per quanto riguarda gli altri elementi strutturali, si è verificata la coerenza tra quanto riportato nelle tavole delle verifiche del 2003 e lo stato di fatto.

### 3.2 Caratterizzazione meccanica dei materiali

Dall'analisi dei dati contenuti nella relazione tecnica riferita alle indagini del 2003, sono state ricavate le informazioni sui materiali acciaio e calcestruzzo. In particolare, all'epoca sono state realizzate prove sclerometriche, ultrasoniche, estrazione e schiacciamento di carote di calcestruzzo e di prelievo e trazione delle barre di armatura. Tali indagini sono state condotte dalla società ENGINEERING s.r.l., mentre i campioni di materiale prelevati sono stati in seguito provati dal "LABORATORIO EDIL-TEST s.r.l." ed i risultati sono certificati dal direttore del laboratorio Ing. Renato Erra.

#### Adamo

Per quanto concerne la resistenza del calcestruzzo, analizzando i risultati delle prove di schiacciamento effettuate sulle carote aventi diametro di 100mm, si ricava una resistenza media a compressione di **12.9**

**MPa.** Con riferimento alle carote, l'applicazione delle formule di letteratura di correlazione, implementate al fine di ottenere un valore di resistenza a compressione cilindrica tenendo conto dei diversi fattori geometrici ed ambientali (vedi **Allegato 3**), conduce ad un valore medio di resistenza cilindrica pari a **f<sub>cm</sub>=13,9 MPa**. Tale valore viene infine trasformato in resistenza media cubica dividendolo per 0.83 ed ottenendo **R<sub>cm</sub>=16.8 MPa** (Tabella 3.1).

| Campione | Dimensione Carota |     |    | f <sub>car</sub> [MPa] | Metodi  | f <sub>cis,i</sub> [MPa] | f <sub>c,m</sub> [MPa] | R <sub>c,m</sub> [MPa] | R <sub>c,m</sub> [MPa] |
|----------|-------------------|-----|----|------------------------|---------|--------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| C0/1P    | d                 | 94  | mm | 15.60                  | Masi    | 15.45                    | <b>15.44</b>           | <b>18.61</b>           | <b>16.77</b>           |
|          | l                 | 100 | mm |                        | NTC2008 | 15.43                    |                        |                        |                        |
| C0/2P    | d                 | 94  | mm | 10.20                  | Masi    | 12.52                    | <b>12.39</b>           | <b>14.93</b>           |                        |
|          | l                 | 100 | mm |                        | NTC2008 | 12.26                    |                        |                        |                        |

Tabella 3.1 Resistenza cubica media elaborata

**DETERMINAZIONE DELLE PROPRIETÀ MECCANICHE  
DEL CALCESTRUZZO MEDIANTE PROVE A ROTTURA  
(compressione monoassiale)**

| PROVE A ROTTURA CLS (Compressione monoassiale)<br>DIAMETRO CAROTE 100 mm. |                                        |                                         |                                                  |                                                   |                            |
|---------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------|-----------------------------------------|--------------------------------------------------|---------------------------------------------------|----------------------------|
| Sezione                                                                   | Carico<br>rottura<br>N/mm <sup>2</sup> | Carico<br>rottura<br>kg/cm <sup>2</sup> | Carico<br>rottura<br>cubico<br>N/mm <sup>2</sup> | Carico<br>rottura<br>cubico<br>kg/cm <sup>2</sup> | Carbonat.<br>Media<br>(mm) |
| C0/1P                                                                     | 15,60                                  | 152,98                                  | 16,00                                            | 158,90                                            | 72,00                      |
| C0/2P                                                                     | 10,20                                  | 100,03                                  | 10,50                                            | 102,97                                            | 34,00                      |
| <b>MEDIA</b>                                                              | <b>12,90</b>                           | <b>126,50</b>                           | <b>13,25</b>                                     | <b>129,94</b>                                     | <b>53,00</b>               |

Si considera una  $\sigma_{camm}$  del calcestruzzo pari a circa 60 kg/cm<sup>2</sup>. Tale assunzione è giustificata dalle prove eseguite su carote di 100 mm; inoltre si è tenuto conto delle prove ad ultrasuoni in quanto i dati dei provini a rottura non sono sufficienti statisticamente dato il numero esiguo delle prove. I valori delle prove sclerometriche, con notevole margine di sicurezza, quindi non tenute in considerazione, confermano la classe ipotizzata del calcestruzzo. Praticamente, ai fini delle verifiche degli elementi strutturali, si potrebbe fare riferimento ad un calcestruzzo di classe Rck 150.

**DETERMINAZIONE DELLE PROPRIETÀ MECCANICHE  
DELL'ACCIAIO MEDIANTE PROVE DI TRAZIONE DA  
BARRE PRELEVATE IN SITO**

| PROVE A ROTTURA ACCIAIO (Trazione)<br>DIAMETRO BARRE VAR DA 14 mm |                                         |                                          |                                                 |                                                  |                           |
|-------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------|------------------------------------------|-------------------------------------------------|--------------------------------------------------|---------------------------|
| Sezione                                                           | Carico<br>snervam.<br>N/mm <sup>2</sup> | Carico<br>snervam.<br>kg/cm <sup>2</sup> | Carico<br>rottura<br>barra<br>N/mm <sup>2</sup> | Carico<br>rottura<br>barra<br>kg/cm <sup>2</sup> | Diametro<br>barra<br>(mm) |
| B1/1                                                              | 460,90                                  | 4519,82                                  | 742,90                                          | 7285,25                                          | 14                        |
| B1/2                                                              | 459,20                                  | 4503,14                                  | 753,60                                          | 7390,18                                          | 14                        |
| B1/3                                                              | 514,80                                  | 5048,39                                  | 800,70                                          | 7852,06                                          | 14                        |
| <b>MEDIA</b>                                                      | <b>478,30</b>                           | <b>4690,45</b>                           | <b>765,73</b>                                   | <b>7509,16</b>                                   |                           |
| > > > >                                                           |                                         |                                          |                                                 |                                                  |                           |
| <b>FeB44K</b>                                                     | <b>430,00</b>                           | <b>4216,80</b>                           | <b>540,00</b>                                   | <b>5295,51</b>                                   |                           |
| NORME UNI 564 (febbraio 1964) e UNI 6407 (MARZO 1969)             |                                         |                                          |                                                 |                                                  |                           |

Ipotizzando una  $\sigma_{famm}$  dell'acciaio pari a 1/2 del valore medio di snervamento, si potrebbe considerare un acciaio con una  $\sigma_{fa}$  pari a 2200 kg/cm<sup>2</sup>. Tale assunzione è inoltre giustificata dalle norme UNI che riportano valori minimi del carico di snervamento e del carico di rottura per i diversi tipi di acciaio. Le prove eseguite su alcune barre prelevate presentano valori superiori ai valori di norma del FeB44K con  $\sigma_{famm}$  pari a 2200 kg/cm<sup>2</sup>. Per maggior sicurezza e considerando che la struttura debba ancora esercitare le sue funzioni per altri anni si considera ai fini delle verifiche un acciaio del tipo FeB38K con una  $\sigma_{famm}$  pari a 1900 kg/cm<sup>2</sup>.

Figura 3.3 Sintesi delle prove di compressione e trazione eseguite su calcestruzzo e acciaio

**DETERMINAZIONE DELLE PROPRIETÀ MECCANICHE DEL CALCESTRUZZO  
MEDIANTE PROVE SCLEROMETRICHE E PROVE AD ULTRASUONI ESEGUITE  
SUI PILASTRI**

| PROVE SCLEROMETRICHE<br>ESEGUITE SU 20 PILASTRI |                                                 |                                                                |
|-------------------------------------------------|-------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------|
| Sezione                                         | R.M.C.<br>Resist.<br>Meccan.<br>Compres.<br>Mpa | R.M.C.<br>Resist.<br>Meccan.<br>Compres.<br>Kg/cm <sup>q</sup> |
| SC1/1                                           | 31,00                                           | 304,00                                                         |
| SC1/8                                           | 32,00                                           | 313,81                                                         |
| SC1/2                                           | 51,00                                           | 500,13                                                         |
| SC1/3                                           | 42,00                                           | 411,87                                                         |
| SC1/7                                           | 47,00                                           | 460,91                                                         |
| SC1/4                                           | 49,00                                           | 480,52                                                         |
| SC1/6                                           | 38,00                                           | 372,65                                                         |
| SC1/5                                           | 44,00                                           | 431,49                                                         |
| SC1/9                                           | 39,00                                           | 382,45                                                         |
| SC0/13                                          | 44,00                                           | 431,49                                                         |
| SC0/10                                          | 38,00                                           | 372,65                                                         |
| SC0/11                                          | 40,00                                           | 392,26                                                         |
| SC0/12                                          | 39,00                                           | 382,45                                                         |
| SC0/15                                          | 46,00                                           | 451,10                                                         |
| SC0/14                                          | 43,00                                           | 421,68                                                         |
| <b>MEDIA</b>                                    | <b>41,53</b>                                    | <b>407,30</b>                                                  |

| PROVE ULTRASUONI SU cls<br>ESEGUITE SU 22 PILASTRI |                |              |                           |
|----------------------------------------------------|----------------|--------------|---------------------------|
| v < 2400 m/s --- Rck < 15 Mpa                      |                |              |                           |
| 2400 m/s < v < 3000 m/s --- 15 Mpa < Rck < 20 Mpa  |                |              |                           |
| v > 3000 m/s --- 20 Mpa < Rck < 25 Mpa             |                |              |                           |
| Sezione                                            | V (m/s)        | Rck (Mpa)    | Rck (kg/cm <sup>q</sup> ) |
| U1/1                                               | 3460,20        | 23,84        | 233,74                    |
| U1/2                                               | 3524,70        | 24,37        | 239,01                    |
| U1/3                                               | 3440,40        | 23,67        | 232,12                    |
| U1/4                                               | 3460,20        | 23,84        | 233,74                    |
| U0/5                                               | 2561,90        | 16,35        | 160,33                    |
| U0/6                                               | 3134,80        | 21,12        | 207,15                    |
| U0/7                                               | 2260,70        | 13,84        | 135,71                    |
| U0/8                                               | 1816,00        | 10,13        | 99,37                     |
| <b>MEDIA</b>                                       | <b>2957,36</b> | <b>19,64</b> | <b>192,65</b>             |

**Figura 3.4 Sintesi delle prove sclerometri che ed ultrasoniche eseguite sul calcestruzzo**

Valutando invece i risultati delle prove non distruttive, si ritiene che la resistenza media del calcestruzzo ricavata dalle prove sclerometriche (41.5 MPa) risulti troppo elevata e discorde dalle prove di schiacciamento, pertanto tale valore non si considera.

Le prove ultrasoniche forniscono invece un valore di resistenza cubica media di 19.6 MPa corrispondente a una resistenza cilindrica media di 16.3 MPa. Tale valore di resistenza risulta maggiore rispetto alla resistenza media rilevata dalle prove di schiacciamento delle carote, ma ritenendo quest'ultime più affidabili si è deciso di non considerare il risultato fornito dalle prove ultrasoniche operando a vantaggio di sicurezza. A tale proposito si sottolinea che attualmente sclerometro e prove soniche sono utilizzate in combinazione per ottenere la prova SONREB, che nel 2003 non era ancora molto diffusa; tuttavia i dati disponibili non possono essere rielaborati in termini di prova SONREB perché le due prove (sclerometro e ultrasuoni) non sono state realizzate negli stessi punti.

Per le barre di armatura si fa riferimento a quanto riportato in **Figura 3.3** dove sono presenti i risultati sintetici delle prove di trazione eseguite sulle barre estratte, da cui si ricava un valore medio di resistenza a snervamento  $f_{ym}=478.3$  MPa e il valore medio di resistenza a rottura pari a  $f_{tm}=765.7$  MPa. La Engeneering s.r.l. assume pertanto che l'acciaio testato sia assimilabile a un FeB38K anche se presenta valori di snervamento maggiori dell'FeB44K, ma tale tipologia di acciaio risulta essere nervato e dai certificati originali di prova del 2003 si rileva che le barre estratte e testate sono lisce. Facendo riferimento a quanto riportato nel lavoro di Verderame et al. 2011 *“Le caratteristiche meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in c.a. realizzate dal 1950 al 1980”*, si può rilevare che nel periodo 1974-1980 gli acciai più comunemente impiegati sono stati gli FeB22K e FeB32K, con quest'ultimo avente una frequenza di utilizzo del 95% dei casi. Nella **Tabella 3.2** si riportano i risultati di alcune prove eseguite su tali tipologie di acciaio:

|          | <b>FeB22K</b><br>(MPa) | <b>FeB32K</b><br>(MPa) |
|----------|------------------------|------------------------|
| N° prove | 47                     | 612                    |
| Media    | 325.1                  | 430.0                  |

**Tabella 3.2 Resistenza media dei tipici acciai utilizzati nel periodo 1974-1980 (Verderame et al. 2011)**

Come si può verificare, il valore di resistenza media a snervamento dell'acciaio ricavato dalle prove eseguite sulle barre di armatura della scuola N. Adamo ( $f_{ym}=478.3$  MPa), risulta maggiore del valore medio riportato in **Tabella 3.2** riferito all'acciaio FeB32K ( $f_{ym}=430.0$  MPa). Per la scuola N. Adamo è pertanto molto probabile che come acciaio in barre sia stata utilizzata la tipologia **FeB32K**. Pertanto nelle verifiche, a vantaggio di sicurezza si assume il valore medio riferito a tale acciaio riportato in **Tabella 3.2** ( $f_{ym}=430.0$  MPa).

## Mazzetti

Per quanto concerne la resistenza del calcestruzzo, analizzando i risultati delle prove di schiacciamento effettuate sulle carote aventi diametro di 100 mm e 52 mm, si ricava una resistenza media a compressione di **18.27 MPa**. Con riferimento alle carote, l'applicazione delle formule di letteratura di correlazione, implementate al fine di ottenere un valore di resistenza a compressione cilindrica tenendo conto dei diversi fattori geometrici ed ambientali (vedi **Allegato 3**), conduce ad un valore medio di resistenza cilindrica pari a  $f_{cm}=20.05$  MPa (**Tabella 3.3**).

Valutando invece i risultati delle prove non distruttive, si ritiene che la resistenza media del calcestruzzo ricavata dalle prove sclerometriche (38.9 MPa) risulti troppo elevata e discorde dalle prove di schiacciamento, pertanto tale valore non si considera.

| Sezione | Piano   | Corpo    | Tipo Elemento | Dimens. Carota<br>[ cm ] | Carico Rottura Carota<br>[ N/mm <sup>2</sup> ] | Carico Rottura Cubico<br>[ N/mm <sup>2</sup> ] |
|---------|---------|----------|---------------|--------------------------|------------------------------------------------|------------------------------------------------|
| C1A/1P  | Primo   | A        | Pilastro      | 9,4 * 10                 | 21,2                                           | 21,7                                           |
| C2B/2P  | Secondo | B        | Pilastro      | 9,4 * 20                 | 21,3                                           | 21,8                                           |
| C2A/3P  | Secondo | A        | Pilastro      | 9,4 * 10                 | 20,5                                           | 21,0                                           |
| C3A/4P  | Terzo   | A        | Pilastro      | 9,4 * 10                 | 16,3                                           | 16,7                                           |
| C0P/5P  | Terra   | Palestra | Pilastro      | 9,4 * 20                 | 21,9                                           | 22,4                                           |

| Sezione | Piano | Lato | Tipo Elemento  | Dimens. Carota<br>[ cm ] | Carico Rottura Carota<br>[ N/mm <sup>2</sup> ] | Carico Rottura Cubico<br>[ N/mm <sup>2</sup> ] |
|---------|-------|------|----------------|--------------------------|------------------------------------------------|------------------------------------------------|
| CE1/PB1 | Terra | B    | Pil.-Lato Ext. | 4,5 * 9,0                | 15,4                                           | 19,3                                           |
| CE1/PB2 | Terra | B    | Pil.-Lato Ext. | 4,5 * 4,5                | 18,5                                           | 18,5                                           |
| CE1/PD1 | Terra | D    | Pil.-Lato Ext. | 4,5 * 9,0                | 18,5                                           | 23,1                                           |
| CE1/PC1 | Terra | C    | Pil.-Lato Ext. | 4,5 * 9,0                | 15,4                                           | 19,3                                           |
| CE1/PD2 | Terra | D    | Pil.-Lato Ext. | 4,5 * 9,0                | 17,3                                           | 21,6                                           |
| CE1/PF1 | Terra | F    | Pil.-Lato Ext. | 4,5 * 9,0                | 17,9                                           | 22,4                                           |

| Sezione | Piano   | Corpo | Tipo Elemento | Diametro Barra<br>[ mm ] | Sezione Barra<br>[ mm <sup>2</sup> ] | Allung. % | Carico Snerv. Barra<br>[ N/mm <sup>2</sup> ] | Carico Rottura Barra<br>[ N/mm <sup>2</sup> ] |
|---------|---------|-------|---------------|--------------------------|--------------------------------------|-----------|----------------------------------------------|-----------------------------------------------|
| B0/1    | Terra   | A     | Pilastro      | 14,21                    | 158,60                               | 26,1      | 318,4                                        | 467,8                                         |
| B0/2    | Terra   | A     | Pilastro      | 14,32                    | 161,15                               | 26,9      | 324,6                                        | 480,9                                         |
| B0/3    | Terra   | A     | Pilastro      | 14,10                    | 156,05                               | 29,6      | 394,1                                        | 558,8                                         |
| B0/4    | Terra   | A     | Pilastro      | 16,12                    | 204,14                               | 28,0      | 286,6                                        | 456,5                                         |
| B1/7    | Primo   | A     | Pilastro      | 14,08                    | 155,73                               | 31,1      | 376,9                                        | 487,4                                         |
| B1/8    | Primo   | A     | Pilastro      | 14,38                    | 162,42                               | 34,3      | 354,0                                        | 469,8                                         |
| B2/5    | Secondo | A     | Pilastro      | 14,41                    | 163,06                               | 24,6      | 282,1                                        | 461,2                                         |
| B3/6    | Terzo   | A     | Pilastro      | 11,98                    | 112,74                               | 33,8      | 394,7                                        | 573,0                                         |

