

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PARMA

Dottorato di ricerca in INGEGNERIA CIVILE

Ciclo XXIX

VALUTAZIONE AFFIDABILISTICA DELLA
SICUREZZA SISMICA DI UN EDIFICIO
ESISTENTE IN MURATURA E C.A.

Coordinatore:
Chiar.mo Prof. Andrea Carpinteri

Tutor:
Chiar.mo Prof. Roberto Cerioni

Dottorando: Lorenzo Ferrari

INDICE

1	DESCRIZIONE DEL CASO DI STUDIO	1
1.1	Geolocalizzazione	1
1.2	Descrizione dell'edificio	2
1.2.1	Destinazione d'uso	13
1.3	Descrizione delle strutture.....	21
2	ANALISI STORICA – CRITICA.....	27
2.1	Ricostruzione delle principali fasi di realizzazione di Piazza Caduti per la Libertà	28
2.2	Informazioni specifiche relative ad alcuni elementi del fabbricato	34
2.2.1	Strutture di confine tra la sede S.T.B. e l'aggregato edilizio sul lato sud dell'edificio.....	34
2.2.2	Solai tra piano terra e piano primo, nell'ala del fabbricato prospiciente Piazza Caduti per la Libertà	36
2.2.3	Travi in c.a. al piano terzo.....	38
2.2.4	Scalone principale	40
3	DOCUMENTAZIONE RELATIVA ALLE CARATTERISTICHE GEOMORFOLOGICHE DEL SITO	42
4	DEFINIZIONE DELLE FASI ATTUATIVE DELLE VERIFICHE TECNICHE E DI SICUREZZA SISMICA	49
4.1	Livello di conoscenza delle strutture oggetto di indagine	50
4.2	Indicazioni relative al rilievo geometrico-strutturale e dei dettagli costruttivi	51
4.3	Indicazioni relative alla determinazione delle proprietà dei materiali	53
4.4	tipologia di analisi strutturale e tecniche di modellazione numerica	55
4.5	Valutazione dei valori di accelerazione al suolo corrispondenti agli SL definiti dalle NTC08.....	56
4.6	Verifiche numeriche previste	57
5	RILIEVO GEOMETRICO – STRUTTURALE	58
5.1	Rilievo geometrico	58
5.2	Documentazione fotografica	66
5.3	Quadro fessurativo e di degrado.....	68
5.4	Rilievo materico e dei particolari costruttivi.....	69
5.4.1	Organizzazione strutturale e pianificazione del rilievo materico.....	69
5.4.2	Elementi in muratura.....	89
5.4.3	Elementi in cemento armato	99
5.4.4	Orizzontamenti.....	122
5.5	Vulnerabilità secondarie e strutturali	136
6	INDAGINI SPECIALISTICHE.....	143
6.1	Prove di laboratorio su elementi in laterizio	143

6.3	Stima del fattore di confidenza (FC)	151
6.4	Azioni sulla struttura e loro combinazione.....	153
6.4.1	Azione della neve.....	154
6.4.2	Azione del vento	156
6.4.3	Azione sismica	157
6.4.4	Analisi dei carichi	159
7	MODELLAZIONE E ANALISI NUMERICA	180
7.1	Analisi di regolarità.....	180
7.1.1	Regolarità in pianta	180
7.1.2	Regolarità in altezza.....	181
7.2	Proprietà meccaniche assunte per i materiali strutturali.....	182
7.3	Progetto simulato degli elementi in c.a.	186
7.3.1	Pilastri	187
7.3.2	Travi.....	188
7.4	Ipotesi di base della modellazione.....	191
7.4.1	Schematizzazione a macroelementi finiti bidimensionali e passaggio al telaio equivalente	192
7.4.2	Modellazione dei maschi murari.....	193
7.4.3	Modellazione delle fasce di piano e dei sottofinestra	194
7.4.4	Modellazione degli elementi strutturali in c.a.....	195
7.4.5	Modellazione degli impalcati.....	195
7.4.6	Vincolamento dei nodi	196
7.5	Realizzazione del modello globale dell'edificio	196
7.5.1	Creazione del modello a telaio equivalente	197
7.5.2	Definizione dei solai	202
7.5.3	Definizione dei carichi	203
7.6	Analisi statica	205
7.7	Analisi sismica globale.....	207
7.7.1	Analisi statica non lineare (pushover).....	207
8	VALUTAZIONE DELLE VULNERABILITA'	209
8.1	Verifiche di vulnerabilità statica	209
8.1.1	Verifiche sui solai	209
8.1.2	Verifiche sulle pareti murarie (pressoflessione fuori dal piano).....	223
8.2	Verifiche di vulnerabilità sismica.....	232
8.2.1	Verifiche sismiche sull'edificio isolato.....	232
8.2.2	Verifiche sismiche sul modello comprensivo di una porzione di aggregato	253
9	VALUTAZIONE AFFIDABILISTICA DELLA SICUREZZA SISMICA: CNR – DT 212/2013.....	258

9.1	AZIONE SISMICA.....	258
9.1.1	Curva di pericolosità mediana.....	258
9.1.2	Storie temporali del moto sismico	258
9.2	CONOSCENZA DELLA STRUTTURA	258

1 DESCRIZIONE DEL CASO DI STUDIO

1.1 Geolocalizzazione

L'edificio in esame, sede del Servizio Tecnico di Bacino (S.T.B.) di Romagna, è situato nel Comune di Ravenna in Piazza Caduti per la Libertà 9-12 (Figura 1.1).

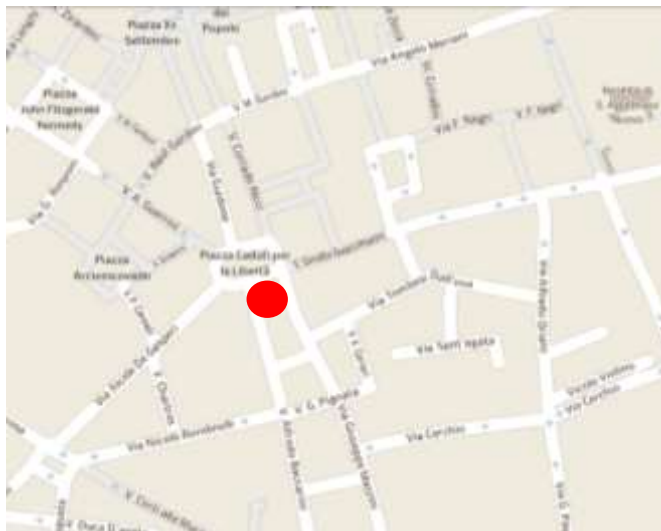


Figura 1.1 – Inquadramento generale.

L'area su cui esso è edificato si colloca all'interno di un terreno individuabile catastalmente nel Foglio n° 77, Particella n° 123 del N.C.T. del Comune di Ravenna (Figura 1.2).

La georeferenziazione dell'edificio, eseguita consultando Google Earth, ha fornito le seguenti coordinate:

- Geografiche WGS84:
latitudine 44.415094° (44°24'54.34" N), longitudine 12.20005° (12°12'00.18" E)
- Piane UTM ED50:
33T Est = 277085.97, Nord = 4921790.08.

Il lotto si sviluppa su di un'area pianeggiante (come si può osservare dalla fotografia aerea di Figura 1.3) ad una quota di circa 10 m s.l.m., posta nella zona centrale della città, a circa 300 m dalla sede del comune ed 800 m dalla stazione ferroviaria.

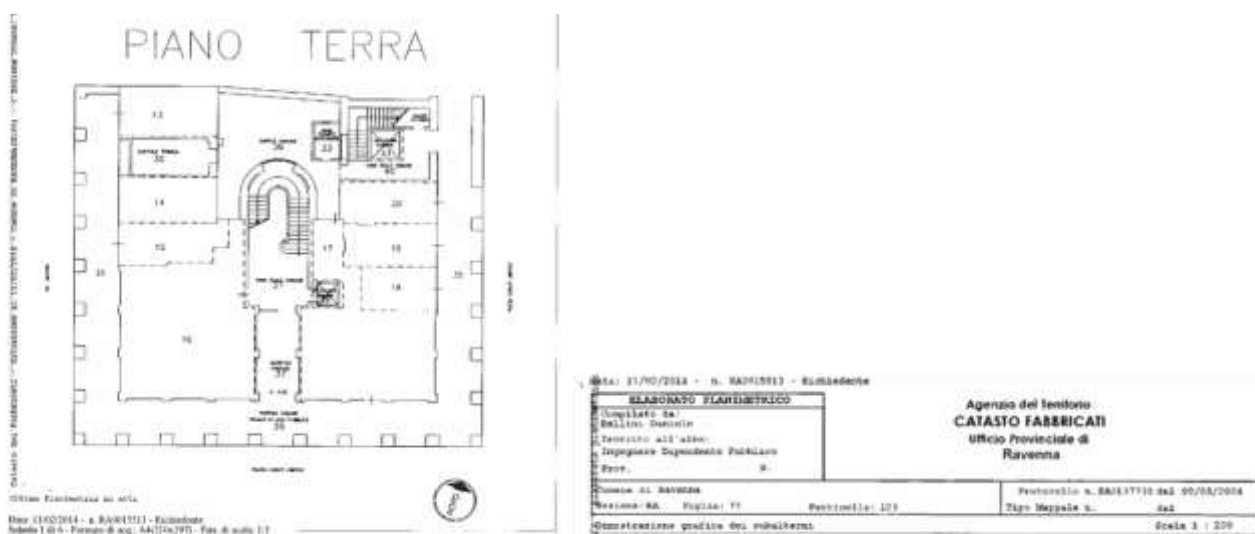


Figura 1.2 – Stralcio di planimetria catastale riportante i dati identificativi del fabbricato.

1.2 Descrizione dell'edificio

L'edificio è costituito da un corpo a pianta pressoché quadrata, con un cortile interno posto sul lato opposto a Piazza Caduti per la Libertà e si compone di sei piani fuori terra più un volume interrato di limitata estensione, originariamente destinato ad ospitare un rifugio antiaereo posto alla quota della fondazione continua, cui si accede tramite una botola ubicata al piano terra.