Figura 3.5 Sintesi delle prove di compressione e trazione eseguite su calcestruzzo e acciaio

TABELLA RIASSUNTIVA DEI DATI RILEVATI NELLA PROVA

| VALORI MEDI |              |          |                 | Sezione | Piano     | Corpo    | Tipo<br>Misura | Distanza<br>Sonde<br>[ cm ] | Tempo di<br>Ritardo<br>[ $\mu$ sec ] | Velocità<br>[ m/sec ] |
|-------------|--------------|----------|-----------------|---------|-----------|----------|----------------|-----------------------------|--------------------------------------|-----------------------|
| Sezione     | Media<br>MPa | Varianza | Scarto<br>Medio | U-1/9   | interrato | B        | Diretta        | 33                          | 126,2                                | 2614,9                |
| SC-1/9      | 33           | 53,10    | 7,3             | U-1/18  | interrato | B        | Diretta        | 33                          | 140,1                                | 2355,5                |
| SC-1/10     | 34           | 11,67    | 3,4             | U-1/17  | interrato | A        | Diretta        | 33                          | 145,8                                | 2263,4                |
| SC3/15      | 31           | 113,46   | 10,7            | U-1/8   | interrato | A        | Diretta        | 33                          | 135,8                                | 2430,0                |
| SC-1/8      | 37           | 64,30    | 8,0             | U0/1    | terra     | ingresso | Diretta        | 30                          | 109,9                                | 2729,8                |
| SC1/5       | 26           | 46,79    | 6,8             | U0P/20  | terra     | palestra | Diretta        | 30                          | 93,5                                 | 3208,6                |
| SC1/6       | 31           | 66,04    | 8,1             | U0P/19  | terra     | palestra | Diretta        | 30                          | 94,2                                 | 3184,7                |
| SC1/7       | 33           | 83,96    | 9,2             | U1/2    | primo     | A        | Diretta        | 30                          | 96,2                                 | 3118,5                |
| SC1/2       | 30           | 30,40    | 5,5             | U1/4    | primo     | A        | Diretta        | 30                          | 125,3                                | 2394,3                |
| SC1/3       | 42           | 347,27   | 18,6            | U1/5    | primo     | B        | Diretta        | 30                          | 102,2                                | 2935,4                |
| SC1/4       | 47           | 44,54    | 6,7             | U1/7    | primo     | B        | Diretta        | 30                          | 107,2                                | 2798,5                |
| SC2/11      | 54           | 515,30   | 22,7            | U1/6    | primo     | B        | Diretta        | 30                          | 126,7                                | 2367,8                |
| SC2/12      | 50           | 207,34   | 14,4            | U2/10   | secondo   | B        | Diretta        | 30                          | 95,8                                 | 3131,5                |
| SC2/13      | 49           | 438,28   | 20,9            | U2/11   | secondo   | B        | Diretta        | 30                          | 102,7                                | 2921,1                |
| SC2/14      | 43           | 187,36   | 13,7            | U2/12   | secondo   | A        | Diretta        | 30                          | 118,1                                | 2540,2                |
| SC0/18      | 47           | 42,18    | 6,5             | U2/13   | secondo   | A        | Diretta        | 30                          | 97,5                                 | 3076,9                |
| SC0/1       | 35           | 103,04   | 10,2            | U2/14   | secondo   | A        | Diretta        | 30                          | 99,2                                 | 3024,2                |
| SC0P/16     | 50           | 26,91    | 5,2             | U2/16   | secondo   | A        | Diretta        | 30                          | 106,2                                | 2824,9                |
| SC0P/17     | 50           | 3,91     | 2,0             | U3/15   | terzo     | A        | Diretta        | 30                          | 120,7                                | 2485,5                |
|             |              |          |                 | U3/3    | terzo     | A        | Diretta        | 30                          | 111,7                                | 2685,8                |

Figura 3.6 Sintesi delle prove sclerometri che ed ultrasoniche eseguite sul calcestruzzo

Le prove ultrasoniche forniscono invece un valore di resistenza cubica media di 17.7 MPa corrispondente a una resistenza cilindrica media di 14.7 MPa, tale valore di resistenza risulta inferiore rispetto alla resistenza media rilevata dalle prove di schiacciamento delle carote, pertanto si considera, a vantaggio di sicurezza, come resistenza media del calcestruzzo la media tra i risultati delle carote e delle prove ultrasoniche ricavando  $f_{cm}=17.4$  MPa. A tale proposito si sottolinea che attualmente sclerometro e prove soniche sono utilizzate in combinazione per ottenere la prova SONREB, che nel 2003 non era ancora molto diffusa; tuttavia i dati disponibili non possono essere rielaborati in termini di prova SONREB perché le due prove (sclerometro e ultrasuoni) non sono state realizzate negli stessi punti.

Tale valore viene infine trasformato in resistenza media cubica dividendolo per 0.83 ed ottenendo  $R_{cm}=20.9$  MPa.

| Campione | Dimensione Carota |     |    | $f_{car}$ [MPa] | metodi  | $f_{cis,i}$ [MPa] | $f_{c,m}$ [MPa] | $R_{c,m}$ [MPa] | $R_{c,m}$ [MPa] |
|----------|-------------------|-----|----|-----------------|---------|-------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| C1A/1P   | d                 | 94  | mm | 21.20           | Masi    | 19.25             | 20.11           | 24.23           |                 |
|          | l                 | 100 | mm |                 | NTC2008 | 20.97             |                 |                 |                 |
| C2B/2P   | d                 | 94  | mm | 21.30           | Masi    | 23.96             | 24.78           | 29.86           |                 |
|          | l                 | 200 | mm |                 | NTC2008 | 25.60             |                 |                 |                 |
| C2A/3P   | d                 | 94  | mm | 20.50           | Masi    | 18.62             | 19.45           | 23.43           |                 |
|          | l                 | 100 | mm |                 | NTC2008 | 20.28             |                 |                 |                 |
| C3A/4P   | d                 | 94  | mm | 16.30           | Masi    | 16.15             | 16.14           | 19.44           |                 |
|          | l                 | 100 | mm |                 | NTC2008 | 16.12             |                 |                 |                 |
| CE1/PB1  | d                 | 45  | mm | 15.40           | Masi    | 19.59             | 18.85           | 22.71           | 24.16           |
|          | l                 | 90  | mm |                 | NTC2008 | 18.12             |                 |                 |                 |
| CE1/PB2  | d                 | 45  | mm | 18.50           | Masi    | 18.83             | 18.45           | 22.22           |                 |
|          | l                 | 45  | mm |                 | NTC2008 | 18.06             |                 |                 |                 |
| CE1/PD1  | d                 | 45  | mm | 18.50           | Masi    | 23.53             | 22.65           | 27.29           |                 |
|          | l                 | 90  | mm |                 | NTC2008 | 21.76             |                 |                 |                 |
| CE1/PC1  | d                 | 45  | mm | 15.40           | Masi    | 19.59             | 18.85           | 22.71           |                 |
|          | l                 | 90  | mm |                 | NTC2008 | 18.12             |                 |                 |                 |
| CE1/PD2  | d                 | 45  | mm | 17.30           | Masi    | 22.01             | 21.18           | 25.52           |                 |
|          | l                 | 90  | mm |                 | NTC2008 | 20.35             |                 |                 |                 |

**Tabella 3.3 Resistenza cubica media elaborata**

Per le barre di armatura si fa riferimento a quanto riportato in **Figura 3.5** dove sono presenti i risultati sintetici delle prove di trazione eseguite sulle barre estratte, da cui si ricava un valore medio di resistenza a snervamento  $f_{ym}=341.4$  MPa e il valore medio di resistenza a rottura pari a  $f_{tm}=494.4$  MPa. La Engeneering s.r.l. assume pertanto che l'acciaio testato sia assimilabile a un FeB32K, ma tale tipologia di acciaio viene definito per la prima volta nel D.M. del 30/05/1972 quindi successivo alla data di progettazione dell'opera in oggetto. Facendo riferimento a quanto riportato nel lavoro di Verderame et al. 2011 "*Le caratteristiche meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in c.a. realizzate dal 1950 al 1980*", si può rilevare che nel periodo 1960-1970 gli acciai più comunemente impiegati sono stati gli AQ42, AQ50 e AQ60. Nella **Tabella 3.4** si riportano i risultati di alcune prove eseguite su tali tipologie di acciaio:

|          | AQ42<br>(MPa) | AQ50<br>(MPa) | AQ60<br>(MPa) |
|----------|---------------|---------------|---------------|
| N° prove | 3520          | 3278          | 949           |
| Media    | 322.3         | 370.9         | 435.4         |

**Tabella 3.4 Resistenza media dei tipici acciai utilizzati nel periodo 1950-1972**

Come si può verificare, il valore di resistenza media a snervamento dell'acciaio ricavato dalle prove eseguite sulle barre di armatura della scuola Mazzetti ( $f_{ym}=341.3$  MPa), è molto prossimo al valore medio riportato in **Tabella 3.4** riferito all'acciaio AQ42 ( $f_{ym}=322.3$  MPa). Per la scuola Mazzetti è pertanto molto probabile che come acciaio in barre sia stata utilizzata la tipologia **AQ42**, e quindi si assume una tensione di snervamento media di **322 MPa**.

### 3.3 Verifiche secondo le NTC 2008

#### 3.3.1 Livello di conoscenza e fattore di confidenza

Per stimare il livello di conoscenza e quindi il Fattore di Confidenza FC da adottare nella verifiche degli elementi, si fa riferimento a quanto riportato nel paragrafo C8.1.B della Circolare n. 617 del 2009.

Si ricorda che come indicato nel paragrafo C8.7.2.1, si distinguono i tre livelli di conoscenza seguenti:

- LC1: Conoscenza Limitata;
- LC2: Conoscenza Adeguata;
- LC3: Conoscenza Accurata.

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono:

- geometria, ossia le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali,
- dettagli strutturali, ossia la quantità e disposizione delle armature, compreso il passo delle staffe e la loro chiusura, per il c.a., i collegamenti per l'acciaio, i collegamenti tra elementi strutturali diversi, la consistenza degli elementi non strutturali collaboranti,
- materiali, ossia le proprietà meccaniche dei materiali.

Nella **Tabella 3.5** si riporta per edifici in c.a., uno stralcio della circolare, con i livelli di conoscenza e i relativi fattori di confidenza che si possono assumere nonché i conseguenti metodi di analisi applicabili.

Nella **Tabella 3.6** si riportano, per i dettagli strutturali e per le proprietà meccaniche dei materiali, le indagini minime richieste per raggiungere un determinato livello di conoscenza.

| Livello di Conoscenza | Geometria (carpenterie)                                                                           | Dettagli strutturali                                                                                  | Proprietà dei materiali                                                                                                                   | Metodi di analisi                  | FC   |
|-----------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------|------|
| LC1                   | Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo | Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ                | Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ                                                       | Analisi lineare statica o dinamica | 1.35 |
| LC2                   |                                                                                                   | Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ  | Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure estese prove in-situ | Tutti                              | 1.20 |
| LC3                   |                                                                                                   | Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ | Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ       | Tutti                              | 1.00 |

**Tabella 3.5** Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

|                     | Rilievo (dei dettagli costruttivi)(a)                                                  | Prove (sui materiali) <sup>(b)</sup> (c)                                                            |
|---------------------|----------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------|
|                     | Per ogni tipo di elemento "primario" (trave, pilastro...)                              |                                                                                                     |
| Verifiche limitate  | La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi | 1 provino di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio |
| Verifiche estese    | La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi | 2 provini di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio |
| Verifiche esaustive | La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi | 3 provini di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio |

**Tabella 3.6** Definizione dei livelli di rilievo e prove per edifici in c.a.

Nel caso in esame, non essendo disponibile il progetto originario, come si può vedere dalle indicazioni riportate in **Tabella 3.5**, bisogna adottare il livello di conoscenza LC1. Inoltre da una valutazione semplificata del rischio sismico (anno di costruzione, norme vigenti all'epoca, irregolarità in pianta e in

altezza, numero di piani, geometria degli elementi strutturali), si può affermare che gli edifici presentano una vulnerabilità molto elevata con dettagli costruttivi (travi a spessore larghe rispetto all'appoggio sui pilastri, nodi e travi con poche staffe) che non consentono di sfruttare molto la duttilità degli elementi.

In questa fase si è deciso di adottare per entrambe le costruzioni il livello di conoscenza LC1 senza verificare che siano rispettati i limiti di rilievi e prove riportati in **Tabella 3.6** in quanto si vuole effettuare una verifica di rischio sismico semplificata.

### 3.3.2 Proprietà dei materiali

Secondo quanto riportato nelle NTC 2008 al paragrafo 8.7.2, nelle costruzioni in cemento armato soggette ad azioni sismiche si individuano due tipi di elementi/meccanismi:

- elementi/meccanismi “duttili”: travi e pilastri soggette a flessione semplice o pressoflessione;
- elementi/meccanismi “fragili”: travi e pilastri soggetti a taglio, nodi.

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi “duttili” si impiegano le proprietà dei materiali definite dalle indagini eseguite divise per il fattore di confidenza pari a 1.35. Per la capacità di elementi/meccanismi “fragili”, le resistenze dei materiali sono divise per il fattore di confidenza pari a 1.35 e per i corrispondenti coefficienti parziali di sicurezza pari ad 1.5 per il cls ed 1.15 per l'acciaio.

Nella tabelle seguente si riportano i valori delle caratteristiche di calcolo dei materiali assunti per le verifiche e calcolate a partire dalle resistenze medie determinate dalle prove in-situ così come riportato nel paragrafo precedente:

| <b>N. ADAMO</b>            |                               |                                 |
|----------------------------|-------------------------------|---------------------------------|
| <b>Elemento/Meccanismo</b> | <b>Calcestruzzo [MPa]</b>     | <b>Acciaio [MPa]</b>            |
|                            | $f_{cm}=13.9$                 | $f_{ym}=430.0$                  |
| Duttile                    | $f_{cd}=0.85f_{cm}/FC=8.8$    | $f_{yd}=f_{ym}/FC=318.5$        |
| Fragile                    | $f_{cd}=f_{cm}/FC/\gamma=6.9$ | $f_{yd}=f_{ym}/FC/\gamma=277.0$ |
| <b>MAZZETTI</b>            |                               |                                 |
| <b>Elemento/Meccanismo</b> | <b>Calcestruzzo [MPa]</b>     | <b>Acciaio [MPa]</b>            |
|                            | $f_{cm}=17.4$                 | $f_{ym}=322.3$                  |
| Duttile                    | $f_{cd}=0.85f_{cm}/FC=10.9$   | $f_{yd}=f_{ym}/FC=238.7$        |
| Fragile                    | $f_{cd}=f_{cm}/FC/\gamma=8.6$ | $f_{yd}=f_{ym}/FC/\gamma=207.6$ |

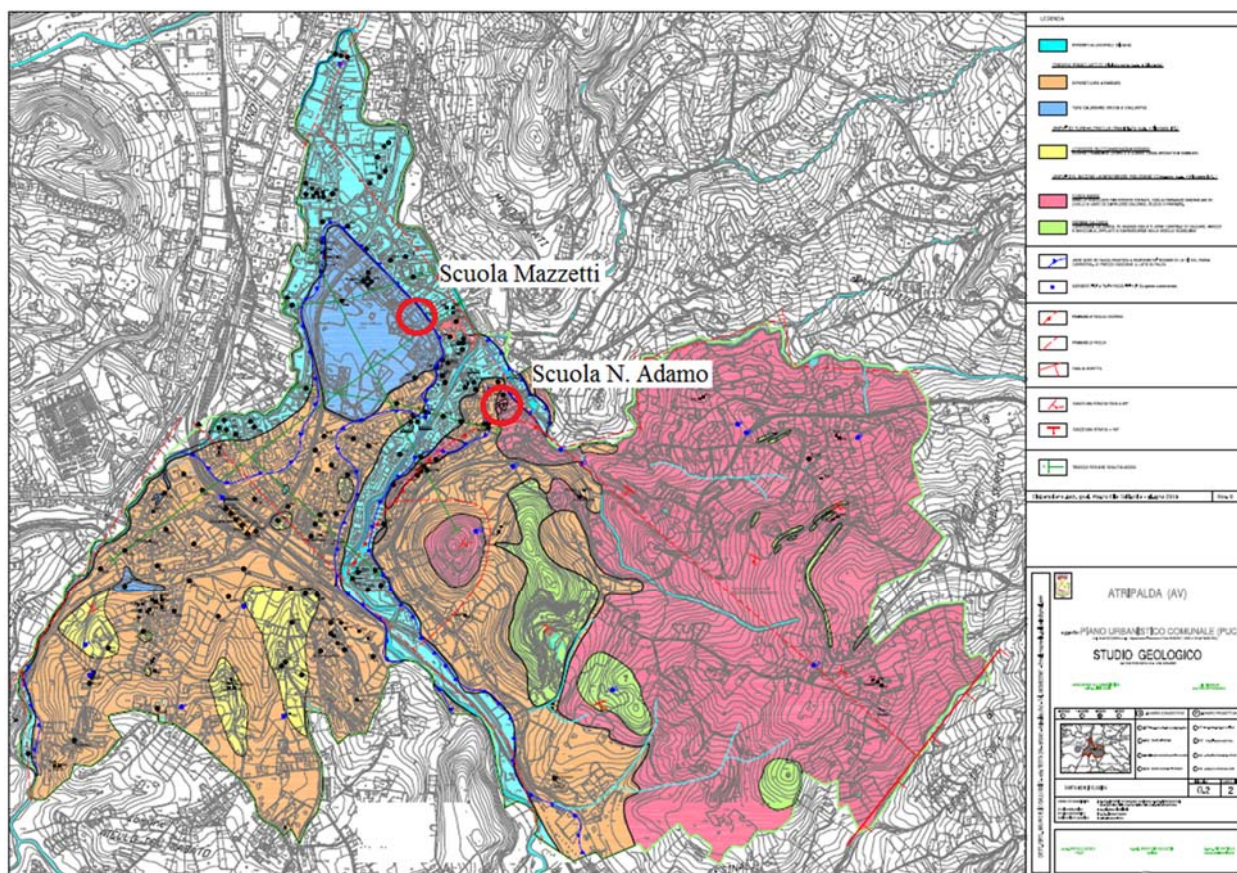
**Tabella 3.7 Proprietà dei materiali**

### 3.3.3 Caratteristiche del sottosuolo

Per la definizione delle caratteristiche del sottosuolo è stato preso in considerazione lo studio geologico del PUC del comune di Atripalda redatto nel 2016 e fornito dal committente. In particolare si è fatto riferimento ai seguenti elaborati:

- carta geolitologica;
- carta indicazione indagini geognostiche;
- Allegato A: Stratigrafie, certificati prove laboratorio geotecnico, prospezioni sismiche (indagini geognostiche relative al PUC);
- Allegato B: Stratigrafie, profili penetrometrici, certificati prove laboratorio geotecnico, prospezioni sismiche (relative a precedenti indagini geognostiche).

Dalla carta geolitologica (**Figura 3.7**) si ricava che nella zona di ubicazione della scuola N. Adamo sono presenti argille scagliose fortemente piegate, con alternanze irregolari di livelli o lenti di complessi calcarei, silicei e marnosi. La scuola Mazzetti ricade in una zona dove vi sono affioramenti di tufo colonnare grigio o giallastro.



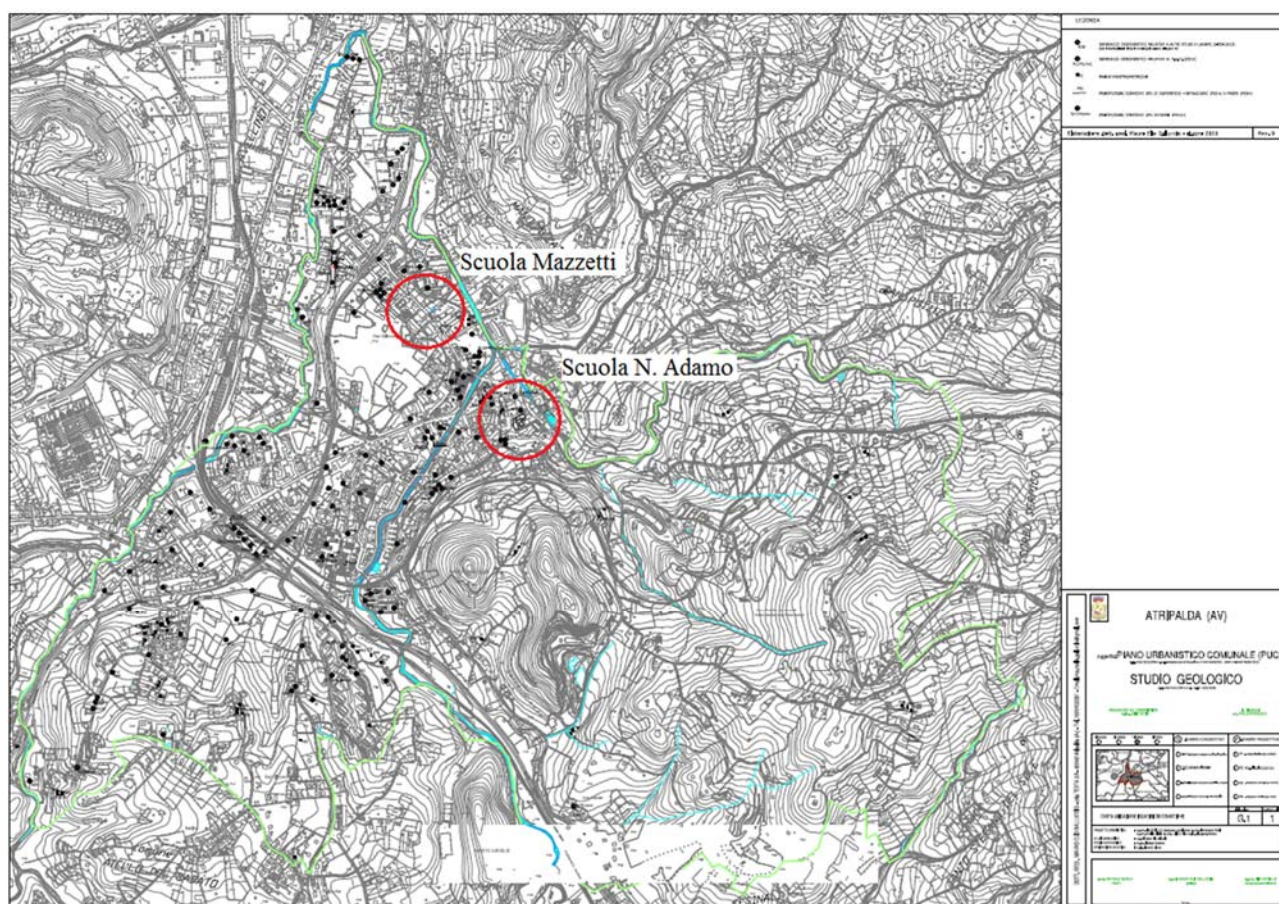
**Figura 3.7** Carta geolitologica con indicazione dei plessi scolastici N. Adamo e Mazzetti

Dalla carta delle indicazioni delle indagini geognostiche (**Figura 3.8**) sono invece stati individuati i sondaggi e le prove eseguite nella zona di ubicazione degli edifici.

In **Figura 3.9** viene rappresentato uno stralcio della carta sopra riportata con particolare riferimento alle indagini eseguite nelle adiacenze delle costruzioni in oggetto.

La valutazione di tali documenti ha quindi consentito di assumere una categoria di sottosuolo C per entrambi i plessi scolastici. Per le proprietà meccaniche del terreno per il calcolo del carico limite, sono stati assunti in via cautelativa i seguenti valori, che rappresentano gli usuali valori per i terreni costituenti la categoria di sottosuolo C:

- peso per unità di volume  $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito  $\phi = 30^\circ$
- coesione efficace  $c' = 5 \text{ kPa}$



**Figura 3.8** Carta indicazione indagini diagnostiche con indicazione dei plessi scolastici

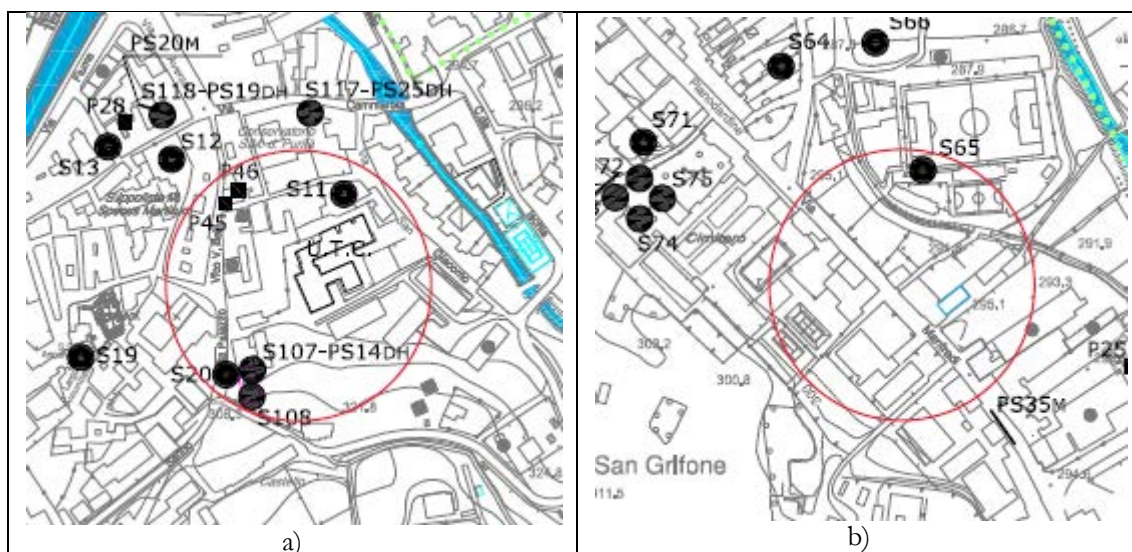


Figura 3.9 Indagini eseguite in adiacenza all'edificio: a) N. Adamo; b) Mazzetti

### 3.3.4 Analisi dei carichi gravitazionali

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni della NTC 2008. Il carico gravitazionale dei solai viene valutato per ogni impalcato per unità di superficie.

Per il solaio di copertura il carico prodotto dalla neve è stato valutato secondo quanto prescritto al paragrafo §3.4 delle NTC 2008.

Nella seguente tabella si riportano sinteticamente i valori dei carichi calcolati:

| Impalcato     | $G_{1k}$<br>$kN/m^2$ | $G_{2k}$<br>$kN/m^2$ | $Q_k$<br>$kN/m^2$ | $Q_{k,neve}$<br>$kN/m^2$ |
|---------------|----------------------|----------------------|-------------------|--------------------------|
| Piano terra   | 2.50                 | 2.00                 | 3.00              | -                        |
| Piano primo   | 2.50                 | 2.00                 | 3.00              | -                        |
| Piano secondo | 2.50                 | 2.00                 | 3.00              | -                        |
| Copertura     | 2.50                 | 0.30                 | 0.50              | 0.56                     |

Tabella 3.8 Carichi gravitazionali per unità di superficie

### 3.3.5 Valutazione dell'azione sismica

L'azione sismica è stata valutata in conformità con le indicazioni riportate al capitolo 3.2 delle NTC 2008. Si è assunta una vita nominale pari a 50 anni ed una classe d'uso III, cui è associato il coefficiente d'uso  $C_u=1.5$  (essendo una costruzione con funzioni pubbliche e sociali). Il valore del periodo di riferimento per l'azione sismica è quindi  $V_R=75$  anni. Per la verifica allo stato limite ultimo si farà

referimento allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV). Per la verifica di integrità degli elementi secondari si farà riferimento allo Stato Limite di Danno (SLD).

In **Tabella 3.9** si riportano i valori riferiti all'azione sismica di verifica calcolati per i diversi stati limite:

| Classe d'uso | Stato limite | $V_R$<br>anni | $P_{V_R}$<br>— | $T_R$<br>anni |
|--------------|--------------|---------------|----------------|---------------|
| III          | SLD          | 75            | 63%            | 75            |
|              | SLV          | 75            | 10%            | 712           |

**Tabella 3.9 Periodo di ritorno azione sismica di verifica**

In funzione delle coordinate geografiche del sito in cui si trova l'edificio sono quindi state determinati i parametri sismici per sottosuolo rigido orizzontale da utilizzare per la determinazione delle azioni sismiche, ricavati dalla Tabella 1 dell'allegato B alle NTC 2008 (**Tabella 3.10**).

| Classe d'uso | Stato limite | $a_g$<br>g | $F_0$<br>— | $T_c^*$<br>s |
|--------------|--------------|------------|------------|--------------|
| III          | SLD          | 0.088      | 2.328      | 0.325        |
|              | SLV          | 0.236      | 2.395      | 0.376        |

**Tabella 3.10 Parametri sismici per sottosuolo rigido orizzontale**

In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il suolo di fondazione di categoria C. Si è inoltre assunto il coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_T$  pari a 1 (Superficie piana, pendii e rilievi con inclinazione media  $i < 15^\circ$ ), anche se, per le caratteristiche del sottosuolo, qualora si dovesse procedere ad un progetto di adeguamento/miglioramento, sono necessarie ulteriori indagini. Sono stati quindi ricavati i valori di tutti gli altri parametri necessari a definire lo spettro elastico per i diversi stati limite secondo quanto indicato dalla normativa. I risultati sono riportati sinteticamente in **Tabella 3.11**.

| Classe d'uso | Stato limite | $S_S$<br>[—] | $C_C$<br>[—] | $S_T$<br>[—] | $S$<br>[—] | $T_B$<br>[s] | $T_C$<br>[s] | $T_D$<br>[s] |
|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|------------|--------------|--------------|--------------|
| III          | SLD          | 1.50         | 1.521        | 1.00         | 1.50       | 0.165        | 0.495        | 1.953        |
|              | SLV          | 1.36         | 1.450        | 1.00         | 1.36       | 0.182        | 0.545        | 2.543        |

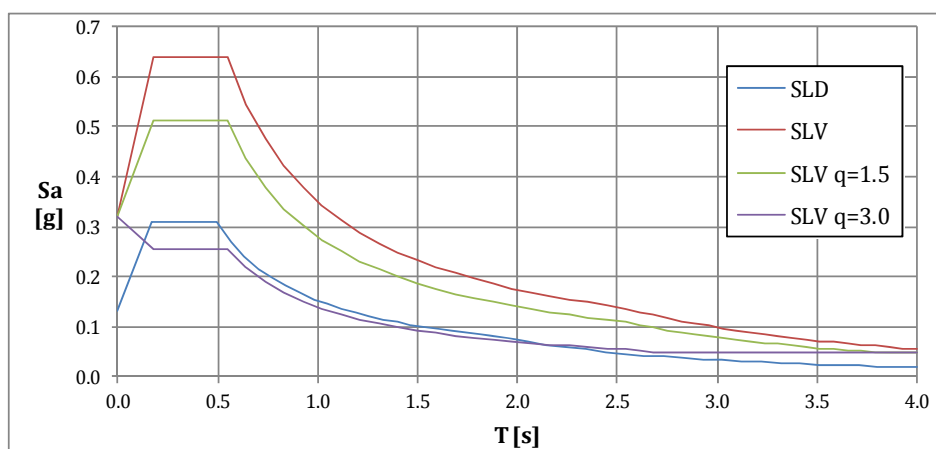
**Tabella 3.11 Parametri spettro sismico elastico**

Nella definizione degli spettri elastici è stato considerato uno smorzamento viscoso convenzionale  $\xi = 5\%$ , per cui si ottiene  $\eta = 1$ . Le relazioni per il calcolo dello spettro di risposta di progetto sono analoghe a quelle utilizzate nel caso di spettro elastico, sostituendo al posto del coefficiente  $\eta$  il coefficiente  $1/q$ , dove con  $q$  è indicato il fattore di struttura.

Nel rispetto delle indicazioni della Circolare 617/09 in merito ai metodi di analisi di edifici esistenti in c.a., è stato applicato un calcolo lineare (il solo consentito con livello di conoscenza LC1) con fattore di struttura  $q$ ; i valori di  $q$  considerati sono due:

- $q = 3.0$  per la verifica degli elementi/meccanismi duttili;
- $q = 1.5$  per la verifica degli elementi/meccanismi fragili.

La scelta del fattore di struttura  $q=3.0$  per i meccanismi duttili è stata assunta come prima ipotesi da verificare e discutere successivamente. Gli spettri di risposta utilizzati sono riportati in **Figura 3.10**.



**Figura 3.10 Spettri di risposta elastici e di progetto**

### 3.3.6 Combinazioni di carico

Ai fini delle verifiche agli stati limite, in accordo a quanto indicato nelle NTC 2008, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_{1k} + \gamma_{G2} \cdot G_{2k} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} \dots$$

- Combinazione rara (SLE):

$$G_{1k} + G_{2k} + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} \dots$$

- Combinazione frequente (SLE):

$$G_{1k} + G_{2k} + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots$$

- Combinazione quasi permanente (SLE):

$$G_{1k} + G_{2k} + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots$$

- Combinazione sismica (SLO, SLD, SLV):

$$E + G_{1k} + G_{2k} + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots$$

dove:

$G_{1k}$  sono i carichi permanenti strutturali;  
 $G_{2k}$  sono i carichi permanenti non strutturali;  
 $Q_{ki}$  sono i carichi variabili (sovraccarico accidentale, azione della neve);  
 $E$  sono le azioni sismiche;  
 $\gamma_i$  sono i coefficienti parziali amplificativi delle azioni;  
 $\psi_i$  sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili.

Per i coefficienti parziali amplificativi delle azioni, si assumono i seguenti valori (da Tabella 2.6.1 delle NTC 2008):

| Coefficiente parziale | Carico sfavorevole | Carico favorevole |
|-----------------------|--------------------|-------------------|
| $\gamma_{G1}$         | 1.3                | 1.0               |
| $\gamma_{G2}$         | 1.3                | 0.0               |
| $\gamma_{Qki}$        | 1.5                | 0.0               |

**Tabella 3.12 Coefficienti parziali amplificativi delle azioni**

Per quanto riguarda i coefficienti di combinazione delle azioni variabili, i valori da considerare sono indicati di seguito (da Tabella 2.5.1 delle NTC 2008):

| Tipo di carico “j”         | $\psi_{0j}$ | $\psi_{1j}$ | $\psi_{2j}$ |
|----------------------------|-------------|-------------|-------------|
| Cat. C – Scuole/scale      | 0.7         | 0.7         | 0.6         |
| Cat. H - Coperture         | 0.0         | 0.0         | 0.0         |
| Neve (quota $\leq 1000$ m) | 0.5         | 0.2         | 0.0         |

**Tabella 3.13 Coefficienti di combinazione delle azioni variabili**

### 3.3.7 Metodo di analisi

Per il livello di conoscenza raggiunto (LC1), la circolare 617/09 consente di calcolare le azioni sismiche con analisi lineare statica o dinamica. In questa procedura preliminare semplificata si è fatto riferimento all’analisi statica lineare così come definito al §7.3.3.2 delle NTC 2008.

## 3.4 Verifiche semplificate per azioni sismiche

Per avere un’interpretazione più chiara ed una visione globale della risposta sismica della struttura che possa anche indirizzare la scelta di eventuali interventi, sono state svolte alcune valutazioni semplificate sia quantitative che qualitative. È stata effettuata una valutazione delle sollecitazioni dovute alle azioni sismiche orizzontali calcolando le forze sismiche statiche equivalenti allo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

In accordo alle NTC 2008, per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia approssimativamente uniformemente distribuita lungo l'altezza,  $T_1$  può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$$

dove  $H$  è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione e  $C_1$  vale 0.075 per costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato. L'entità delle forze si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo  $T_1$  e la loro distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato.

Per la scuola N. Adamo non essendo nota la profondità del piano di fondazione, l'altezza dell'edificio viene computata dal calpestio del seminterrato risultando un'altezza  $H=10.5$  m.

Per la scuola Mazzetti, essendo presenti le pareti armate nel piano interrato, si assume che tale piano sia rigido, pertanto l'altezza dell'edificio viene computato da quota 0.00m con un'altezza di  $H=11.5$  m.