Al piano terra è presente un porticato che si estende sui tre lati del fabbricato rispettivamente prospicienti via Mazzini, Piazza Caduti per la Libertà e via Baccarini (Figure 1.3, 1.4); i locali di questo piano sono adibiti principalmente ad archivi ed autorimesse, fatta eccezione per un locale adibito a bar.



Figura 1.3 – Vista satellitare dell'edificio e denominazione delle vie adiacenti (da Bing Maps).

I rimanenti quattro piani fuori terra sono occupati da uffici aperti al pubblico; al quarto piano è inoltre presente una terrazza che si sviluppa sui tre lati del fabbricato già interessati dal porticato al piano terra. Sempre al quarto piano è inoltre presente un terrazzo di limitata estensione che si affaccia sul lato opposto alla Piazza, mentre il quinto piano si compone di alcuni locali adibiti a deposito/archivio e da un terrazzo centrale.

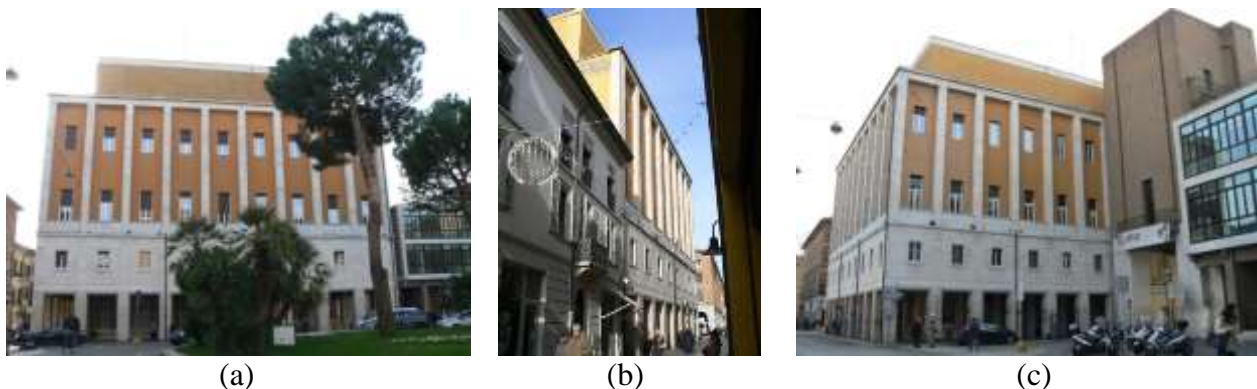


Figura 1.4 – Prospetti principali dell'edificio rivolti verso (a) Piazza Caduti per la Libertà; (b) via Mazzini; (c) via Baccarini.

L'edificio, caratterizzato da una struttura mista in muratura e calcestruzzo armato, fa parte di un aggregato edilizio che si estende tra via Mazzini e via Baccarini, e presenta una muratura portante (che si sviluppa sul lato opposto alla Piazza) parzialmente in comune con alcuni fabbricati esistenti di minore altezza (Figure 1.3, 1.5). La costruzione è avvenuta unitamente a quella della torre sopra via Baccarini (denominata "sottopassaggio" negli elaborati progettuali originali), da cui risulta

tuttavia separata tramite un giunto tecnico.

La copertura è caratterizzata da manto in tegole piane tipo marsigliesi in laterizio.



Figura 1.5 – Aggregato edilizio tra via Mazzini e via Baccarini, di cui fa parte anche l'edificio oggetto di indagine (da Bing Maps).

Per una miglior comprensione della descrizione si riportano a seguire le piante dei vari piani dell'edificio contenenti i punti di presa delle foto che saranno riportate nel corso della descrizione e che sono relative alla prima visita d'ispezione effettuata.

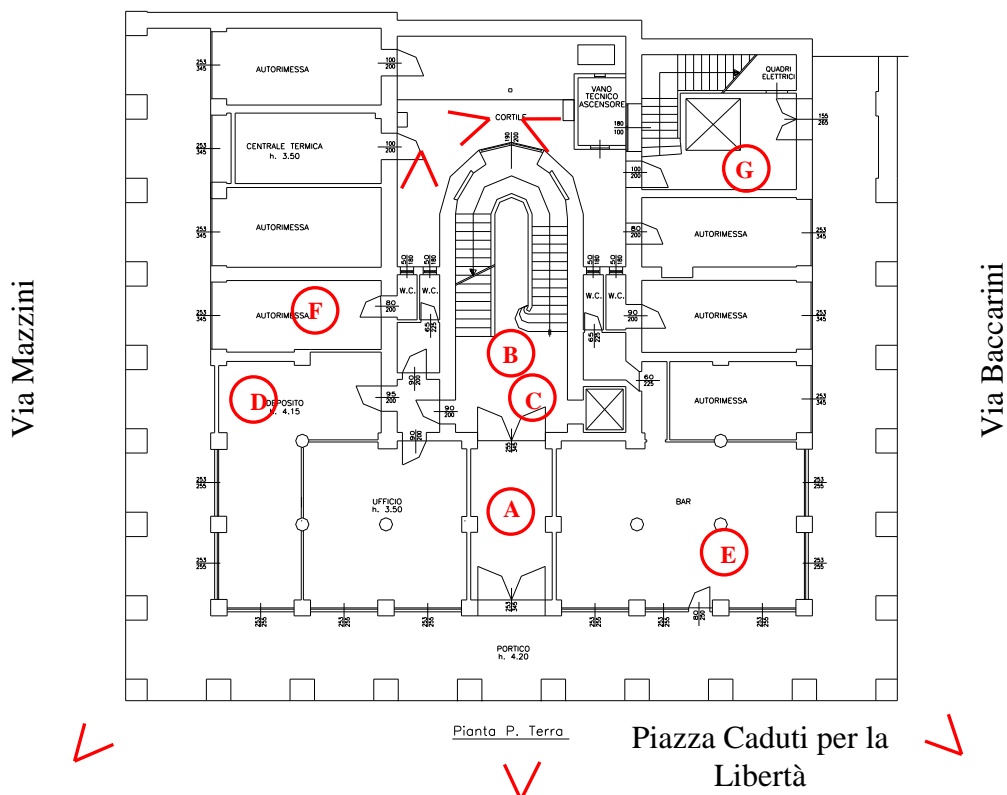
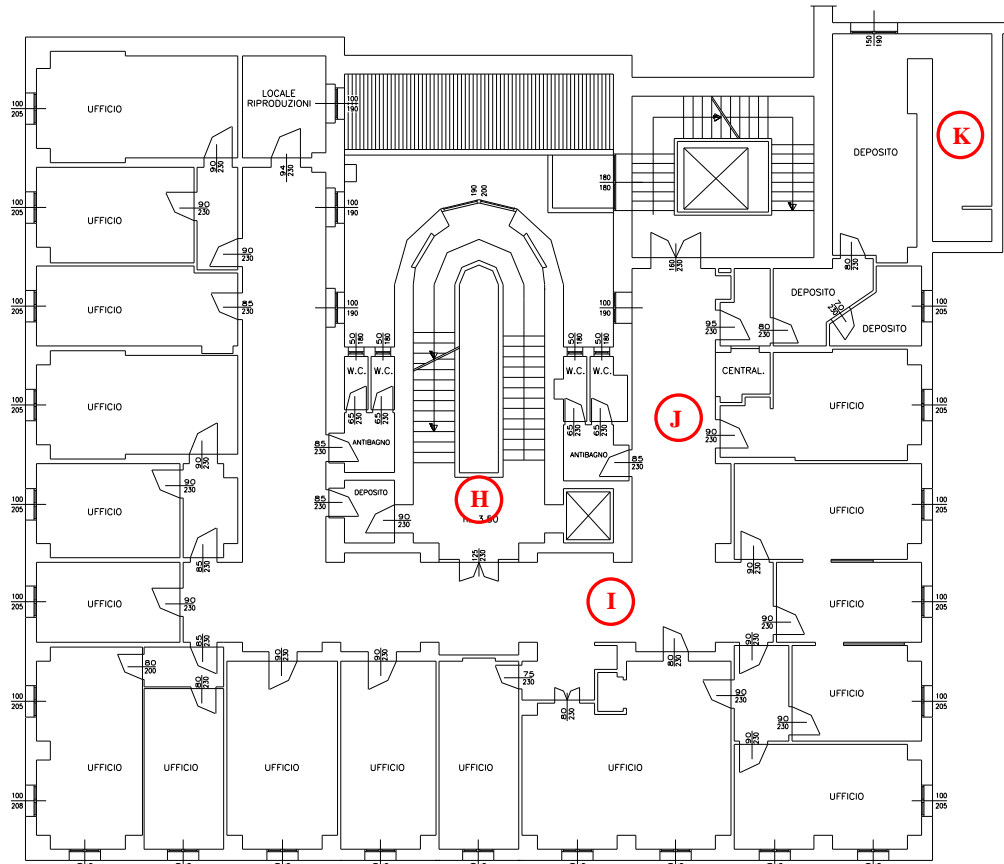
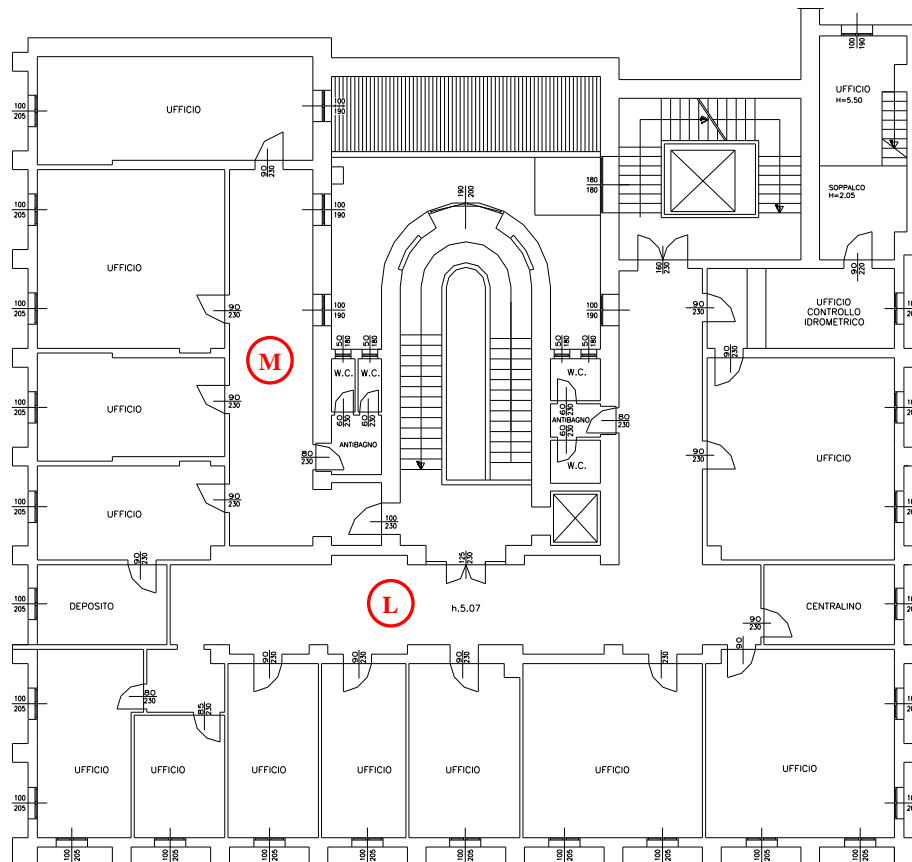


Figura 1.6– Pianta piano terra.