Ne risulta pertanto:

$$\text{Adamo: } T_1 = 0.075 \cdot 12.5^{3/4} = 0.499s$$

$$\text{Mazzetti: } T_1 = 0.075 \cdot 11.5^{3/4} = 0.468s$$

Noto il periodo fondamentale è stata determinata l'accelerazione di progetto intercettando l'ordinata dello spettro di progetto (riportato al §3.3.5 in **Figura 3.10**) all'ascissa  $T_1$ . Essendo i due periodi molto prossimi, questi rientrano nel tratto ad accelerazione costante dello spettro ( $T_B < T_1 < T_C$ ), pertanto presentano stessa ordinata spettrale.

| Fattore di struttura | $S_d(T_1)$ |
|----------------------|------------|
| $q = 3.00$           | 0.256 g    |
| $q = 1.50$           | 0.512 g    |

**Tabella 3.14 Accelerazione di progetto per le verifiche duttili e fragili allo SLV**

La **forza sismica totale** alla base (quota 0.00m) della costruzione nel caso di analisi statica si calcola con la seguente espressione:

$$F_h = Sd(T_1) \cdot W \cdot \lambda$$

dove:

- $Sd(T_1)$ : accelerazione di progetto al periodo  $T_1$ ;
- $\lambda$ : coefficiente riduttivo posto pari a 0.85 poiché la struttura ha più di 3 orizzontamenti;
- $W$ : peso totale sismico della struttura calcolato moltiplicando la massa della struttura per l'accelerazione di gravità (pari a 18'922 kN per la N. Adamo e 20'591 kN per la Mazzetti).

Di seguito sono riportati i valori di  $F_h$  per i fattori di struttura 1.50 e 3.00:

|                                                      | N. Adamo   | Mazzetti   |
|------------------------------------------------------|------------|------------|
| Fattore di struttura                                 | $F_h$ [kN] | $F_h$ [kN] |
| <b><math>q = 3.00</math> (verifiche a flessione)</b> | 4120       | 4484       |
| <b><math>q = 1.50</math> (verifiche a taglio)</b>    | 8240       | 8967       |

Tabella 3.15 Forza sismica di progetto per verifiche duttili e fragili

### 3.4.1 Verifica a taglio

Noto il tagliante alla base dei pilastri del piano terra, si è introdotta una ipotesi estremamente semplificata assumendo che tale azione sia uniformemente distribuita a tutti i pilastri del piano interrato per la Adamo e del piano terra per la Mazzetti:

$$V_{Ed,P} = \frac{F_h}{n_p}$$

Si tratta ovviamente di una ipotesi approssimata per ottenere un valore delle sollecitazioni nei pilastri basato solo sul numero degli elementi verticali resistenti. Il taglio resistente è stato calcolato secondo le indicazioni delle NTC2008 considerando per la sezione di dimensioni 30 cm x 40 cm per entrambi gli edifici, la presenza di armatura a taglio (rappresentata da staffe di diametro 8 mm con un passo di 15 cm per entrambi gli edifici, così come riportato nelle planimetrie tematiche del monitoraggio condotto dalla ENGINEERING s.r.l. nel 2003) e valutando anche la resistenza con la formula degli elementi non armati a taglio.

|                 | q   | F <sub>h</sub> | n <sub>p</sub> | V <sub>Ed,p</sub> | V <sub>Rd,p</sub> [kN] |     |              |    |                 |     |
|-----------------|-----|----------------|----------------|-------------------|------------------------|-----|--------------|----|-----------------|-----|
|                 |     |                |                |                   | Con staffe             |     | Senza staffe |    | Effettivo (MAX) |     |
|                 |     |                |                |                   | x                      | y   | x            | y  | x               | y   |
| <b>Adamo</b>    | 1.5 | 8240           | 66             | 125               | 150                    | 113 | 59           | 66 | 150             | 113 |
| <b>Mazzetti</b> |     | 8967           | 42             | 214               | 85                     | 116 | 75           | 68 | 85              | 116 |

**Tabella 3.16 Verifica semplificata a taglio colonne**

Ne consegue che, per azioni orizzontali, la resistenza dei pilastri a taglio per la N. Adamo risulta sufficiente in direzione x ma non in direzione y, anche ponendosi nella ottimistica ipotesi di ripartizione uniforme delle azioni su tutti i pilastri. Inoltre bisogna tener presente che si è considerata la sezione 30 cm x 40 cm che è la più grande presente nel seminterrato, ma vi sono anche pilastri con sezioni 35 cm x 35 cm e altre 30 cm x 30 cm, pertanto la distribuzione degli sforzi di taglio risulterà certamente differente dalla distribuzione uniforme ipotizzata.

Con riferimento invece alla scuola Mazzetti, per azioni orizzontali, la resistenza dei pilastri a taglio risulta ampiamente insufficiente in entrambe le direzioni (con coefficienti circa pari a 0.39 in direzione x e 0.54 in direzione y), anche ponendosi nella ottimistica ipotesi di ripartizione uniforme delle azioni su tutti i pilastri.

Tale verifica semplificata per l'edificio scolastico della Mazzetti è sicuramente più significativa in direzione longitudinale x, poiché dalla configurazione dei 3 telai si può presumere che in presenza di

impalcato rigido effettivamente l'azione sismica si possa ripartire in maniera abbastanza uniforme su tutti i pilastri (c'è comunque l'irregolarità introdotta dal vano scala). Per la direzione  $y$  invece la situazione è molto diversa poiché ci sono molti pilastri non collegati da travi che certamente presentano una rigidità traslazionale minore di quelli collegati in testa da travi. Inoltre la presenza del vano scala è sicuramente più importante poiché la sua configurazione con pilastri tozzi e travi a ginocchio determina la presenza di 2 telai molto più rigidi degli altri. Quindi in direzione  $y$  si può presumere che ci saranno pilastri con coefficienti di sicurezza molto più bassi ed altri che saranno sollecitati poco.

### 3.4.2 Verifica a flessione

La verifica a flessione, come la verifica a taglio, è stata effettuata sui pilastri del piano seminterrato per la scuola Adamo e sui pilastri del piano terra per la Mazzetti. Per entrambe si è considerata un'armatura di 6 $\phi$ 14, così come riportato nei documenti del 2003, calcolando il momento resistente massimo, funzione dello sforzo assiale presente nei pilastri per effetto dei carichi verticali in combinazione sismica. Non essendo al momento disponibile tale valore di sforzo assiale, si è deciso di calcolare il momento massimo della sezione presso inflessa, considerando quindi un valore dello sforzo assiale corrispondente al valore di  $v$  (sforzo assiale adimensionalizzato) pari a 0.5.

$$v = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \rightarrow N_{Ed} = b \cdot h \cdot f_{cd} \cdot 0.5$$

Per il calcolo del momento sollecitante, si è fatto riferimento allo schema di telaio shear type, con pilastri deformabili e travi infinitamente rigide, che fornisce una distribuzione dei momenti con valori uguali ai due estremi del pilastro. Tale scelta consente di effettuare la verifica considerando un valore minimo della sollecitazione, poiché se le travi fossero deformabili, i momenti sui pilastri risulterebbero maggiori nella sezione di base. Negli schemi considerati sicuramente le travi in direzione  $x$  non si possono considerare rigide rispetto ai pilastri, e soprattutto in direzione  $y$  non vi sono telai, pertanto il calcolo seguente rappresenta una situazione decisamente migliore di quella reale. Il momento sollecitante sul singolo pilastro è stato calcolato con la seguente formula:

$$M_{Ed,p} = V_{Ed,p} \cdot \frac{h}{2}$$

essendo  $h$  l'altezza dei pilastri del piano seminterrato per la Adamo e del piano terra per la Mazzetti.

|                 | q   | F <sub>h</sub> | n <sub>p</sub> | V <sub>Ed,p</sub> | h    | M <sub>Ed,p</sub> | M <sub>Rd,p</sub> |    |
|-----------------|-----|----------------|----------------|-------------------|------|-------------------|-------------------|----|
|                 |     |                |                |                   |      |                   | [kNm]             |    |
|                 | [-] | [kN]           | [-]            | [kN]              | [m]  | [kNm]             | x                 | y  |
| <b>Adamo</b>    | 3   | 3723           | 66             | 62                | 2.7  | 84.3              | 85                | 74 |
| <b>Mazzetti</b> |     | 4484           | 42             | 107               | 3.15 | 168.1             | 74                | 89 |

**Tabella 3.17 Verifica semplificata a flessione colonne**

Ne consegue che per l'edificio del plesso Adamo, la resistenza dei pilastri a momento flettente a quota - 2.7 m risulta di poco sufficiente in direzione  $x$  e insufficiente in direzione  $y$ , nell'ipotesi ottimistica di distribuzione uniforme dei tagli e telai con traverso rigido; valgono inoltre le stesse considerazioni fatte per il taglio e cioè che le sezioni valutate sono quelle aventi dimensione maggiore e per questo edificio

l'ipotesi di distribuzione uniforme delle sollecitazioni non risulta molto veritiera. Inoltre si è considerato il momento resistente massimo, ricavato in corrispondenza di  $v = 0.5$ , pertanto il momento resistente effettivo risulterà certamente inferiore. Pertanto ci si deve aspettare di trovare coefficienti di sicurezza più bassi che porteranno probabilmente a far risultare le verifiche non soddisfatte.

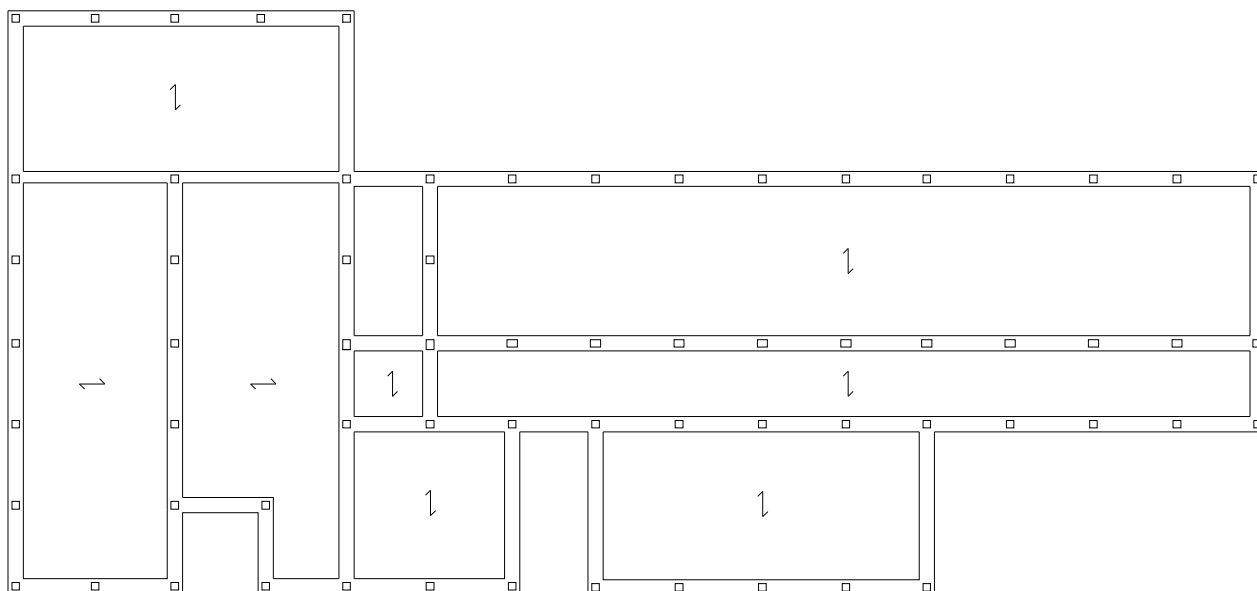
Per l'edificio del plesso Mazzetti, la resistenza dei pilastri a momento flettente a quota 0.00 m risulta ampiamente insufficiente (con coefficienti di sicurezza pari 0.44 in direzione x e 0.53 in direzione y), anche nell'ipotesi ottimistica di distribuzione uniforme dei tagli e telai con traverso rigido; pertanto ci si deve aspettare di trovare coefficienti di sicurezza molto più bassi.

### 3.5 Osservazioni sulle verifiche sismiche

I risultati ottenuti permettono di effettuare osservazioni sulla risposta sismica dell'edificio secondo due prospettive: (a) comportamento globale; (b) comportamento locale.

#### Adamo

Il comportamento globale appare estremamente irregolare soprattutto per l'organizzazione strutturale caratterizzata da una forte differenza tra la direzione longitudinale  $x$  e la direzione trasversale  $y$ ; infatti in direzione  $x$  ci sono 4 telai principali, mentre in direzione  $y$  ce ne sono 5 tra cui quelli del vano scala, caratterizzati da una rigidità elevata per la presenza delle travi a ginocchio e dei conseguenti pilastri tozzi. Oltre a questi vi sono ulteriori telai perimetrali che non sono continui nella direzione considerata. Inoltre la struttura presenta riduzioni della sagoma in altezza che comporta un'ulteriore irregolarità. Sempre da un punto di vista globale, la modesta rigidità della struttura resistente (travi a spessore, pilastri non collegati in una direzione), fa ragionevolmente pensare ad una non trascurabile influenza delle tamponature sul comportamento strutturale e quindi ad un'ulteriore contributo alla irregolarità della risposta strutturale sotto azioni sismiche. Infine si sottolinea che le fondazioni di tale edificio risultano essere travi a T rovescia ma sono presenti solo nella direzione  $x$ , pertanto non collegano i pilastri in direzione  $y$ .



**Figura 3.11 Carpenteria piano seminterrato**

In conclusioni per questo edificio si possono assumere le stesse conclusioni già assunte per la scuola Masi, escludendo criticità per carichi verticali e considerando lo stesso fattore di rischio per azioni sismiche.

## Mazzetti

Il comportamento globale, analogamente a quanto osservato per la scuola Masi e Adamo, appare estremamente irregolare soprattutto per l'organizzazione strutturale caratterizzata da una forte differenza tra la direzione longitudinale  $x$  e la direzione trasversale  $y$ ; infatti in direzione  $x$  ci sono solo 3 telai su cui l'azione sismica si ripartisce in modo abbastanza uniforme, mentre in direzione  $y$  ci sono i telai del vano scala, caratterizzati da una rigidezza elevata per la presenza delle travi a ginocchio e dei conseguenti pilastri tozzi. Sempre da un punto di vista globale, la modesta rigidezza della struttura resistente (travi a spessore, pilastri non collegati in una direzione), fa ragionevolmente pensare ad una non trascurabile influenza delle tamponature sul comportamento strutturale e quindi ad un'ulteriore contributo alla irregolarità della risposta strutturale sotto azioni sismiche. Infine, sempre da un punto di vista globale si deve rilevare che i telai longitudinali sono caratterizzati da travi a spessore di larghezza di 140 cm che appoggiano sui pilastri secondo il lato di larghezza 40 cm configurando una situazione di trasferimento delle sollecitazioni trave-pilastro evidentemente inefficiente. Infatti le larghezze delle travi a spessore  $b_t$ , riportate nella **Tabella 3.18** non rispondono alle prescrizioni delle attuali limitazioni imposte dalla normativa per le travi a spessore  $b_{lim}$  (§7.6.4.1.1 delle NTC2008): *“La larghezza  $b$  della trave deve essere  $\geq 20$  cm e, per le travi basse comunemente denominate “a spessore”, deve essere non maggiore della larghezza del pilastro, aumentata da ogni lato di metà dell'altezza della sezione trasversale della trave stessa, risultando comunque non maggiore di due volte  $bc$ , essendo  $bc$  la larghezza del pilastro ortogonale all'asse della trave.”*

| SEZIONE | PIANO   | TRAVATA | $b$<br>[cm] | $h$<br>[cm] | $B_{pil}$<br>[cm] | $B_{lim}$<br>[cm] |
|---------|---------|---------|-------------|-------------|-------------------|-------------------|
| 140X25  | Terra   | Interna | 140         | 25          | 40                | 65                |
| 80x25   | Terra   | Esterna | 80          | 25          | 40                | 52.5              |
| 60x25   | Terra   | Interna | 60          | 25          | 30                | 55                |
| 60x25   | Terra   | Esterna | 60          | 25          | 30                | 42.5              |
| 140X25  | Primo   | Interna | 140         | 25          | 35                | 60                |
| 80x25   | Primo   | Esterna | 80          | 25          | 35                | 47.5              |
| 120X25  | Secondo | Interna | 120         | 25          | 30                | 55                |

**Tabella 3.18 Larghezza limite delle travi a spessore**

Sia la duttilità che la resistenza di queste travi a spessore, che sono fondamentali in direzione  $x$ , sono sicuramente ridotte da questa carenza nella zona di collegamento al pilastro.

Per questo edificio si possono assumere le stesse conclusioni già assunte per la scuola Masi, escludendo criticità per carichi verticali e considerando lo stesso fattore di rischio per forze sismiche.

### 3.6 Conclusioni

Da una prima valutazione semplificata, tenuto conto che questi due edifici sono stati progettati senza considerare azioni orizzontali derivanti dal terremoto (all'epoca del progetto e della realizzazione il comune di Atripalda non era collocata in zona sismica), si può concludere che entrambe le scuole Mazzetti e Adamo, presentano un'organizzazione strutturale molto carente in termini di prestazioni sismiche. Inoltre, tenuto conto che, molte ricerche attuali tendono a considerare il cosiddetto “rischio implicito”, cioè che il livello di rischio di edifici progettati con regole analoghe hanno una elevata probabilità di avere lo stesso livello di rischio (Iervolino I., Spillatura A., Bazzurro P., 2017), si possono considerare validi, almeno in una prima valutazione, anche per gli edifici scolastici Adamo e Mazzetti, gli stessi risultati in termini tempo di intervento che sono stati definiti per la scuola Masi.

### Bibliografia

Cosenza E., Manfredi G., Pecce M. (2008). Strutture in cemento armato. Basi della progettazione. HOEPLI.

Kose M. M. (2009). Parameters affecting the fundamental period of RC buildings with infill walls. Engineering Structures 31(1):93-102.