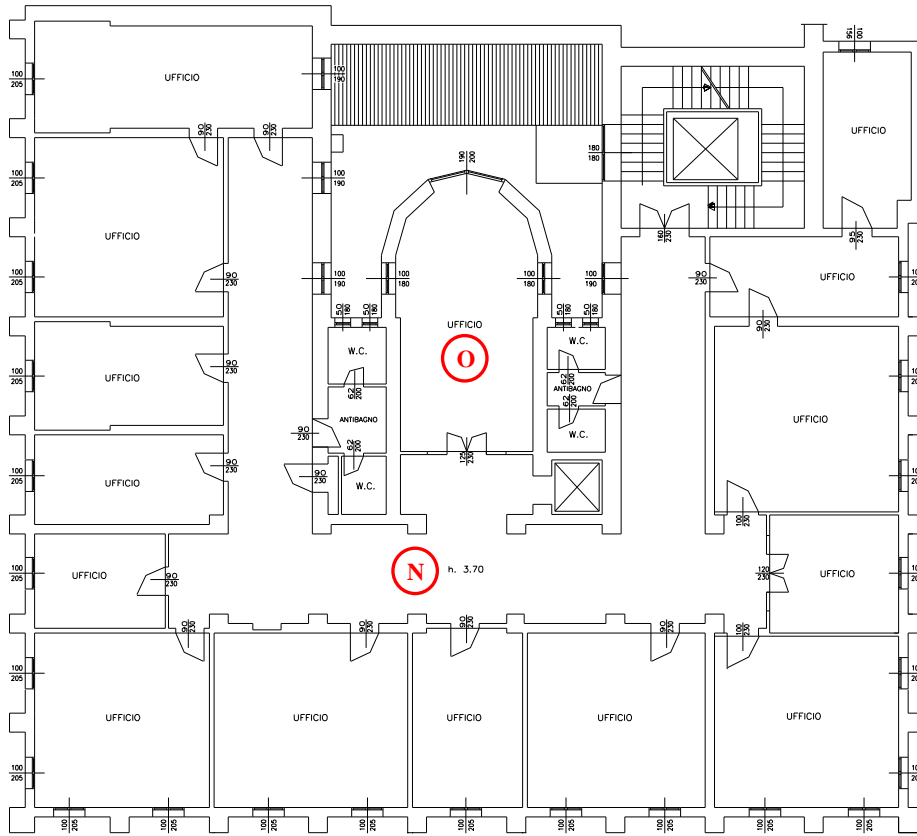


Pianta P. Primo

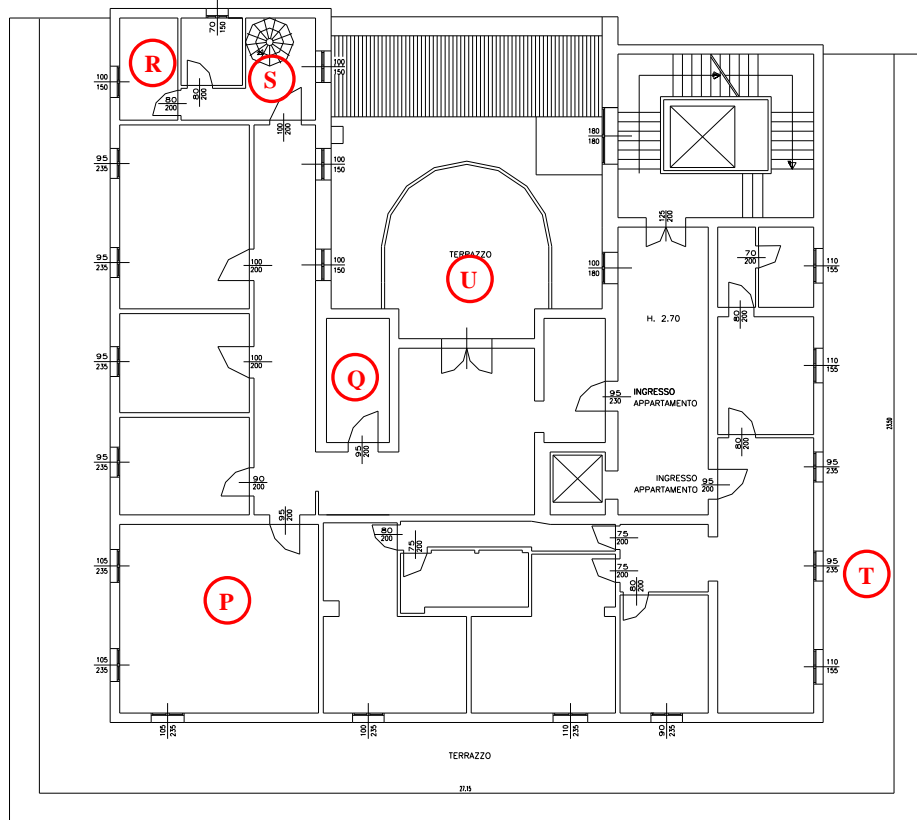


Pianta P. Secondo

Figura 1.7 – Pianta piano primo e secondo.

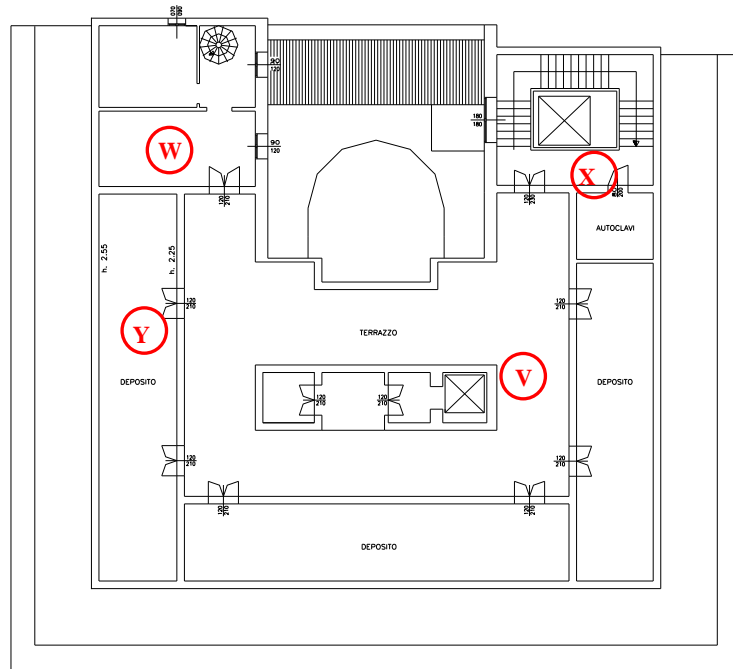


Pianta P. Terzo



Pianta P. Quarto

Figura 1.8 – Piante piano terzo e quarto.



Pianta P. Quinto

Figura 1.9 – Pianta piano quinto.

La documentazione fotografica relativa al cortile interno e ai prospetti dell'edificio è riportata nelle Figure 1.10a – f ; i punti di ripresa delle fotografie sono indicati con numeri progressivi nella pianta del piano terra, in Figura 1.6.



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)

Figura 1.10 – Prospetti: (a) lato Piazza Caduti per la Libertà, (b) angolo via Baccarini, (c) lato via Mazzini. Cortile interno: (d) vista sulla centrale termica; (e) vista sul prospetto interno e sulla scala principale; (f) vista sulla scala secondaria.

Come detto, il piano interrato si compone di due locali di modeste dimensioni originariamente adibiti a rifugio antiaereo e posti a livello delle fondazioni del fabbricato (Figura 1.11).



Figura 1.11 – Locali interrati originariamente adibiti a rifugio antiaereo.

L'accesso principale dell'edificio si trova al piano terra in posizione centrale rispetto alla facciata prospiciente Piazza Caduti per la Libertà (Figure 1.10a e 1.12 / Figura 1.6 punto A); da esso si accede, tramite un breve corridoio, allo scalone principale e a uno dei due ascensori che servono la struttura (Figura 1.13a,b / Figura 1.6 punto B e Figura 1.13c / Figura 1.6 punto C, rispettivamente). Lo scalone principale risulta ubicato in posizione pressoché centrata rispetto alla sagoma dell'edificio e si compone di due rampe collegate tramite un pianerottolo di forma semicircolare. Sempre dall'ingresso principale è poi possibile accedere ad alcuni locali destinati ad archivio/deposito (Figura 1.14a / Figura 1.6 punto D). Al piano terra è inoltre presente un ambiente in locazione a privati attualmente adibito a bar (Figura 1.14b / Figura 1.6 punto E); quest'ultimo risulta accessibile esclusivamente dal porticato prospiciente Piazza Caduti per la Libertà, essendo sprovvisto di accessi diretti al resto dell'edificio.



Figura 1.12 – Ingresso principale del fabbricato.

Il piano terra ospita anche una serie di autorimesse (Figura 1.15a / Figura 1.6 punto F), cui si accede da via Mazzini e da via Baccarini, che comunicano in parte con il cortile interno ed in parte direttamente con la struttura. Sempre su via Baccarini è inoltre presente l'ingresso secondario dell'edificio; quest'ultimo si affaccia direttamente su un vano scala secondario e su un secondo ascensore, posto al centro della rampa (Figura 1.15b / Figura 1.6 punto G). In questa zona è ubicata

la botola di accesso al rifugio antiaereo precedentemente descritto, nonché un ulteriore ingresso sul cortile interno. Dal cortile interno è infine possibile accedere alla centrale termica (Figura 1.10d) e ad un vano tecnico ascensore.

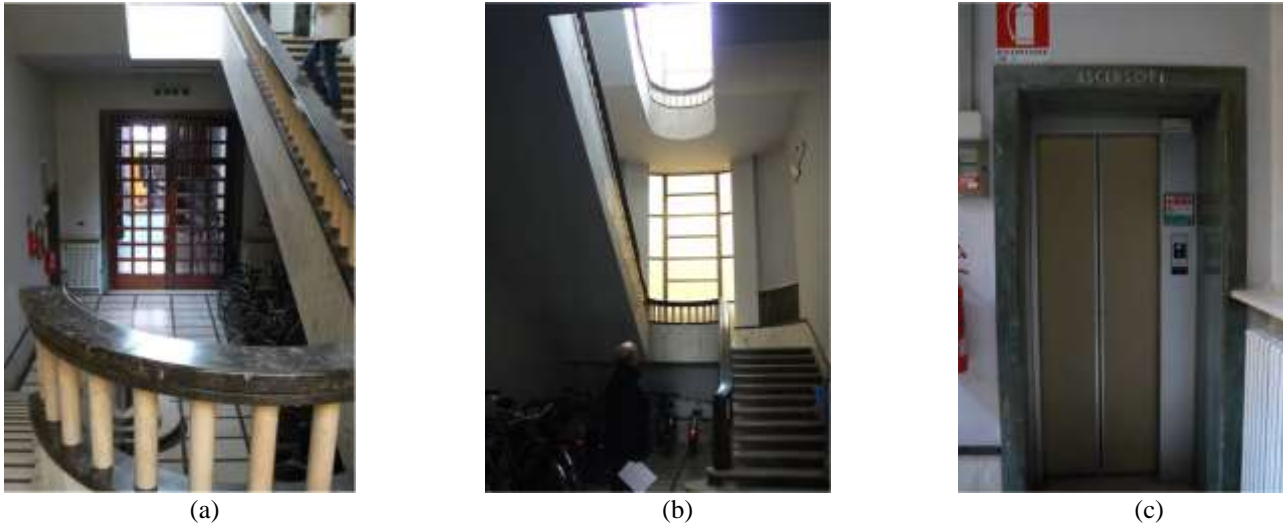


Figura 1.13 – (a) Ingresso dell'edificio, (b) scalone principale, (c) ascensore.



Figura 1.14 – Piano terra: (a) locali adibiti a deposito/archivio e (b) ambiente in locazione a privati, ad uso bar.



Figura 1.15 – Piano terra: (a) autorimessa tipo e (b) vista sulla scala secondaria e relativo ascensore.

Il piano primo è interamente adibito ad uffici, cui è possibile accedere sia tramite la scala principale

(ove è ubicato l'accesso principale al piano, Figura 1.16a / Figura 1.7 punto H) che tramite quella secondaria.



(a)



(b)

Figura 1.16 – Piano primo: (a) ingresso principale sulla scala centrale; (b) vista del corridoio sul lato prospiciente Piazza Caduti per la Libertà.

Gli uffici si affacciano su un corridoio centrale che interessa le tre ali del fabbricato poste su Piazza Caduti per la Libertà (Figura 1.16b / Figura 1.7 punto I), via Baccarini (Figura 1.17a / Figura 1.7 punto J) e via Mazzini. Tali uffici sono rivolti verso i corrispondenti prospetti esterni del fabbricato e sono tutti dotati di finestre. Sempre a questo piano sono inoltre presenti alcuni locali adibiti a deposito/archivio (Figura 1.17b / Figura 1.7 punto K), nonché alcuni ambienti tecnici.



(a)



(b)

Figura 1.17 – Piano primo: (a) vista del corridoio sul lato prospiciente via Baccarini; (b) locale adibito a deposito/archivio.

Il piano secondo, ancora adibito ad uffici, presenta una distribuzione planimetrica sostanzialmente analoga a quella del piano sottostante. In particolare, anche in questo caso gli uffici, che si affacciano sui prospetti liberi del fabbricato, sono accessibili da un corridoio centrale, che interessa le tre ali rispettivamente prospicienti Piazza Caduti per la Libertà (Figura 1.18a / Figura 1.8 punto L), via Baccarini e via Mazzini (Figura 1.18b / Figura 1.8 punto M). Mentre gli uffici di proprietà della Regione Emilia-Romagna sono raggiungibili tramite entrambe le scale presenti nel fabbricato, quelli occupati dal Provveditorato Interregionale per le OO.PP. Emilia-Romagna e Marche sono accessibili solo tramite un ingresso posto sullo scalone principale. Anche a questo piano sono presenti un numero limitato di vani tecnici e locali adibiti a deposito.



Figura 1.18 – Piano secondo: (a) vista del corridoio sul lato prospiciente Piazza Caduti per la Libertà.; (b) vista del corridoio sul lato prospiciente via Mazzini.

Per il piano terzo valgono le considerazioni già fatte per i piani sottostanti, dal momento che tutti i locali sono adibiti ad ufficio e presentano la medesima distribuzione planimetrica già descritta in precedenza (Figura 1.19a / Figura 1.8 punto N). In questo caso, tuttavia, si può accedere al piano solo tramite la scala secondaria o uno dei due ascensori che servono l'edificio, dal momento che la scala principale si arresta al piano secondo. In corrispondenza di tale volume, è invece presente un ufficio, adibito a sala riunioni (Figura 1.19b / Figura 1.8 punto O).



Figura 1.19 – Piano terzo: (a) vista del corridoio sul lato prospiciente Piazza Caduti per la Libertà; (b) ufficio sopra al vano scale principale.

Il piano quarto comprende una serie di locali, di proprietà della Regione Emilia-Romagna, adibiti ad uffici; questi ultimi interessano in particolare l'intera ala del fabbricato su via Baccarini e una parte di quella prospiciente Piazza Caduti per la Libertà (comprendente le stanze che affacciano sul prospetto esterno, Figura 1.20a / Figura 1.8 punto P). I rimanenti locali, di proprietà del Demanio dello Stato, sono invece adibiti ad appartamento e sono attualmente inutilizzati (Figure 1.20b,c / Figura 1.8 punti Q ed R). L'appartamento si compone inoltre di 3 locali posti al piano quinto, accessibili dal piano sottostante tramite una scala a chiocciola (Figura 1.21a / Figura 1.8 punto S). E' opportuno osservare come al quarto piano la sagoma dell'edificio si rastremi, dal momento che su tre lati del perimetro principale (rispettivamente prospicienti via Mazzini, Piazza Caduti per la Libertà e via Baccarini) è presente un terrazzo (Figura 1.21b / Figura 1.8 punto T), su cui affacciano gli uffici e i locali dell'appartamento. E' inoltre presente un terrazzo di dimensioni più contenute che si affaccia sull'aggregato edilizio compreso tra via Mazzini e via Baccarini, ubicato in

corrispondenza del volume occupato ai piani inferiori dalla scala principale (Figura 1.21c / Figura 1.8 punto U).



(a)



(b)



(c)

Figura 1.20 – Piano quarto: (a) ufficio sul lato prospiciente Piazza Caduti per la Libertà; (b) e (c) locali dell'appartamento attualmente in disuso.



(a)



(b)



(c)

Figura 1.21 – Piano quarto: (a) scala a chiocciola nei locali adibiti ad appartamento; (b) terrazzo principale, vista lato via Baccarini e (c) terrazzo di minori dimensioni con affaccio sull'aggregato edilizio compreso tra via Mazzini e via Baccarini.

Il piano quinto si compone di un terrazzo centrale (Figura 1.22a / Figura 1.9 punto V), attorno al quale si sviluppano alcuni ambienti principalmente destinati a deposito e archivio; è inoltre presente un locale autoclavi in prossimità della scala secondaria. Nel lato del fabbricato prospiciente via Mazzini sono inoltre presenti i tre locali dell'appartamento di proprietà del Demanio dello Stato (Figura 1.22b / Figura 1.9 punto W), di cui si è già detto in precedenza. Anche in questo caso, l'accesso al piano è consentito tramite la scala secondaria o uno dei due ascensori che servono il fabbricato; è inoltre presente la scala a chiocciola che collega i locali dell'appartamento posti sui due livelli.



(a)



(b)

Figura 1.22 – Piano quinto: (a) terrazzo centrale; (b) locale adibito ad appartamento, attualmente in disuso.

Le coperture del vano scala secondario e dell'appartamento risultano praticabili e sono raggiungibili tramite delle scale metalliche poste sul terrazzo del quinto piano (Figura 1.23); su di esse risultano installate numerose antenne per la trasmissione radiofonica (Figura 1.23a / Figura 1.9 punto X). La copertura degli altri locali, realizzata in tegole marsigliesi, non è invece praticabile.



(a)



(b)

Figura 1.23 – Piano quinto: (a) copertura praticabile sul vano scala; (b) copertura in tegole sui locali adibiti a deposito.

La superficie del piano terreno è di circa 740 m^2 , al lordo del porticato – che ha area pari a circa 234 m^2 – e del cortile interno, che si estende per circa 48 m^2 . L'altezza utile degli ambienti varia tra 3.50 m e 4.15 m ; in corrispondenza del porticato esterno si raggiungono 4.20 m .

Il piano primo, così come il secondo ed il terzo, hanno approssimativamente la stessa superficie, pari a 760 m^2 circa; l'altezza utile varia invece da piano a piano ed è circa pari a 3.50 m per il primo, 5.07 m per il secondo e 3.70 m per il terzo.

Il piano quarto presenta la medesima superficie lorda dei piani sottostanti, di cui circa 260 m^2 sono adibiti a terrazzo; l'altezza utile risulta in questo caso pari a circa 2.70 m .