Iervolino I., Spillatura A., Bazzurro P. (2017). Rintc project: assessing the (implicit) seismic risk of code-conforming structures in Italy. 6th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering.

Manfredi G., Masi A., Pinho R., Verderame G., Vona M. (2007). Valutazione degli edifici esistenti in Cemento Armato. IUSS Press.

Negro P, Verzelletti G (1996). Effect of infills on the global behaviour of R/C frames: energy considerations from pseudodynamic tests. Earthquake Engineering and Structural Dynamic 25(8):753-773.

Ricci P., De Risi M.T., Verderame G.M., Manfredi G. (2013). Influence of infill distribution and design typology on seismic performance of low- and mid- rise RC buildings. Bull Earthquake Eng 11(5):1585-1616.

Verderame G.M., Ricci P., Esposito M., Sansiviero F.C. (2011). Le caratteristiche meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in c.a. realizzate dal 1950 al 1980. Atti del XXVI Convegno Nazionale AICAP.

**ACCORDO DI PROGRAMMA (ART. 34 D.LGS. N. 267/2000)  
TRA IL COMUNE DI ATRIPALDA  
E IL DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA  
DELL'UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DEL SANNIO DI BENEVENTO  
FINALIZZATO ALLA VALUTAZIONE DEL RISCHIO SISMICO DI  
EDIFICI SCOLASTICI COMUNALI**



**SCUOLA MATERNA  
N. ADAMO**



**SCUOLA ELEMENTARE  
MAZZETTI**

**SCUOLE  
N. ADAMO  
E MAZZETTI**

**ALLEGATO 1  
RILIEVI  
FOTOGRAFICI**

BENEVENTO. LUGLIO 2017

**CONSULENTI SCIENTIFICI:**

PROF. ING. GIUSEPPE MADDALONI



PROF. ING. MARIA ROSARIA PECCE



## ALLEGATO 1 – Rilievi fotografici eseguiti durante l'ispezione visiva

### SCUOLA N. ADAMO



## PIANTA PIANO SEMINTERRATO - QUOTA -3.00 m



**Figura 1 Rilievo fotografico piano seminterrato**

In tali figure si può notare la peculiarità della sopraelevazione realizzata in tempi più recenti. In particolare, dalla foto 5 alla foto 9 si può verificare che la struttura portante della sopraelevazione non è collegata alla struttura sottostante e che risulta giuntata nei punti in cui la attraversa. I pilastri attraversano i solai della struttura originaria e nel punto di attraversamento è stato posto del polistirolo per sconnettere le due parti dell'edificio.

## PIANTA PIANO TERRA - QUOTA 0.00 m



**Figura 2 Rilievo fotografico piano terra**

Dalla foto 6 della **Figura 2** si può evincere come i telai esterni della parte sopraelevata siano posti in adiacenza alla struttura esistente. Il solaio di calpestio della sopraelevazione sembra essere anch'esso sconnesso dal solaio preesistente sempre grazie all'interposizione di un foglio di polistirolo.

## PIANTA PIANO PRIMO - QUOTA +3.50 m



Figura 3 Rilievo fotografico piano primo

## SCUOLA MAZZETTI

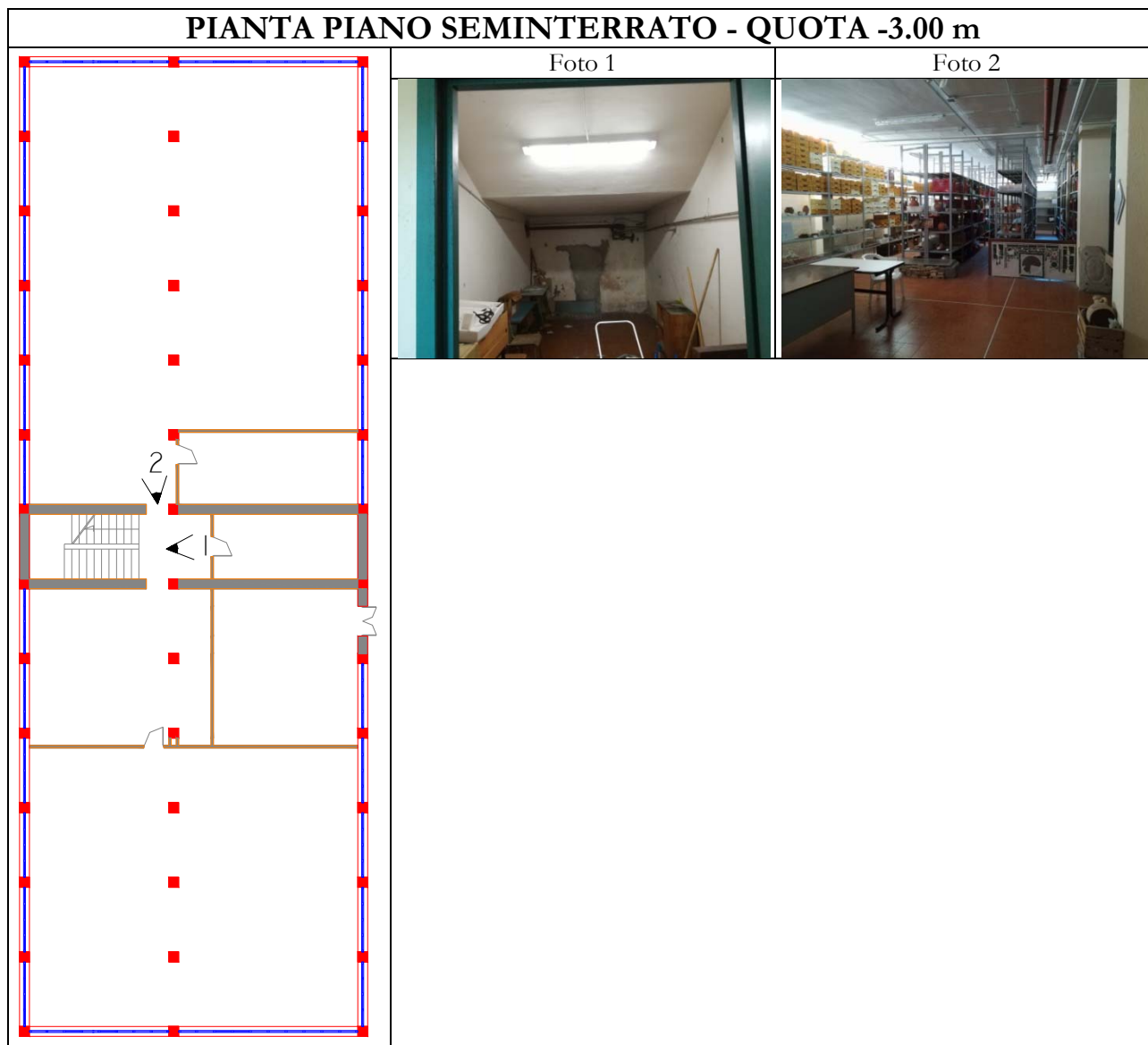


Figura 4 Rilievo fotografico piano seminterrato

## PIANTA PIANO TERRA - QUOTA 0.00 m

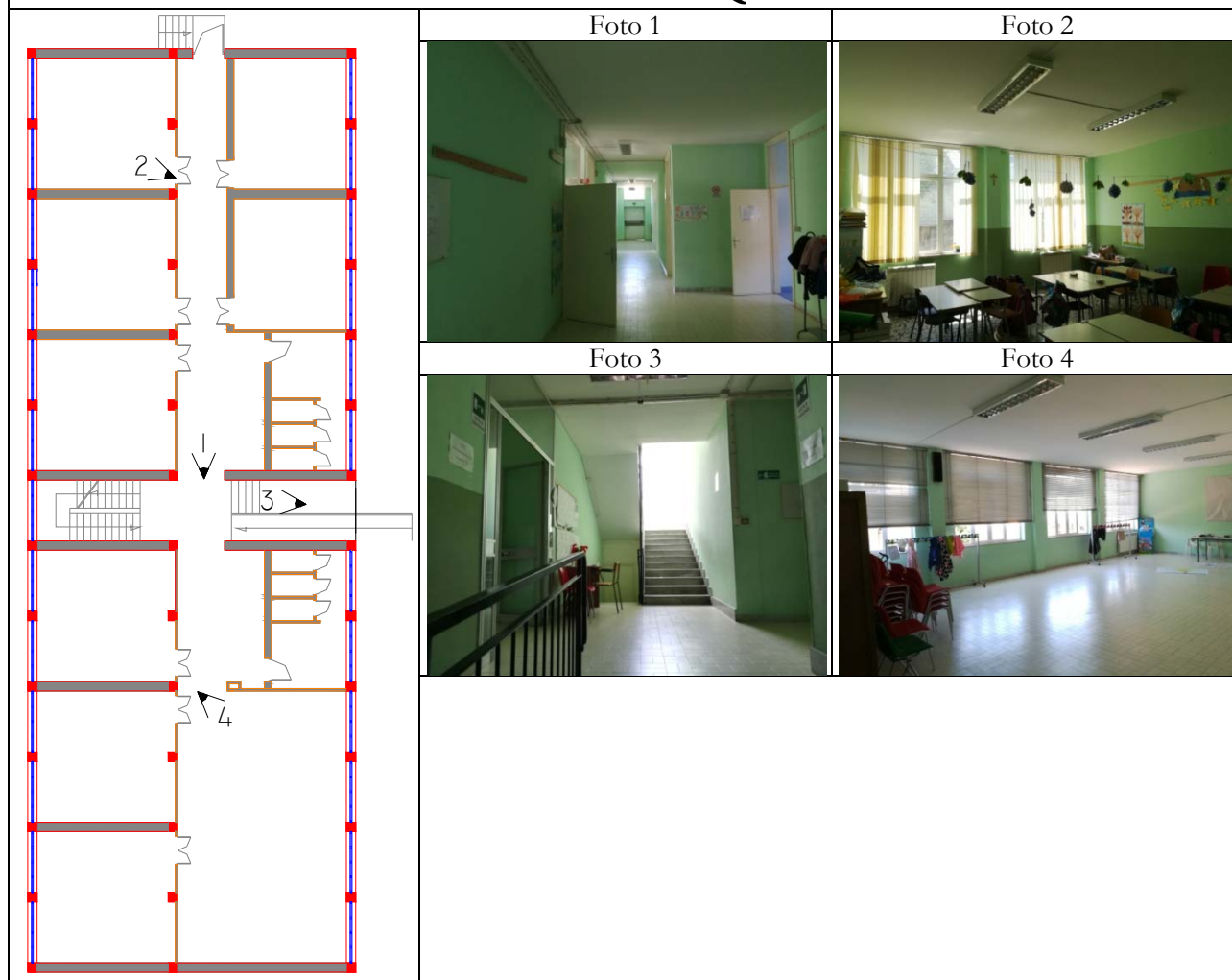


Figura 5 Rilievo fotografico piano terra

## PIANTA PIANO PRIMO - QUOTA +3.50 m

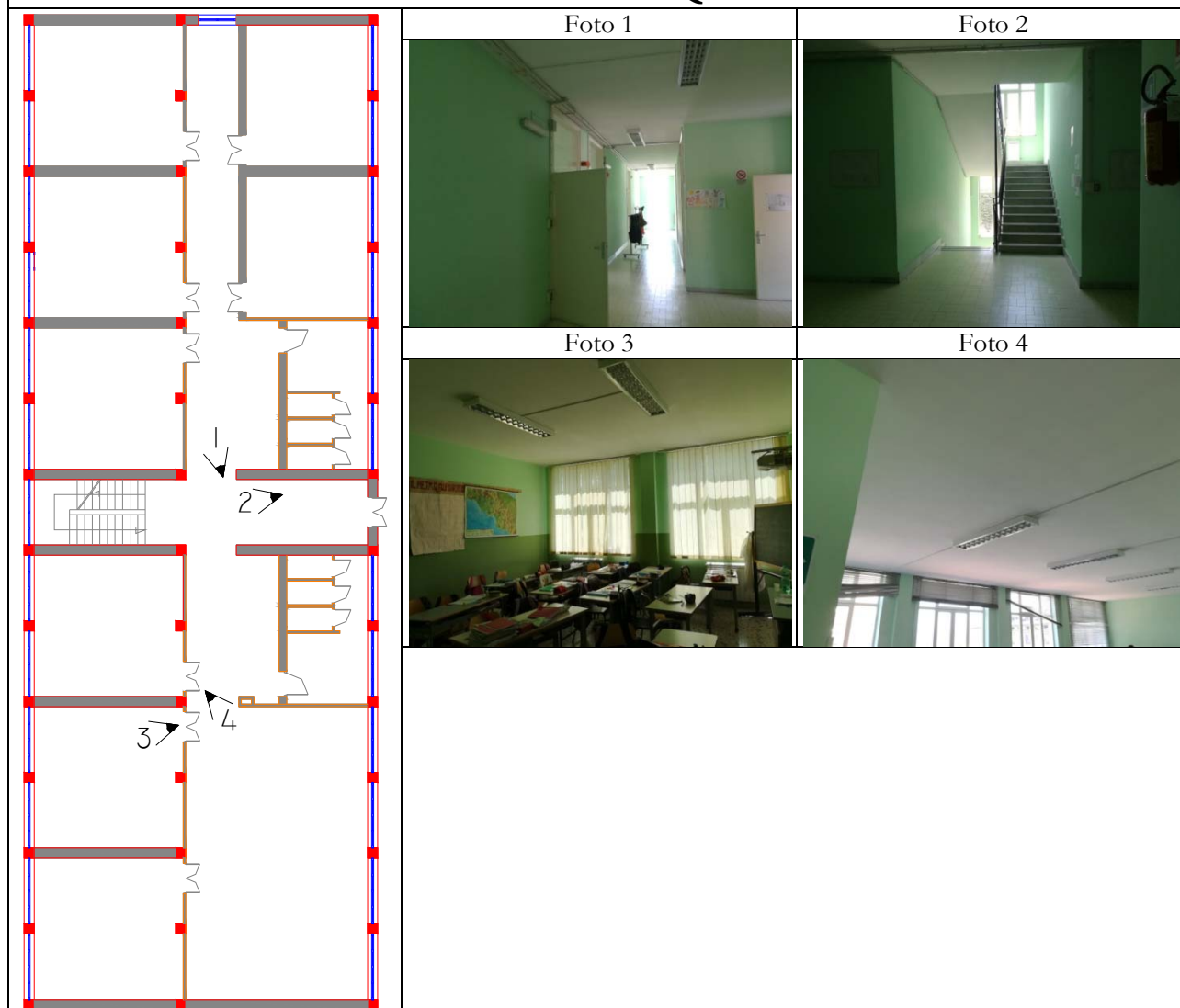


Figura 6 Rilievo fotografico piano primo

## PIANTA SOTTOTETTO - QUOTA + 7.00 m



Figura 7 Rilievo fotografico piano sottotetto

**ACCORDO DI PROGRAMMA (ART. 34 D.LGS. N. 267/2000)  
TRA IL COMUNE DI ATRIPALDA  
E IL DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA  
DELL'UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DEL SANNIO DI BENEVENTO  
FINALIZZATO ALLA VALUTAZIONE DEL RISCHIO SISMICO DI  
EDIFICI SCOLASTICI COMUNALI**