Il piano quinto occupa un'area di circa 419 m^2 , di cui circa 125 m^2 sono destinati a terrazzo. I locali coperti presenti al piano hanno altezza media pari a 2.40 m .

Si sottolinea che i dati plano-altimetrici qui riportati sono stati desunti dagli elaborati grafici disponibili al momento della prima ispezione in sito e dovranno quindi essere accertati nella successiva fase di rilievo geometrico.

1.2.1 Destinazione d'uso

L'intero edificio era originariamente di proprietà dell'Agenzia del Demanio; nel 2004 diversi locali sono stati però ceduti alla Regione Emilia – Romagna, con atto n. 2004/15174/RA, registrato all'Agenzia delle Entrate di Ravenna al n. 101173 Mod. 3 in data 24/09/2004.

Attualmente l'edificio risulta quindi suddiviso, relativamente alla proprietà (Figure 1.24 – 1.29), fra i seguenti enti:

➤ DEMANIO DELLO STATO:

- Piano terra: n° 4 autorimesse, di cui 2 prospicienti via Baccarini e due prospicienti via Mazzini; n° 1 locale in locazione a privati (adibito a bar), in corrispondenza dell'angolo tra via Baccarini e Piazza Caduti per la Libertà;
- Piano primo: intero piano;
- Piano secondo: intera ala prospiciente via Mazzini, composta da n° 4 uffici e n° 1 locali adibiti a deposito;
- Piano terzo: nessun locale;
- Piano quarto: intera ala prospiciente via Mazzini destinata ad appartamento e composta da n° 9 vani;
- Piano quinto: n° 3 vani destinati ad appartamento, posti in corrispondenza dell'angolo del fabbricato compreso tra via Mazzini e l'edificio in adiacenza; n° 2 vani destinati a deposito, uno sul lato prospiciente via Baccarini e l'altro sul lato prospiciente Piazza Caduti per la Libertà.

➤ DEMANIO DELLO STATO:

- Piano terra: n° 2 autorimesse, una prospiciente via Baccarini ed una prospiciente via Mazzini; n° 2 locali adibiti a deposito;
- Piano primo: nessun locale;
- Piano secondo: 2 ali del fabbricato rispettivamente prospicienti via Baccarini e Piazza Caduti per la Libertà, ospitanti n° 10 uffici;
- Piano terzo: intero piano;
- Piano quarto: 2 ali del fabbricato rispettivamente prospicienti via Baccarini e Piazza Caduti per la Libertà, comprensive di n° 9 locali prevalentemente adibiti ad uffici;
- Piano quinto: n° 1 locale adibito a deposito, nell'ala prospiciente via Mazzini.

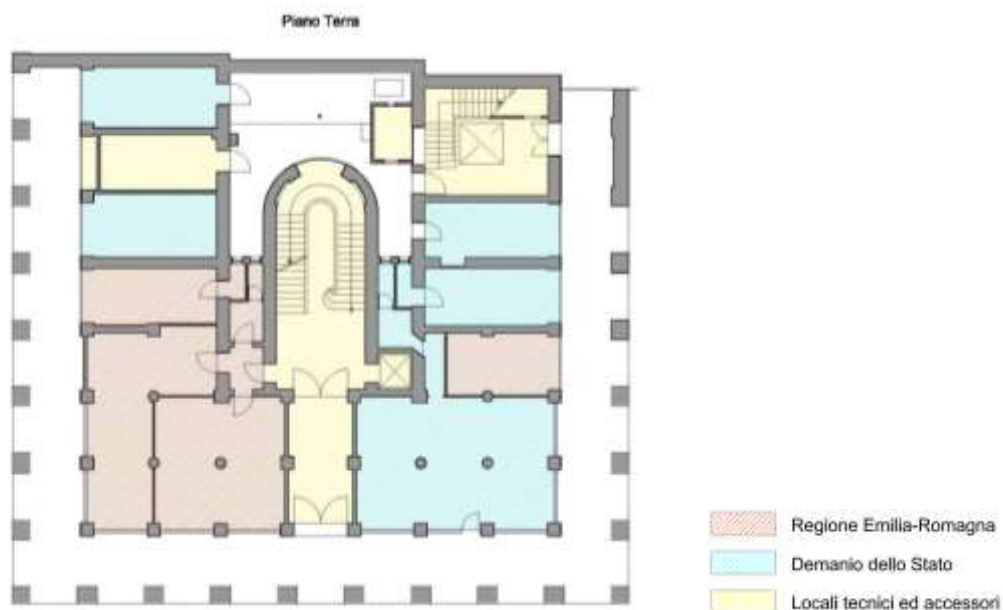


Figura 1.24 – Pianta proprietà piano terra.

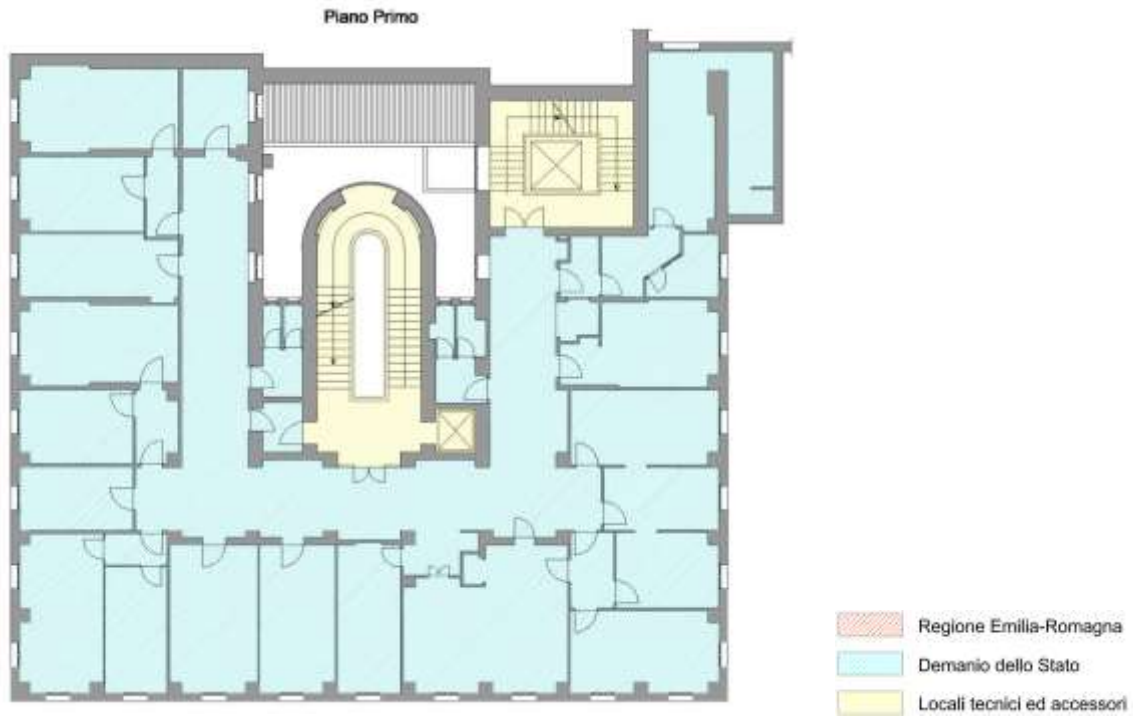


Figura 1.25 – Pianta proprietà piano primo.

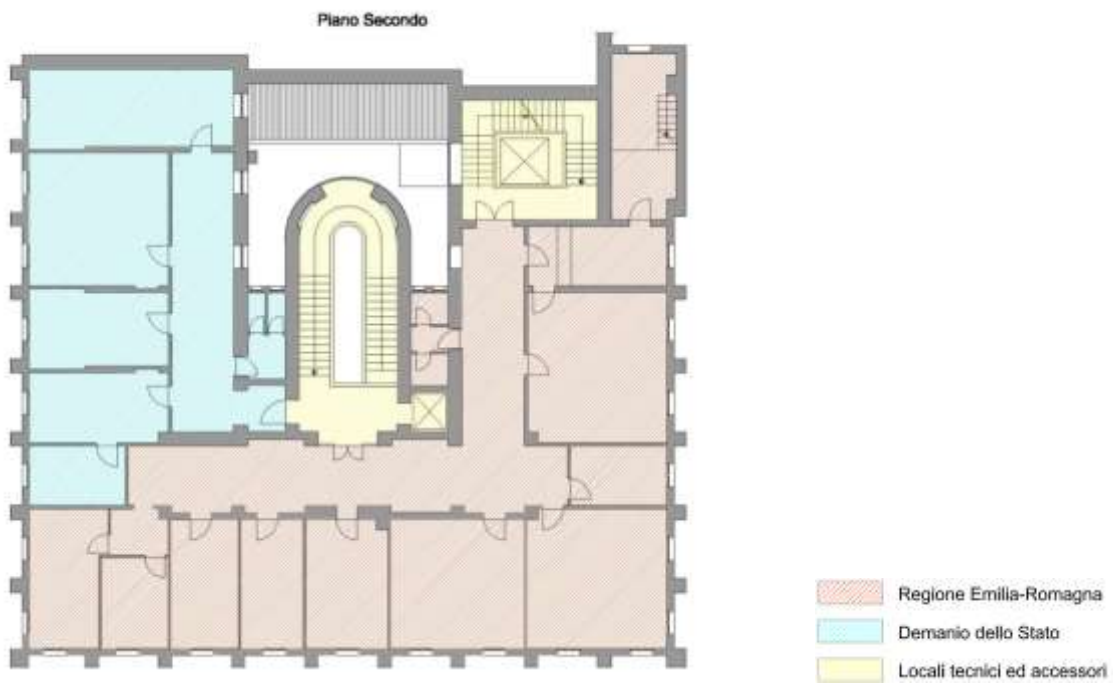


Figura 1.26 – Pianta proprietà piano secondo.

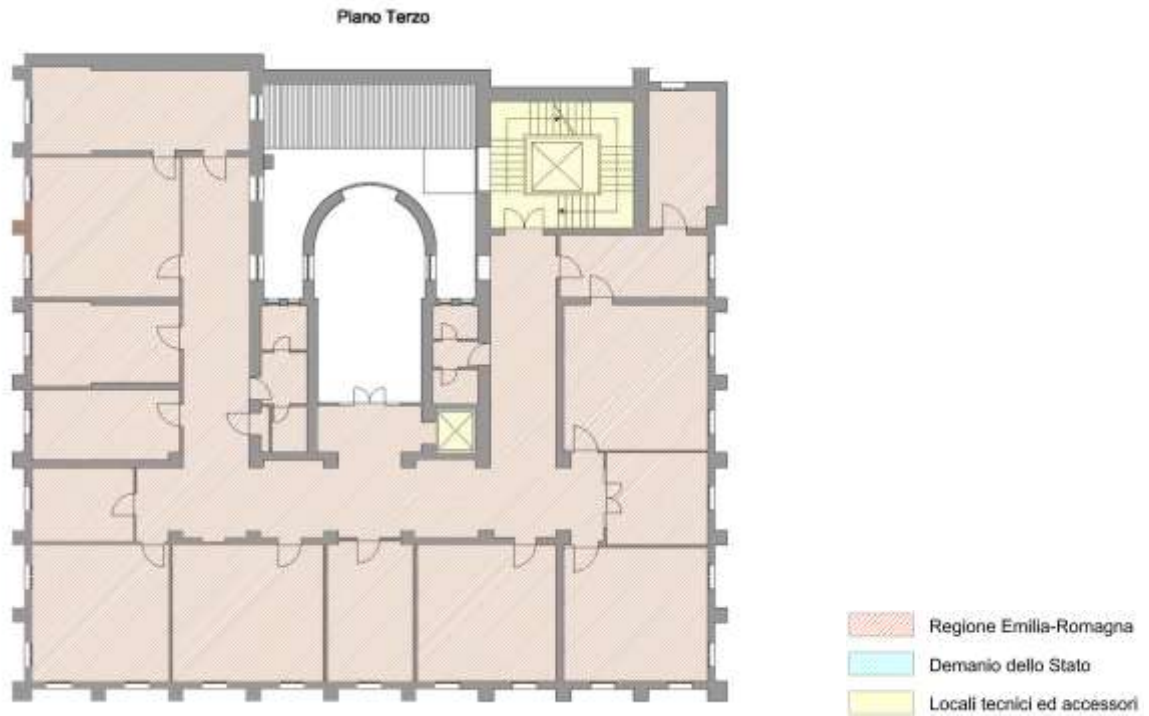


Figura 1.27 – Pianta proprietà piano terzo.

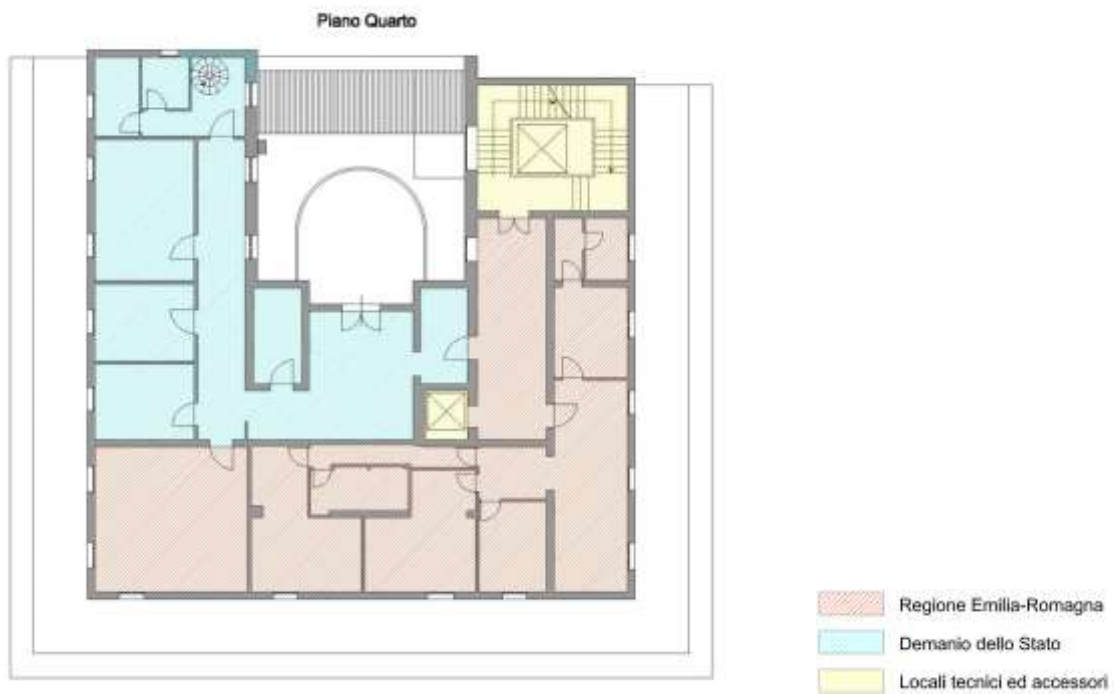


Figura 1.28 – Pianta proprietà piano quarto.

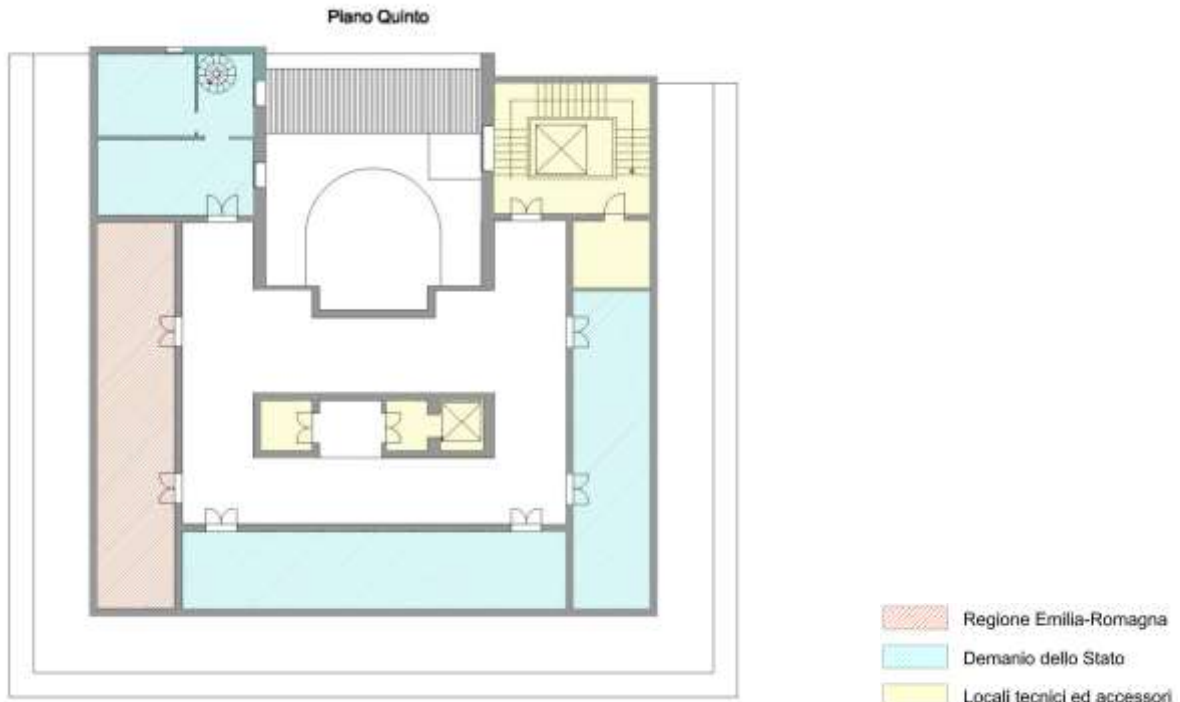


Figura 1.29 – Pianta proprietà piano quinto.

Con riferimento agli spazi occupati l'edificio risulta invece suddiviso fra i seguenti enti:

- **AGENZIA DEL DEMANIO:**
 - Piano terra: nessun locale;
 - Piano primo: nessun locale;
 - Piano secondo: nessun locale;
 - Piano terzo: nessun locale;
 - Piano quarto: n°1 appartamento (9 vani);
 - Piano quinto: n°1 appartamento (3 vani).
- **AGENZIA DELLE ENTRATE:**
 - Piano terra: n° 1 autorimesse;
 - Piano primo: nessun locale;
 - Piano secondo: nessun locale;
 - Piano terzo: nessun locale;
 - Piano quarto: nessun locale;
 - Piano quinto: nessun locale.
- **REGIONE EMILIA-ROMAGNA:**
 - Piano terra: n° 2 autorimesse e n° 2 locali adibiti a deposito;
 - Piano primo: nessun locale;
 - Piano secondo: n° 10 uffici;
 - Piano terzo: intero piano;
 - Piano quarto: n° 9 locali prevalentemente adibiti ad uffici;
 - Piano quinto: n° 1 locale adibito a deposito – archivio.
- **MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI, PROVVEDITORATO INTERREGIONALE PER LE OPERE PUBBLICHE EMILIA-ROMAGNA E MARCHE, UFFICIO 4 – SEZIONE OPERATIVA DI RAVENNA:**
 - Piano terra: n° 2 autorimesse;
 - Piano primo: nessun locale;
 - Piano secondo: n° 4 uffici e n° 1 locale adibito a deposito;

- Piano terzo: nessun locale;
 - Piano quarto: nessun locale;
 - Piano quinto: n° 1 locale adibito a deposito – archivio.
- MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI, PROVVEDITORATO INTERREGIONALE PER LE OPERE PUBBLICHE EMILIA-ROMAGNA E MARCHE, UFFICIO 4 – OPERE MARITTIME:
- Piano terra: n° 1 autorimesse;
 - Piano primo: intero piano;
 - Piano secondo: nessun locale;
 - Piano terzo: nessun locale;
 - Piano quarto: nessun locale;
 - Piano quinto: n° 1 locale adibito a deposito – archivio.
- LOCATARI PRIVATI:
- Piano terra: n° 1 locale adibito a bar;
 - Piano primo: nessun locale;
 - Piano secondo: nessun locale;
 - Piano terzo: nessun locale;
 - Piano quarto: nessun locale;
 - Piano quinto: nessun locale.

La suddivisione degli spazi occupati, realizzata avvalendosi delle informazioni reperite dal personale attualmente in servizio, è inoltre riportata graficamente nelle Figure 1.30 – 1.35.