**SCUOLA MATERNA  
N. ADAMO**



**SCUOLA ELEMENTARE  
MAZZETTI**

**SCUOLE  
N. ADAMO  
E MAZZETTI**

**ALLEGATO 2  
RILIEVI CON  
TERMOCAMERA**

BENEVENTO. LUGLIO 2017

**CONSULENTI SCIENTIFICI:**

PROF. ING. GIUSEPPE MADDALONI

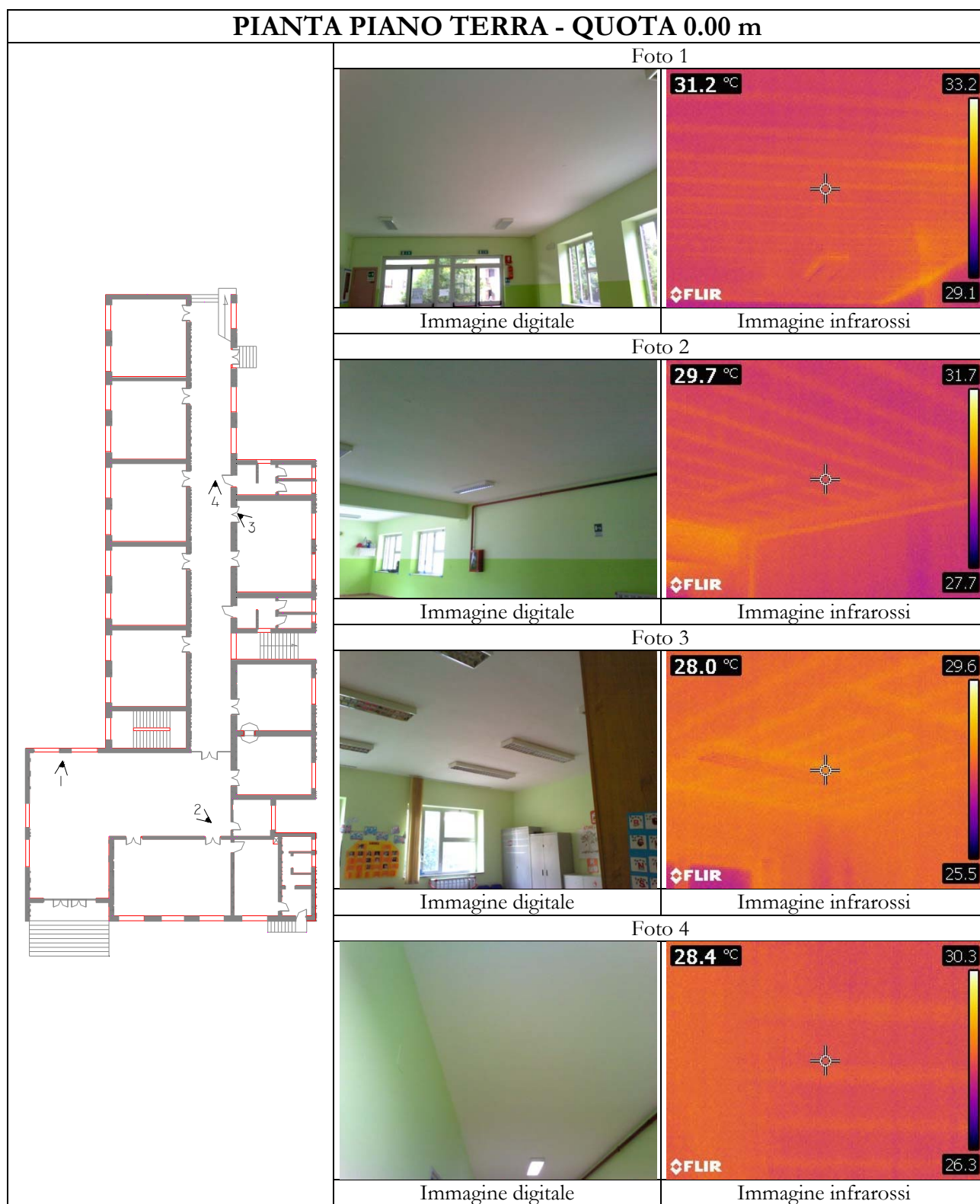


PROF. ING. MARIA ROSARIA PECCE



## ALLEGATO 2 – Rilievi con termocamera

### SCUOLA N. ADAMO



**Figura 1 Rilievo con termocamera piano terra**

## PIANTA PIANO PRIMO - QUOTA 3.50 m

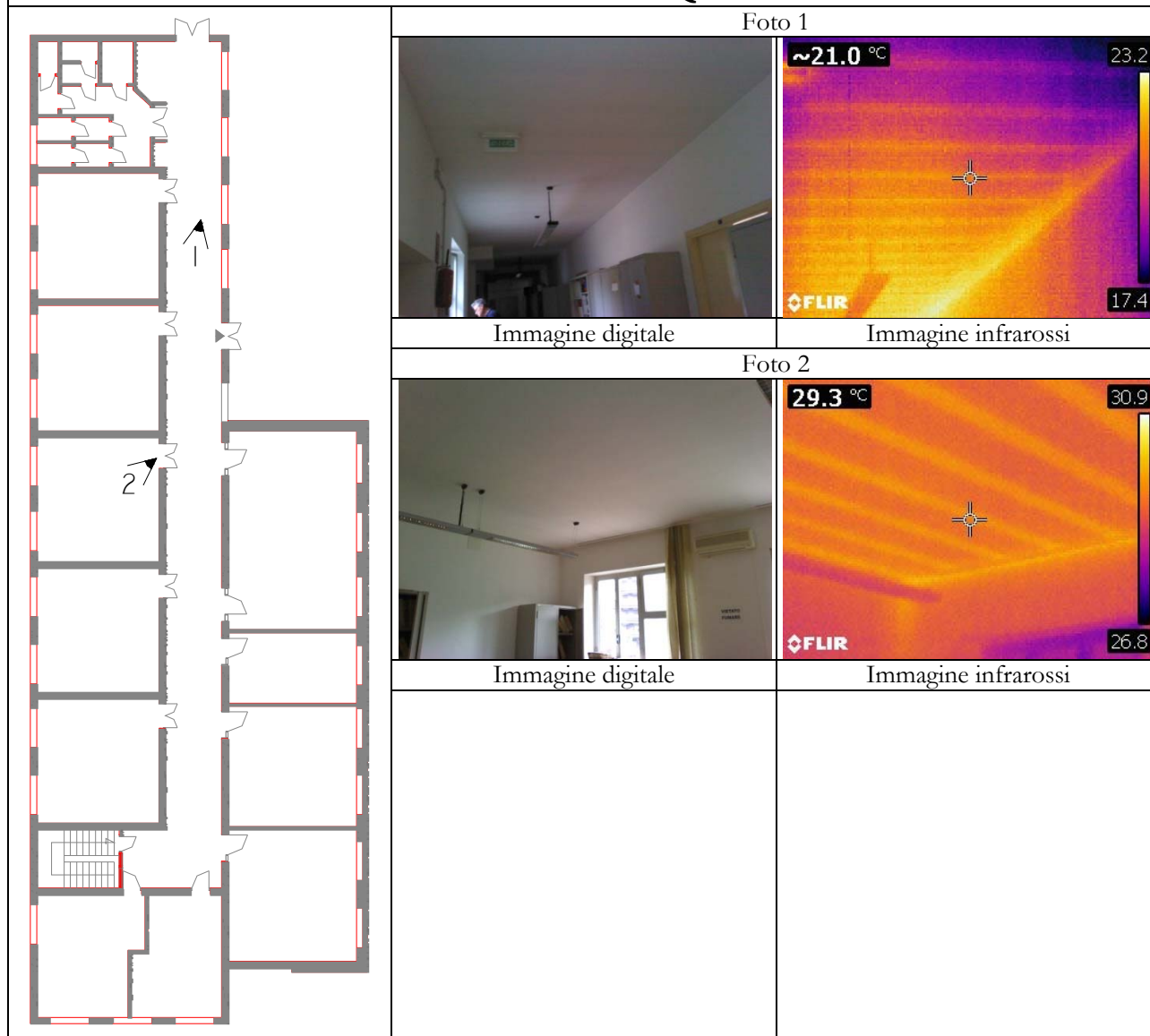
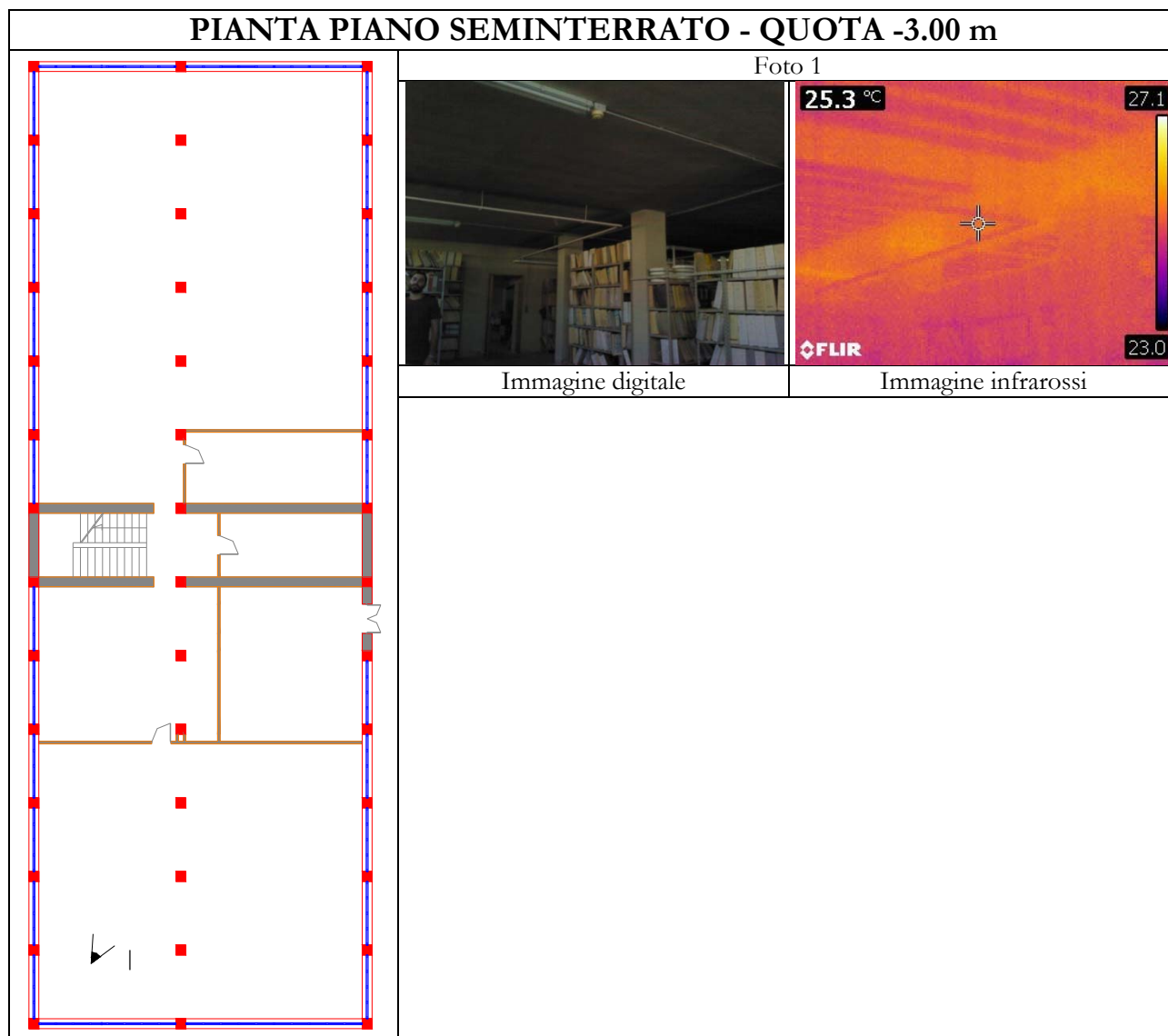


Figura 2 Rilievo con termocamera piano primo

**SCUOLA MAZZETTI**



**Figura 3 Rilievo con termocamera piano seminterrato**

## PIANTA PIANO TERRA - QUOTA 0.00 m

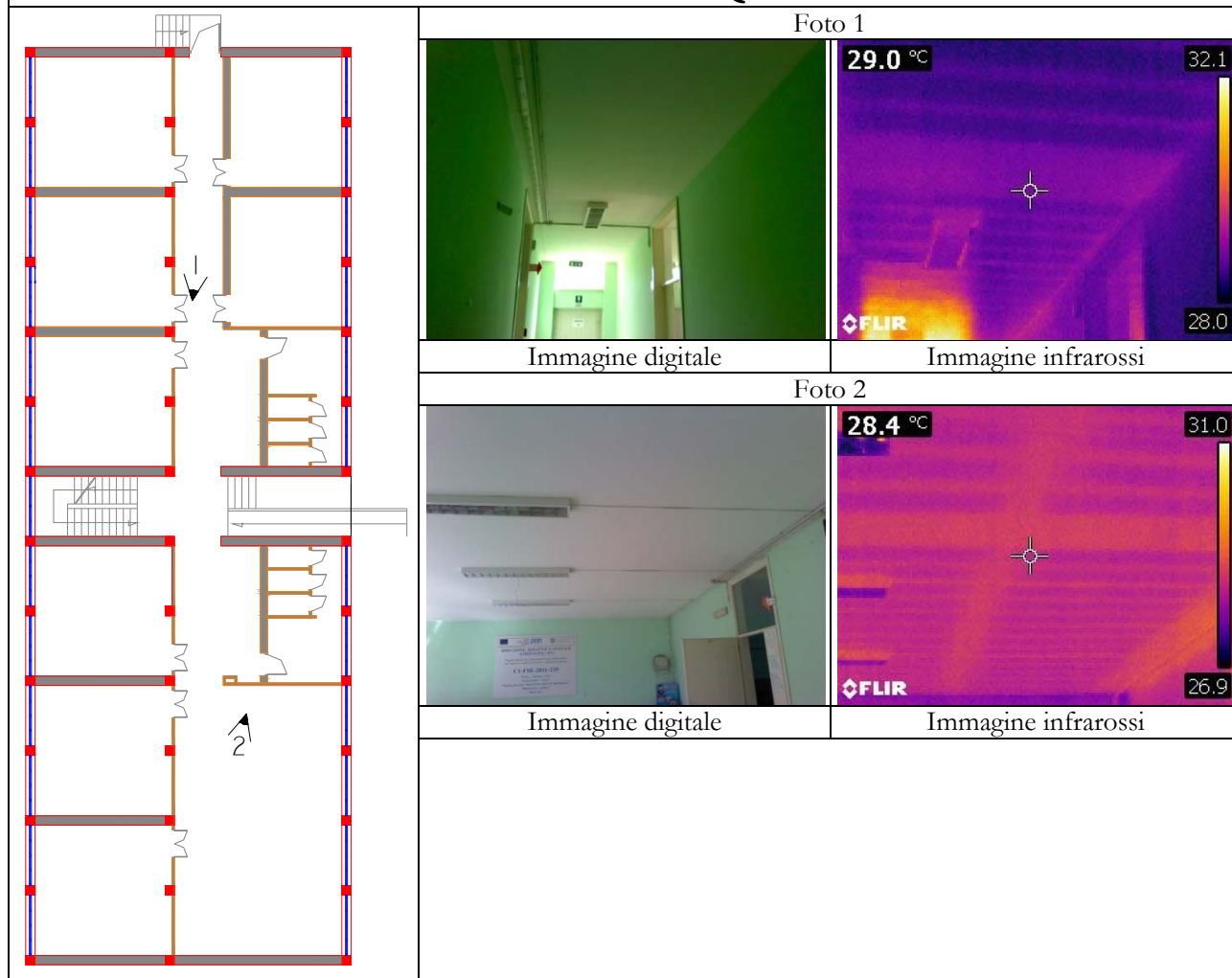


Figura 4 Rilievo con termocamera piano terra

## PIANTA PIANO PRIMO - QUOTA 3.50 m

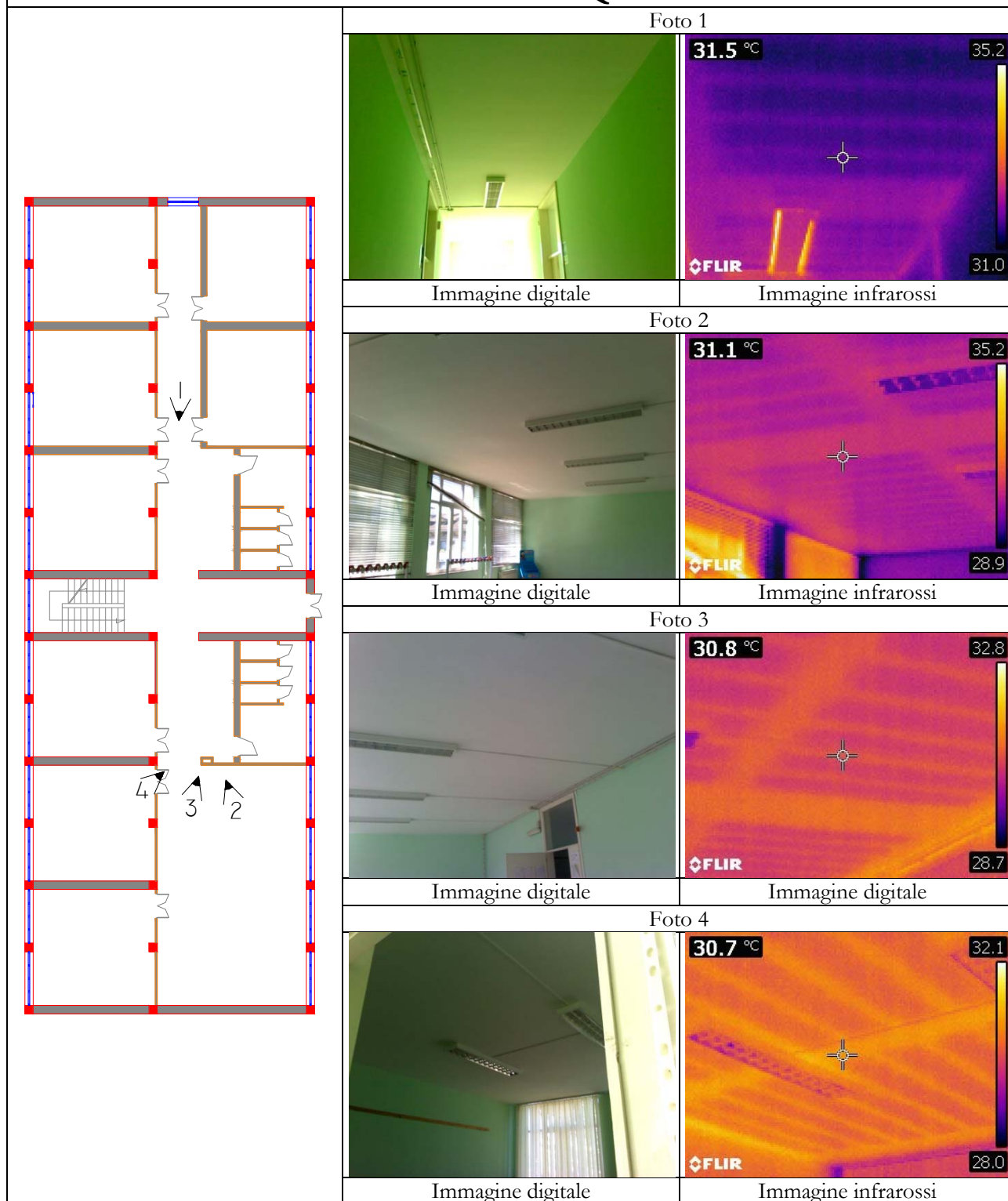
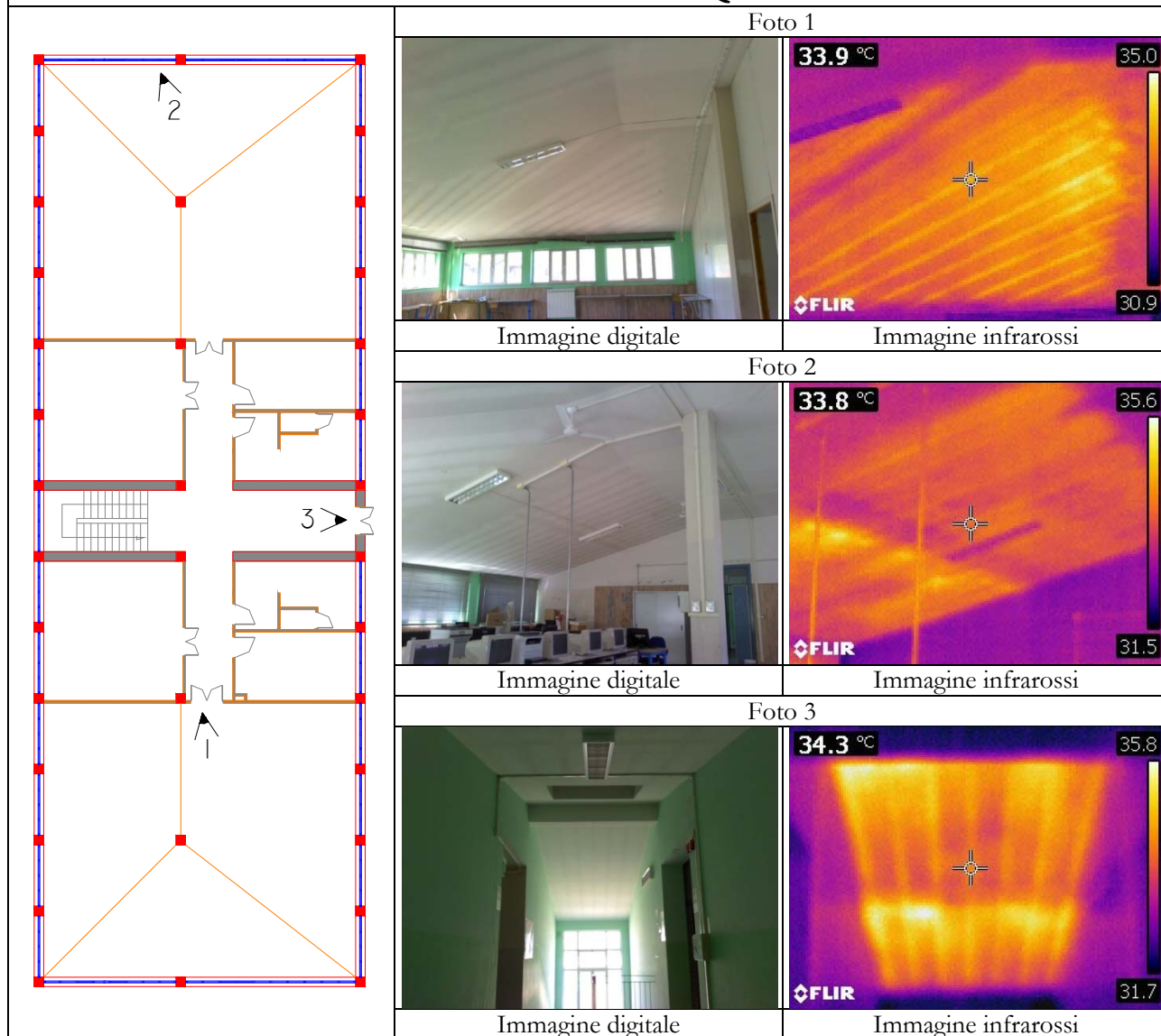


Figura 5 Rilievo con termocamera piano primo

## PIANTA PIANO SECONDO - QUOTA 7.00 m



**Figura 6 Rilievo con termocamera piano sottotetto**

ACCORDO DI PROGRAMMA (ART. 34 D.LGS. N. 267/2000)  
TRA IL COMUNE DI ATRIPALDA  
E IL DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA  
DELL'UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DEL SANNIO DI BENEVENTO  
FINALIZZATO ALLA VALUTAZIONE DEL RISCHIO SISMICO DI  
EDIFICI SCOLASTICI COMUNALI

|                                                                                   |                                                                                     |                                                                            |
|-----------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------|
|  |  | <b><u>SCUOLE</u></b><br><b><u>N. ADAMO</u></b><br><b><u>E MAZZETTI</u></b> |
| SCUOLA MATERNA<br>N. ADAMO                                                        | SCUOLA ELEMENTARE<br>MAZZETTI                                                       | ALLEGATO 3<br>RISULTATI<br>INDAGINI DEL<br>2003                            |

BENEVENTO, LUGLIO 2017

CONSULENTI SCIENTIFICI:

PROF. ING. GIUSEPPE MADDALONI



PROF. ING. MARIA ROSARIA PECCE



## ALLEGATO 3 – Risultati carote testate nel 2003

### SCUOLA N. ADAMO

#### - Sintesi dei risultati delle carote testate nel 2003

| Campione | Diensione Carota |     |    | f <sub>car</sub> [MPa] | metodi  | f <sub>cis,i</sub> [MPa] | f <sub>c,m</sub> [MPa] | R <sub>c,m</sub> [MPa] | R <sub>c,m</sub> [MPa] |
|----------|------------------|-----|----|------------------------|---------|--------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| C0/1P    | d                | 94  | mm | 15.60                  | Masi    | 15.45                    | <b>15.44</b>           | <b>18.61</b>           | <b>16.77</b>           |
|          | l                | 100 | mm |                        | NTC2008 | 15.43                    |                        |                        |                        |
| C0/2P    | d                | 94  | mm | 10.20                  | Masi    | 12.52                    | <b>12.39</b>           | <b>14.93</b>           |                        |
|          | l                | 100 | mm |                        | NTC2008 | 12.26                    |                        |                        |                        |

- Prove di schiacciamento carota C0/1P

**METODO DI MASI (2005)**

caratteristiche geometriche del provino estratto ( $Ch/D$ )

|      |             |    |
|------|-------------|----|
| d    | 94          | mm |
| l    | 100         | mm |
| Ch/D | <b>0.82</b> |    |

parametro di influenza del diametro della carota ( $Cdia$ )

|      |     |             |                                       |  |
|------|-----|-------------|---------------------------------------|--|
| diam | 50  | <b>1.06</b> | interpolazione<br>dia. 94 <b>1.01</b> |  |
| diam | 75  | <b>1.03</b> |                                       |  |
| diam | 100 | <b>1</b>    |                                       |  |
| diam | 125 | <b>0.99</b> |                                       |  |
| diam | 150 | <b>0.98</b> |                                       |  |

correzione per armatura inclusa nella carota ( $Ca$ )

|         |       |      |                        |
|---------|-------|------|------------------------|
| diam 10 | ----- | 1.03 | (per diametri piccoli) |
| diam 20 | ----- | 1.13 | (per diametri elevati) |

correzione per disturbo provino ( $Cd$ )

|         |        |     |
|---------|--------|-----|
| fcore < | 20 MPa | 1.2 |
| fcore > | 20 MPa | 1.1 |

APPLICAZIONE FORMULA

Valore sperimentale ottenuto  $f_{car,i} = 15.60$  MPa

$$f_{cis,i} = (Ch/D \times Cdia \times Ca \times Cd) \times f_{car,i} = 15.45 \text{ MPa}$$

**METODO NTC2008 - EN13791 - LINEE GUIDA C.S.LL.PP.**

caratteristiche geometriche del provino estratto

|      |      |    |
|------|------|----|
| d    | 94   | mm |
| l    | 100  | mm |
| Ch/D | 0.84 |    |

correzione per il disturbo ( $Cd$ ) **1.18**

APPLICAZIONE FORMULA

Valore sperimentale ottenuto  $f_{car,i} = 15.60$  MPa

$$f_{cis,i} = Ch/D \times Cd \times f_{car,i} = 15.43 \text{ MPa}$$

**VALORE MEDIO DELLE PROVE DISTRUTTIVE DI COMPRESSIONE**

| Diensione Carota |     |    | $f_{car}$ [MPa] | metodi  | $f_{cis,i}$ [MPa] | $f_{c,m}$ [MPa] |
|------------------|-----|----|-----------------|---------|-------------------|-----------------|
| d                | 94  | mm | 15.60           | Masi    | 15.45             | <b>15.44</b>    |
| l                | 100 | mm |                 | NTC2008 | 15.43             |                 |

Il corrispondente valore **medio cubico** risulta pari a **18.61 MPa**

- Prove di schiacciamento carota C0/2P

**METODO DI MASI (2005)**

caratteristiche geometriche del provino estratto ( $Ch/D$ )

|      |             |    |
|------|-------------|----|
| d    | 94          | mm |
| l    | 200         | mm |
| Ch/D | <b>1.02</b> |    |

parametro di influenza del diametro della carota ( $Cdia$ )

|      |     |             |                |             |
|------|-----|-------------|----------------|-------------|
| diam | 50  | <b>1.06</b> | interpolazione |             |
| diam | 75  | <b>1.03</b> | dia. 94        | <b>1.01</b> |
| diam | 100 | <b>1</b>    |                |             |
| diam | 125 | <b>0.99</b> |                |             |
| diam | 150 | <b>0.98</b> |                |             |

correzione per armatura inclusa nella carota ( $Ca$ )

|         |       |      |                        |
|---------|-------|------|------------------------|
| diam 10 | ----- | 1.03 | (per diametri piccoli) |
| diam 20 | ----- | 1.13 | (per diametri elevati) |

correzione per disturbo provino ( $Cd$ )

|         |        |     |
|---------|--------|-----|
| fcore < | 20 MPa | 1.2 |
| fcore > | 20 MPa | 1.1 |

APPLICAZIONE FORMULA

Valore sperimentale ottenuto  $f_{car,i} =$   MPa

$$f_{cis,i} = (Ch/D \times Cdia \times Ca \times Cd) \times f_{car,i} = \text{input } 12.52 \text{ MPa}$$

**METODO NTC2008 - EN13791 - LINEE GUIDA C.S.LL.PP.**

caratteristiche geometriche del provino estratto

|      |      |    |
|------|------|----|
| d    | 94   | mm |
| l    | 200  | mm |
| Ch/D | 1.02 |    |

correzione per il disturbo ( $Cd$ )

APPLICAZIONE FORMULA

Valore sperimentale ottenuto  $f_{car,i} =$   MPa

$$f_{cis,i} = Ch/D \times Cd \times f_{car,i} = \text{input } 12.26 \text{ MPa}$$

**VALORE MEDIO DELLE PROVE DISTRUTTIVE DI COMPRESSIONE**

| Diensione Carota |     |    | $f_{car}$ [MPa] | metodi  | $f_{cis,i}$ [MPa] | $f_{c,m}$ [MPa] |
|------------------|-----|----|-----------------|---------|-------------------|-----------------|
| d                | 94  | mm | 10.20           | Masi    | 12.52             | <b>12.39</b>    |
| l                | 200 | mm |                 | NTC2008 | 12.26             |                 |

Il corrispondente valore **medio cubico** risulta pari a **14.93 MPa**

## SCUOLA MAZZETTI

### - Sintesi dei risultati delle carote testate nel 2003

| Campione | Diensione Carota |     |    | f <sub>car</sub> [MPa] | metodi  | f <sub>cis,i</sub> [MPa] | f <sub>c,m</sub> [MPa] | R <sub>c,m</sub> [MPa] | R <sub>c,m</sub> [MPa] | R <sub>c,m</sub> [MPa] |
|----------|------------------|-----|----|------------------------|---------|--------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| C1A/1P   | d                | 94  | mm | 21.20                  | Masi    | 19.25                    | <b>20.11</b>           | <b>24.23</b>           |                        |                        |
|          | l                | 100 | mm |                        | NTC2008 | 20.97                    |                        |                        |                        |                        |
| C2B/2P   | d                | 94  | mm | 21.30                  | Masi    | 23.96                    | <b>24.78</b>           | <b>29.86</b>           |                        |                        |
|          | l                | 200 | mm |                        | NTC2008 | 25.60                    |                        |                        |                        |                        |
| C2A/3P   | d                | 94  | mm | 20.50                  | Masi    | 18.62                    | <b>19.45</b>           | <b>23.43</b>           |                        | <b>24.24</b>           |
|          | l                | 100 | mm |                        | NTC2008 | 20.28                    |                        |                        |                        |                        |
| C3A/4P   | d                | 94  | mm | 16.30                  | Masi    | 16.15                    | <b>16.14</b>           | <b>19.44</b>           |                        |                        |
|          | l                | 100 | mm |                        | NTC2008 | 16.12                    |                        |                        |                        |                        |
| CE1/PB1  | d                | 45  | mm | 15.40                  | Masi    | 19.59                    | <b>18.85</b>           | <b>22.71</b>           |                        | <b>24.16</b>           |
|          | l                | 90  | mm |                        | NTC2008 | 18.12                    |                        |                        |                        |                        |
| CE1/PB2  | d                | 45  | mm | 18.50                  | Masi    | 18.83                    | <b>18.45</b>           | <b>22.22</b>           |                        |                        |
|          | l                | 45  | mm |                        | NTC2008 | 18.06                    |                        |                        |                        |                        |
| CE1/PD1  | d                | 45  | mm | 18.50                  | Masi    | 23.53                    | <b>22.65</b>           | <b>27.29</b>           |                        | <b>24.09</b>           |
|          | l                | 90  | mm |                        | NTC2008 | 21.76                    |                        |                        |                        |                        |
| CE1/PC1  | d                | 45  | mm | 15.40                  | Masi    | 19.59                    | <b>18.85</b>           | <b>22.71</b>           |                        |                        |
|          | l                | 90  | mm |                        | NTC2008 | 18.12                    |                        |                        |                        |                        |
| CE1/PD2  | d                | 45  | mm | 17.30                  | Masi    | 22.01                    | <b>21.18</b>           | <b>25.52</b>           |                        |                        |
|          | l                | 90  | mm |                        | NTC2008 | 20.35                    |                        |                        |                        |                        |

- Prove di schiacciamento carota C1A/1P

**METODO DI MASI (2005)**

caratteristiche geometriche del provino estratto ( $Ch/D$ )

|      |             |    |
|------|-------------|----|
| d    | 94          | mm |
| l    | 100         | mm |
| Ch/D | <b>0.82</b> |    |

parametro di influenza del diametro della carota ( $Cdia$ )

|      |     |             |                |             |
|------|-----|-------------|----------------|-------------|
| diam | 50  | <b>1.06</b> | interpolazione |             |
| diam | 75  | <b>1.03</b> | dia. 94        | <b>1.01</b> |
| diam | 100 | <b>1</b>    |                |             |
| diam | 125 | <b>0.99</b> |                |             |
| diam | 150 | <b>0.98</b> |                |             |

correzione per armatura inclusa nella carota ( $Ca$ )

|         |       |      |                        |
|---------|-------|------|------------------------|
| diam 10 | ----- | 1.03 | (per diametri piccoli) |
| diam 20 | ----- | 1.13 | (per diametri elevati) |

correzione per disturbo provino ( $Cd$ )

|         |        |     |
|---------|--------|-----|
| fcore < | 20 MPa | 1.2 |
| fcore > | 20 MPa | 1.1 |

APPLICAZIONE FORMULA

Valore sperimentale ottenuto  $f_{car,i} = 21.20$  MPa

$$f_{cis,i} = (Ch/D \times Cdia \times Ca \times Cd) \times f_{car,i} = 19.25 \text{ MPa}$$

**METODO NTC2008 - EN13791 - LINEE GUIDA C.S.LL.PP.**

caratteristiche geometriche del provino estratto

|      |      |    |
|------|------|----|
| d    | 94   | mm |
| l    | 100  | mm |
| Ch/D | 0.84 |    |

correzione per il disturbo ( $Cd$ ) **1.18**

APPLICAZIONE FORMULA

Valore sperimentale ottenuto  $f_{car,i} = 21.20$  MPa

$$f_{cis,i} = Ch/D \times Cd \times f_{car,i} = 20.97 \text{ MPa}$$

**VALORE MEDIO DELLE PROVE DISTRUTTIVE DI COMPRESSIONE**

| Diensione Carota |     |    | $f_{car}$ [MPa] | metodi  | $f_{cis,i}$ [MPa] | $f_{c,m}$ [MPa] |
|------------------|-----|----|-----------------|---------|-------------------|-----------------|
| d                | 94  | mm | 21.20           | Masi    | 19.25             | <b>20.11</b>    |
| l                | 100 | mm |                 | NTC2008 | 20.97             |                 |

Il corrispondente valore **medio cubico** risulta pari a **24.23 MPa**

- Prove di schiacciamento carota C2B/2P

**METODO DI MASI (2005)**

caratteristiche geometriche del provino estratto ( $Ch/D$ )

|      |             |    |
|------|-------------|----|
| d    | 94          | mm |
| l    | 200         | mm |
| Ch/D | <b>1.02</b> |    |

parametro di influenza del diametro della carota ( $Cdia$ )

|      |     |             |                |             |
|------|-----|-------------|----------------|-------------|
| diam | 50  | <b>1.06</b> | interpolazione |             |
| diam | 75  | <b>1.03</b> | dia. 94        | <b>1.01</b> |
| diam | 100 | <b>1</b>    |                |             |
| diam | 125 | <b>0.99</b> |                |             |
| diam | 150 | <b>0.98</b> |                |             |

correzione per armatura inclusa nella carota ( $Ca$ )

|         |       |      |                        |
|---------|-------|------|------------------------|
| diam 10 | ----- | 1.03 | (per diametri piccoli) |
| diam 20 | ----- | 1.13 | (per diametri elevati) |

correzione per disturbo provino ( $Cd$ )

|         |        |     |
|---------|--------|-----|
| fcore < | 20 MPa | 1.2 |
| fcore > | 20 MPa | 1.1 |

APPLICAZIONE FORMULA

Valore sperimentale ottenuto  $f_{car,i} =$   MPa

$$f_{cis,i} = (Ch/D \times Cdia \times Ca \times Cd) \times f_{car,i} = \text{ MPa}$$

**METODO NTC2008 - EN13791 - LINEE GUIDA C.S.LL.PP.**

caratteristiche geometriche del provino estratto

|      |      |    |
|------|------|----|
| d    | 94   | mm |
| l    | 200  | mm |
| Ch/D | 1.02 |    |

correzione per il disturbo ( $Cd$ )

APPLICAZIONE FORMULA

Valore sperimentale ottenuto  $f_{car,i} =$   MPa

$$f_{cis,i} = Ch/D \times Cd \times f_{car,i} = \text{ MPa}$$

**VALORE MEDIO DELLE PROVE DISTRUTTIVE DI COMPRESSIONE**

| Diensione Carota |     |    | $f_{car}$ [MPa] | metodi  | $f_{cis,i}$ [MPa] | $f_{c,m}$ [MPa] |
|------------------|-----|----|-----------------|---------|-------------------|-----------------|
| d                | 94  | mm | 21.30           | Masi    | 23.96             | <b>24.78</b>    |
| l                | 200 | mm |                 | NTC2008 | 25.60             |                 |