Malgrado la variazione, nel corso dei decenni, degli enti occupanti l'edificio, la destinazione d'uso dei locali è sempre rimasta pressoché quella originaria di progetto (es. uffici, cantine, depositi ed archivi).

Sulla base delle informazioni reperite dal personale operante nello stabile è emerso che, durante la fruizione ordinaria, l'edificio ospita quotidianamente circa:

- Piano terra:
 - Locatari: 2 lavoratori
- Piano Primo:
 - Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Provveditorato Interregionale per le OO.PP. Emilia-Romagna e Marche Ufficio 4 – Opere Marittime: 15 lavoratori
- Piano Secondo:
 - Regione Emilia-Romagna: 13 lavoratori
 - Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Provveditorato Interregionale per le OO.PP. Emilia-Romagna e Marche Ufficio 4 – Sezione Operativa di Ravenna: 5 lavoratori
- Piano Terzo:
 - Regione Emilia-Romagna: 22 lavoratori
- Piano Quarto:
 - Regione Emilia-Romagna: 6 lavoratori
- Piano Quinto:
 - nessun lavoratore presente

Totale lavoratori nell'edificio: 63.

Tutti gli uffici dell'edificio sono aperti al pubblico.

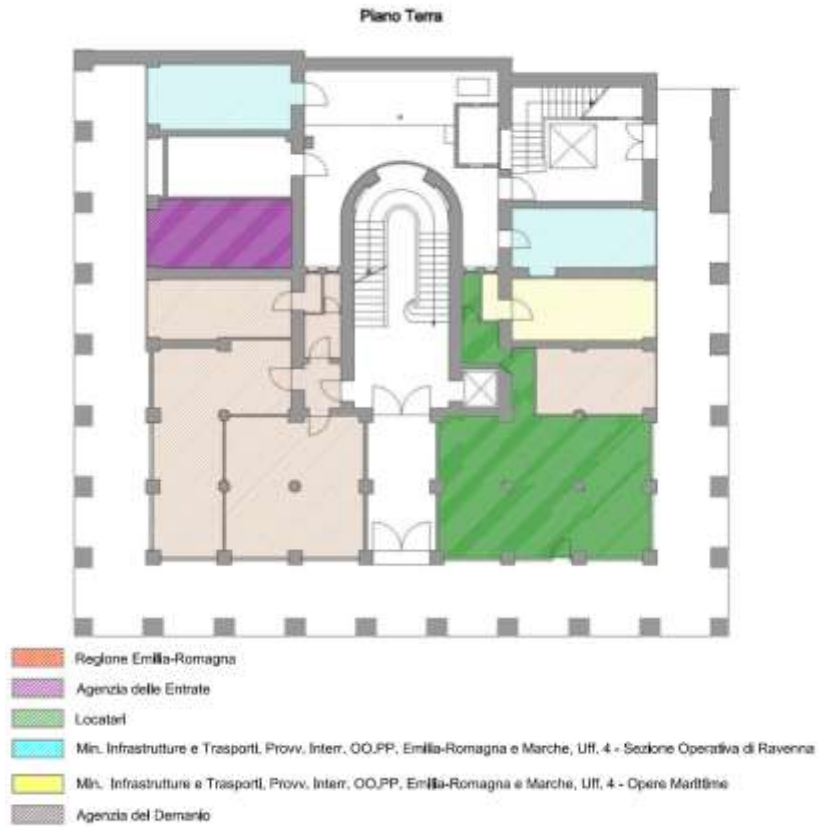


Figura 1.30 – Pianta degli spazi occupati: piano terra.

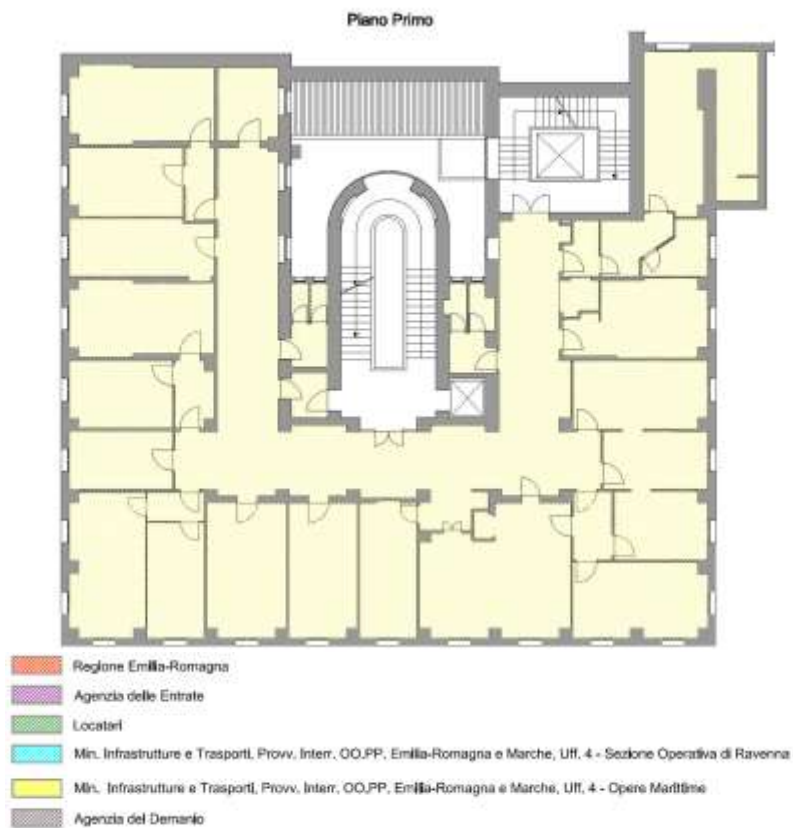


Figura 1.31 – Pianta degli spazi occupati: piano primo.

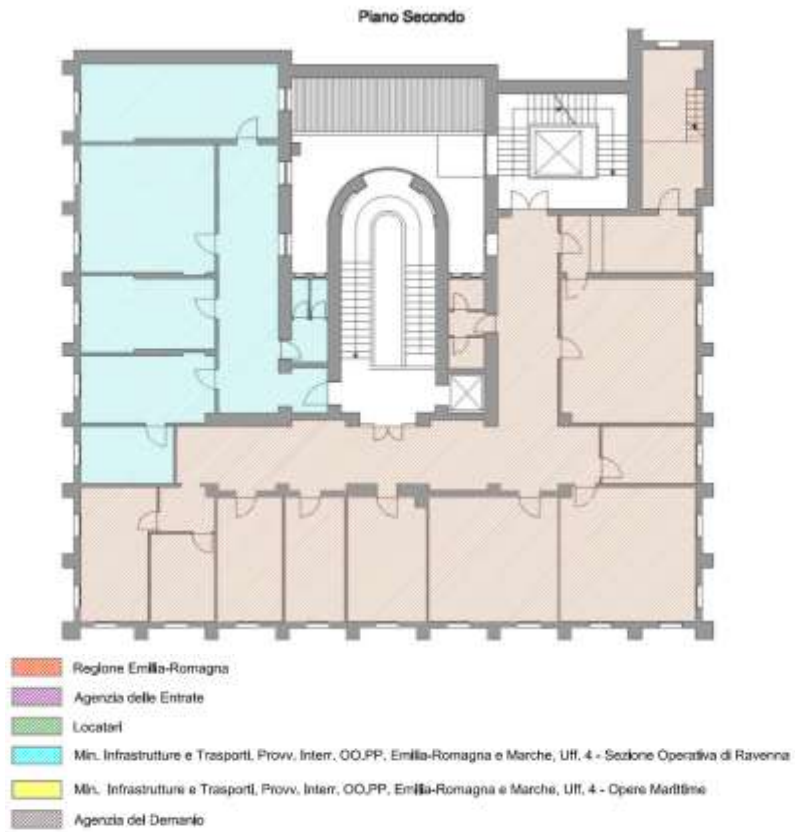


Figura 1.32 – Pianta degli spazi occupati: piano secondo.

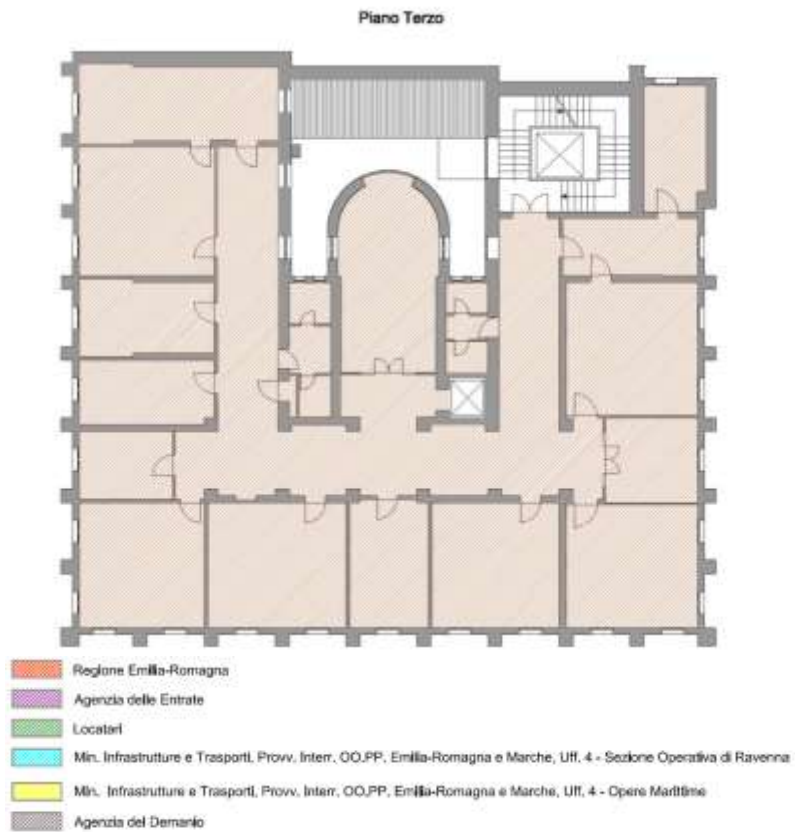


Figura 1.33 – Pianta degli spazi occupati: piano terzo.