Il corrispondente valore **medio cubico** risulta pari a **29.86 MPa**

- Prove di schiacciamento carota C2A/3P

**METODO DI MASI (2005)**

caratteristiche geometriche del provino estratto ( $Ch/D$ )

|      |             |    |
|------|-------------|----|
| d    | 94          | mm |
| l    | 100         | mm |
| Ch/D | <b>0.82</b> |    |

parametro di influenza del diametro della carota ( $Cdia$ )

|      |     |             |                |             |
|------|-----|-------------|----------------|-------------|
| diam | 50  | <b>1.06</b> | interpolazione |             |
| diam | 75  | <b>1.03</b> | dia. 94        | <b>1.01</b> |
| diam | 100 | <b>1</b>    |                |             |
| diam | 125 | <b>0.99</b> |                |             |
| diam | 150 | <b>0.98</b> |                |             |

correzione per armatura inclusa nella carota ( $Ca$ )

|         |       |      |                        |
|---------|-------|------|------------------------|
| diam 10 | ----- | 1.03 | (per diametri piccoli) |
| diam 20 | ----- | 1.13 | (per diametri elevati) |

correzione per disturbo provino ( $Cd$ )

|         |        |     |
|---------|--------|-----|
| fcore < | 20 MPa | 1.2 |
| fcore > | 20 MPa | 1.1 |

APPLICAZIONE FORMULA

Valore sperimentale ottenuto  $f_{car,i} = 20.50$  MPa

$$f_{cis,i} = (Ch/D \times Cdia \times Ca \times Cd) \times f_{car,i} = 18.62 \text{ MPa}$$

**METODO NTC2008 - EN13791 - LINEE GUIDA C.S.LL.PP.**

caratteristiche geometriche del provino estratto

|      |      |    |
|------|------|----|
| d    | 94   | mm |
| l    | 100  | mm |
| Ch/D | 0.84 |    |

correzione per il disturbo ( $Cd$ ) **1.18**

APPLICAZIONE FORMULA

Valore sperimentale ottenuto  $f_{car,i} = 20.50$  MPa

$$f_{cis,i} = Ch/D \times Cd \times f_{car,i} = 20.28 \text{ MPa}$$

**VALORE MEDIO DELLE PROVE DISTRUTTIVE DI COMPRESSIONE**

| Diensione Carota |     |    | $f_{car}$ [MPa] | metodi  | $f_{cis,i}$ [MPa] | $f_{c,m}$ [MPa] |
|------------------|-----|----|-----------------|---------|-------------------|-----------------|
| d                | 94  | mm | 20.50           | Masi    | 18.62             | <b>19.45</b>    |
| l                | 100 | mm |                 | NTC2008 | 20.28             |                 |

Il corrispondente valore **medio cubico** risulta pari a **23.43 MPa**

- Prove di schiacciamento carota C3A/4P

**METODO DI MASI (2005)**

caratteristiche geometriche del provino estratto ( $Ch/D$ )

|      |             |    |
|------|-------------|----|
| d    | 94          | mm |
| l    | 100         | mm |
| Ch/D | <b>0.82</b> |    |

parametro di influenza del diametro della carota ( $Cdia$ )

|      |     |             |                |             |
|------|-----|-------------|----------------|-------------|
| diam | 50  | <b>1.06</b> | interpolazione |             |
| diam | 75  | <b>1.03</b> | dia. 45        | <b>1.01</b> |
| diam | 100 | <b>1</b>    |                |             |
| diam | 125 | <b>0.99</b> |                |             |
| diam | 150 | <b>0.98</b> |                |             |

correzione per armatura inclusa nella carota ( $Ca$ )

|         |       |      |                        |
|---------|-------|------|------------------------|
| diam 10 | ----- | 1.03 | (per diametri piccoli) |
| diam 20 | ----- | 1.13 | (per diametri elevati) |

correzione per disturbo provino ( $Cd$ )

|         |        |     |
|---------|--------|-----|
| fcore < | 20 MPa | 1.2 |
| fcore > | 20 MPa | 1.1 |

APPLICAZIONE FORMULA

Valore sperimentale ottenuto  $f_{car,i} = 16.30$  MPa

$$f_{cis,i} = (Ch/D \times Cdia \times Ca \times Cd) \times f_{car,i} = 16.15 \text{ MPa}$$

**METODO NTC2008 - EN13791 - LINEE GUIDA C.S.LL.PP.**

caratteristiche geometriche del provino estratto

|      |      |    |
|------|------|----|
| d    | 94   | mm |
| l    | 100  | mm |
| Ch/D | 0.84 |    |

correzione per il disturbo ( $Cd$ ) **1.18**

APPLICAZIONE FORMULA

Valore sperimentale ottenuto  $f_{car,i} = 16.30$  MPa

$$f_{cis,i} = Ch/D \times Cd \times f_{car,i} = 16.12 \text{ MPa}$$

**VALORE MEDIO DELLE PROVE DISTRUTTIVE DI COMPRESSIONE**

| Diensione Carota |     |    | $f_{car}$ [MPa] | metodi  | $f_{cis,i}$ [MPa] | $f_{c,m}$ [MPa] |
|------------------|-----|----|-----------------|---------|-------------------|-----------------|
| d                | 94  | mm | 16.30           | Masi    | 16.15             | <b>16.14</b>    |
| l                | 100 | mm |                 | NTC2008 | 16.12             |                 |

Il corrispondente valore **medio cubico** risulta pari a **19.44 MPa**

- Prove di schiacciamento carota CE1/PB1

**METODO DI MASI (2005)**

caratteristiche geometriche del provino estratto ( $Ch/D$ )

|      |             |    |
|------|-------------|----|
| d    | 45          | mm |
| l    | 90          | mm |
| Ch/D | <b>1.00</b> |    |

parametro di influenza del diametro della carota ( $Cdia$ )

|      |     |             |                     |
|------|-----|-------------|---------------------|
| diam | 50  | <b>1.06</b> | interpolazione      |
| diam | 75  | <b>1.03</b> | dia. 45 <b>1.06</b> |
| diam | 100 | <b>1</b>    |                     |
| diam | 125 | <b>0.99</b> |                     |
| diam | 150 | <b>0.98</b> |                     |

correzione per armatura inclusa nella carota ( $Ca$ )

|         |       |      |                        |
|---------|-------|------|------------------------|
| diam 10 | ----- | 1.03 | (per diametri piccoli) |
| diam 20 | ----- | 1.13 | (per diametri elevati) |

correzione per disturbo provino ( $Cd$ )

|         |        |     |
|---------|--------|-----|
| fcore < | 20 MPa | 1.2 |
| fcore > | 20 MPa | 1.1 |

APPLICAZIONE FORMULA

Valore sperimentale ottenuto  $f_{car,i} = 15.40$  MPa

$$f_{cis,i} = (Ch/D \times Cdia \times Ca \times Cd) \times f_{car,i} = 19.59 \text{ MPa}$$

**METODO NTC2008 - EN13791 - LINEE GUIDA C.S.LL.PP.**

caratteristiche geometriche del provino estratto

|      |      |    |
|------|------|----|
| d    | 45   | mm |
| l    | 90   | mm |
| Ch/D | 1.00 |    |

correzione per il disturbo ( $Cd$ ) **1.18**

APPLICAZIONE FORMULA

Valore sperimentale ottenuto  $f_{car,i} = 15.40$  MPa

$$f_{cis,i} = Ch/D \times Cd \times f_{car,i} = 18.12 \text{ MPa}$$

**VALORE MEDIO DELLE PROVE DISTRUTTIVE DI COMPRESSIONE**

| Diensione Carota |    |    | $f_{car}$ [MPa] | metodi  | $f_{cis,i}$ [MPa] | $f_{c,m}$ [MPa] |
|------------------|----|----|-----------------|---------|-------------------|-----------------|
| d                | 45 | mm | 15.40           | Masi    | 19.59             | <b>18.85</b>    |
| l                | 90 | mm |                 | NTC2008 | 18.12             |                 |

Il corrispondente valore **medio cubico** risulta pari a **22.71 MPa**

- Prove di schiacciamento carota CE1/PB2

**METODO DI MASI (2005)**

caratteristiche geometriche del provino estratto ( $Ch/D$ )

|      |             |    |
|------|-------------|----|
| d    | 45          | mm |
| l    | 45          | mm |
| Ch/D | <b>0.80</b> |    |

parametro di influenza del diametro della carota ( $Cdia$ )

|      |     |             |                |             |
|------|-----|-------------|----------------|-------------|
| diam | 50  | <b>1.06</b> | interpolazione |             |
| diam | 75  | <b>1.03</b> | dia. 45        | <b>1.06</b> |
| diam | 100 | <b>1</b>    |                |             |
| diam | 125 | <b>0.99</b> |                |             |
| diam | 150 | <b>0.98</b> |                |             |

correzione per armatura inclusa nella carota ( $Ca$ )

|         |       |      |                        |
|---------|-------|------|------------------------|
| diam 10 | ----- | 1.03 | (per diametri piccoli) |
| diam 20 | ----- | 1.13 | (per diametri elevati) |

correzione per disturbo provino ( $Cd$ )

|         |        |     |
|---------|--------|-----|
| fcore < | 20 MPa | 1.2 |
| fcore > | 20 MPa | 1.1 |

APPLICAZIONE FORMULA

Valore sperimentale ottenuto  $f_{car,i} = 18.50$  MPa

$$f_{cis,i} = (Ch/D \times Cdia \times Ca \times Cd) \times f_{car,i} = 18.83 \text{ MPa}$$

**METODO NTC2008 - EN13791 - LINEE GUIDA C.S.LL.PP.**

caratteristiche geometriche del provino estratto

|      |      |    |
|------|------|----|
| d    | 45   | mm |
| l    | 45   | mm |
| Ch/D | 0.83 |    |

correzione per il disturbo ( $Cd$ ) **1.18**

APPLICAZIONE FORMULA

Valore sperimentale ottenuto  $f_{car,i} = 18.50$  MPa

$$f_{cis,i} = Ch/D \times Cd \times f_{car,i} = 18.06 \text{ MPa}$$

**VALORE MEDIO DELLE PROVE DISTRUTTIVE DI COMPRESSIONE**

| Diensione Carota |    |    | $f_{car}$ [MPa] | metodi  | $f_{cis,i}$ [MPa] | $f_{c,m}$ [MPa] |
|------------------|----|----|-----------------|---------|-------------------|-----------------|
| d                | 45 | mm | 18.50           | Masi    | 18.83             | <b>18.45</b>    |
| l                | 45 | mm |                 | NTC2008 | 18.06             |                 |

Il corrispondente valore **medio cubico** risulta pari a **22.22 MPa**

- Prove di schiacciamento carota CE1/PD1

**METODO DI MASI (2005)**

caratteristiche geometriche del provino estratto ( $Ch/D$ )

|      |             |    |
|------|-------------|----|
| d    | 45          | mm |
| l    | 90          | mm |
| Ch/D | <b>1.00</b> |    |

parametro di influenza del diametro della carota ( $Cdia$ )

|      |     |             |                |             |
|------|-----|-------------|----------------|-------------|
| diam | 50  | <b>1.06</b> | interpolazione |             |
| diam | 75  | <b>1.03</b> | dia. 45        | <b>1.06</b> |
| diam | 100 | <b>1</b>    |                |             |
| diam | 125 | <b>0.99</b> |                |             |
| diam | 150 | <b>0.98</b> |                |             |

correzione per armatura inclusa nella carota ( $Ca$ )

|         |       |      |                        |
|---------|-------|------|------------------------|
| diam 10 | ----- | 1.03 | (per diametri piccoli) |
| diam 20 | ----- | 1.13 | (per diametri elevati) |

correzione per disturbo provino ( $Cd$ )

|         |        |     |
|---------|--------|-----|
| fcore < | 20 MPa | 1.2 |
| fcore > | 20 MPa | 1.1 |

APPLICAZIONE FORMULA

Valore sperimentale ottenuto  $f_{car,i} = 18.50$  MPa

$$f_{cis,i} = (Ch/D \times Cdia \times Ca \times Cd) \times f_{car,i} = 23.53 \text{ MPa}$$

**METODO NTC2008 - EN13791 - LINEE GUIDA C.S.LL.PP.**

caratteristiche geometriche del provino estratto

|      |      |    |
|------|------|----|
| d    | 45   | mm |
| l    | 90   | mm |
| Ch/D | 1.00 |    |

correzione per il disturbo ( $Cd$ ) **1.18**

APPLICAZIONE FORMULA

Valore sperimentale ottenuto  $f_{car,i} = 18.50$  MPa

$$f_{cis,i} = Ch/D \times Cd \times f_{car,i} = 21.76 \text{ MPa}$$

**VALORE MEDIO DELLE PROVE DISTRUTTIVE DI COMPRESSIONE**

| Diensione Carota |    |    | $f_{car}$ [MPa] | metodi  | $f_{cis,i}$ [MPa] | $f_{c,m}$ [MPa] |
|------------------|----|----|-----------------|---------|-------------------|-----------------|
| d                | 45 | mm | 18.50           | Masi    | 23.53             | <b>22.65</b>    |
| l                | 90 | mm |                 | NTC2008 | 21.76             |                 |

Il corrispondente valore **medio cubico** risulta pari a **27.29 MPa**

- Prove di schiacciamento carota CE1/PC1

**METODO DI MASI (2005)**

caratteristiche geometriche del provino estratto ( $Ch/D$ )

|      |             |    |
|------|-------------|----|
| d    | 45          | mm |
| l    | 90          | mm |
| Ch/D | <b>1.00</b> |    |

parametro di influenza del diametro della carota ( $Cdia$ )

|      |     |             |                |             |
|------|-----|-------------|----------------|-------------|
| diam | 50  | <b>1.06</b> | interpolazione |             |
| diam | 75  | <b>1.03</b> | dia. 45        | <b>1.06</b> |
| diam | 100 | <b>1</b>    |                |             |
| diam | 125 | <b>0.99</b> |                |             |
| diam | 150 | <b>0.98</b> |                |             |

correzione per armatura inclusa nella carota ( $Ca$ )

|         |       |      |                        |
|---------|-------|------|------------------------|
| diam 10 | ----- | 1.03 | (per diametri piccoli) |
| diam 20 | ----- | 1.13 | (per diametri elevati) |

correzione per disturbo provino ( $Cd$ )

|         |        |     |
|---------|--------|-----|
| fcore < | 20 MPa | 1.2 |
| fcore > | 20 MPa | 1.1 |

APPLICAZIONE FORMULA

Valore sperimentale ottenuto  $f_{car,i} = 15.40$  MPa

$$f_{cis,i} = (Ch/D \times Cdia \times Ca \times Cd) \times f_{car,i} = 19.59 \text{ MPa}$$

**METODO NTC2008 - EN13791 - LINEE GUIDA C.S.LL.PP.**

caratteristiche geometriche del provino estratto

|      |      |    |
|------|------|----|
| d    | 45   | mm |
| l    | 90   | mm |
| Ch/D | 1.00 |    |

correzione per il disturbo ( $Cd$ ) **1.18**

APPLICAZIONE FORMULA

Valore sperimentale ottenuto  $f_{car,i} = 15.40$  MPa

$$f_{cis,i} = Ch/D \times Cd \times f_{car,i} = 18.12 \text{ MPa}$$

**VALORE MEDIO DELLE PROVE DISTRUTTIVE DI COMPRESSIONE**

| Diensione Carota |    |    | $f_{car}$ [MPa] | metodi  | $f_{cis,i}$ [MPa] | $f_{c,m}$ [MPa] |
|------------------|----|----|-----------------|---------|-------------------|-----------------|
| d                | 45 | mm | 15.40           | Masi    | 19.59             | <b>18.85</b>    |
| l                | 90 | mm |                 | NTC2008 | 18.12             |                 |

Il corrispondente valore **medio cubico** risulta pari a **22.71 MPa**

- Prove di schiacciamento carota CE1/PD2

**METODO DI MASI (2005)**

caratteristiche geometriche del provino estratto ( $Ch/D$ )

|      |             |    |
|------|-------------|----|
| d    | 45          | mm |
| l    | 90          | mm |
| Ch/D | <b>1.00</b> |    |

parametro di influenza del diametro della carota ( $Cdia$ )

|      |     |             |                     |
|------|-----|-------------|---------------------|
| diam | 50  | <b>1.06</b> | interpolazione      |
| diam | 75  | <b>1.03</b> | dia. 45 <b>1.06</b> |
| diam | 100 | <b>1</b>    |                     |
| diam | 125 | <b>0.99</b> |                     |
| diam | 150 | <b>0.98</b> |                     |

correzione per armatura inclusa nella carota ( $Ca$ )

|         |       |      |                        |
|---------|-------|------|------------------------|
| diam 10 | ----- | 1.03 | (per diametri piccoli) |
| diam 20 | ----- | 1.13 | (per diametri elevati) |

correzione per disturbo provino ( $Cd$ )

|         |        |     |
|---------|--------|-----|
| fcore < | 20 MPa | 1.2 |
| fcore > | 20 MPa | 1.1 |

APPLICAZIONE FORMULA

Valore sperimentale ottenuto  $f_{car,i} = 17.30$  MPa

$$f_{cis,i} = (Ch/D \times Cdia \times Ca \times Cd) \times f_{car,i} = 22.01 \text{ MPa}$$

**METODO NTC2008 - EN13791 - LINEE GUIDA C.S.LL.PP.**

caratteristiche geometriche del provino estratto

|      |      |    |
|------|------|----|
| d    | 45   | mm |
| l    | 90   | mm |
| Ch/D | 1.00 |    |

correzione per il disturbo ( $Cd$ ) **1.18**

APPLICAZIONE FORMULA

Valore sperimentale ottenuto  $f_{car,i} = 17.30$  MPa

$$f_{cis,i} = Ch/D \times Cd \times f_{car,i} = 20.35 \text{ MPa}$$

**VALORE MEDIO DELLE PROVE DISTRUTTIVE DI COMPRESSIONE**

| Diensione Carota |    |    | $f_{car}$ [MPa] | metodi  | $f_{cis,i}$ [MPa] | $f_{c,m}$ [MPa] |
|------------------|----|----|-----------------|---------|-------------------|-----------------|
| d                | 45 | mm | 17.30           | Masi    | 22.01             | <b>21.18</b>    |
| l                | 90 | mm |                 | NTC2008 | 20.35             |                 |

Il corrispondente valore **medio cubico** risulta pari a **25.52 MPa**