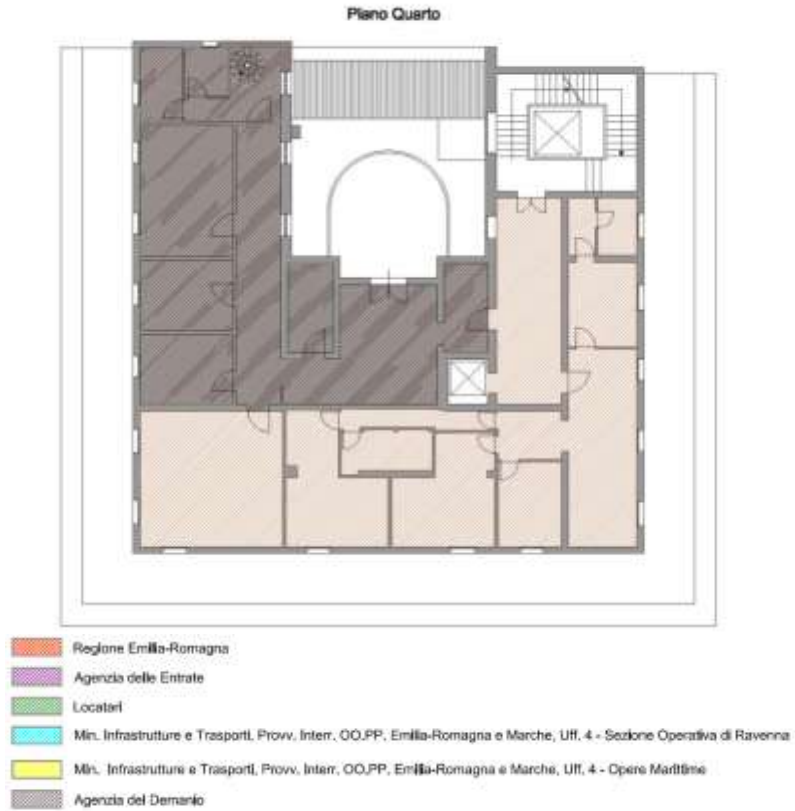


Figura 1.34 – Pianta degli spazi occupati: piano quarto.

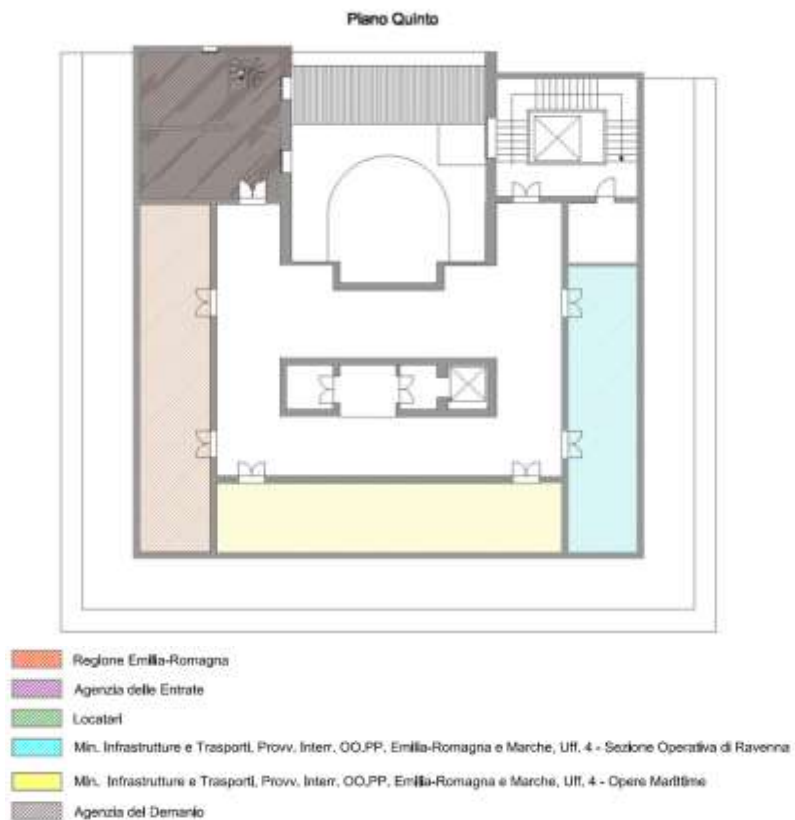


Figura 1.35 – Pianta degli spazi occupati: piano quinto.

1.3 Descrizione delle strutture

Il fabbricato in esame presenta una struttura portante mista in muratura e calcestruzzo armato. Sebbene la struttura sia principalmente realizzata in muratura, è infatti possibile individuare numerosi telai in c.a., che si estendono principalmente nella parte anteriore del fabbricato, prospiciente Piazza Caduti per la Libertà.

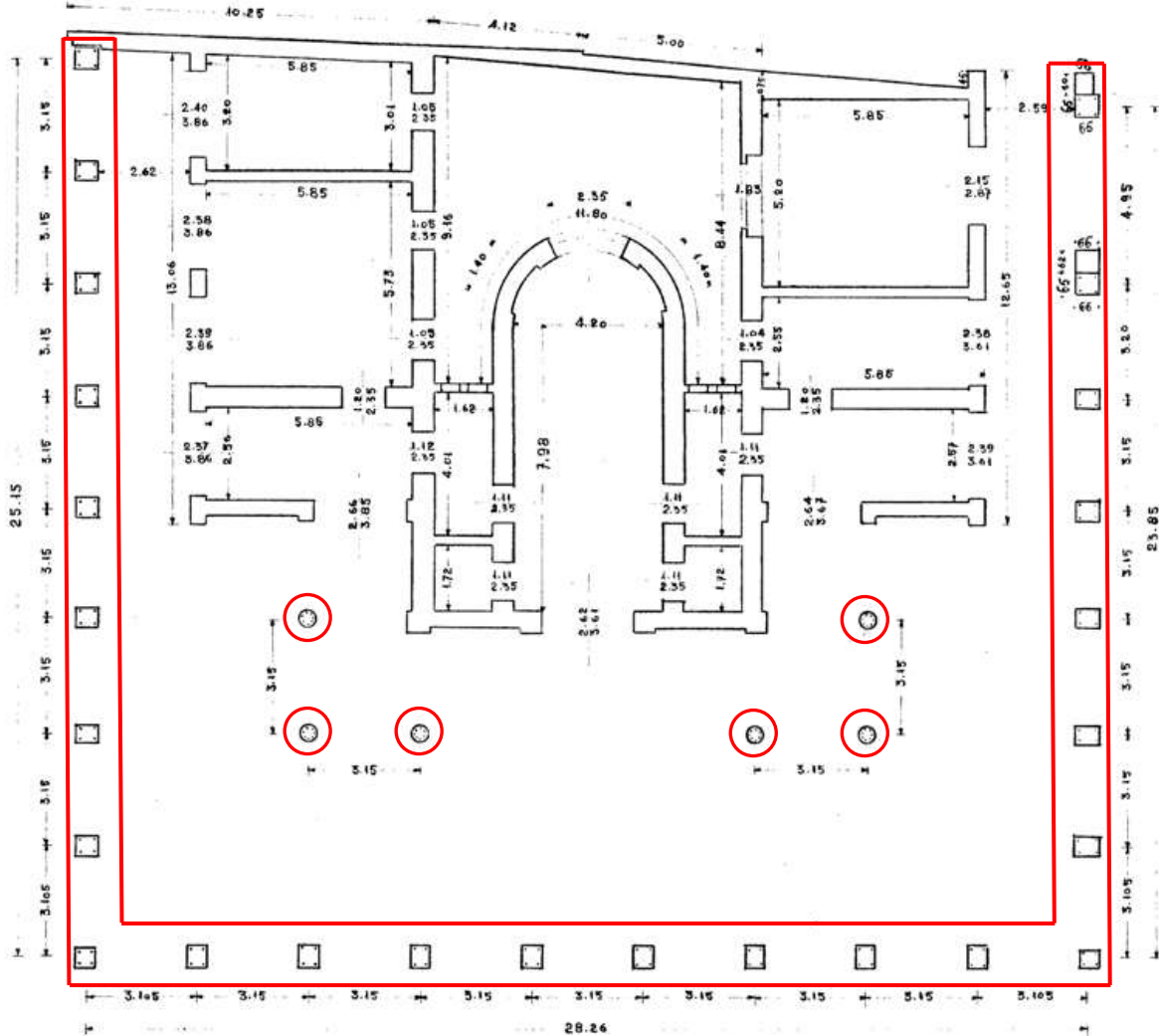


Figura 1.36 – Pianta strutturale del piano terra risalente al 1937, con indicazione degli elementi in c.a.

Come si evince dalla pianta strutturale dell'epoca (realizzata dalla C.M.C.) riportata in Figura 1.36, al piano terra è presente una serie di pilastri in c.a. che delimitano il porticato esterno, nonché una serie di pilastri a sezione circolare posti nella zona limitrofa all'ingresso principale del fabbricato, occupata da un deposito/archivio e dal bar. I pilastri perimetrali hanno sezione rettangolare, sono rivestiti con elementi marmorei (Figura 1.37a) e, come risulta dalla pianta storica, sono verosimilmente armati con 4 ferri longitudinali. Da quanto emerso dalla documentazione storica reperita, sembrerebbe che tali pilastri siano presenti solo al piano terra del fabbricato e non si estendano ai piani superiori, dove sarebbero quindi sostituiti da elementi in muratura portante (Figura 1.38). Per quanto riguarda invece i pilastri interni (Figura 1.37b), essi si estendono per tutta l'altezza del fabbricato; mentre al piano terra presentano una sezione circolare armata presumibilmente con 7 ferri (Figura 1.36), ai piani superiori sono caratterizzati da una sezione quadrata con 4 ferri di armatura (Figura 1.38). Si osserva che nelle piante storiche il piano primo è indicato come "piano ammezzato" e quindi nelle figure seguenti la denominazione attuale dei piani risulta sfalsata rispetto a quella storica. Dall'esame della documentazione storica e dai sopralluoghi effettuati è stata inoltre evidenziata la presenza di alcune travi in c.a., che collegano i pilastri interni,



Figura 1.37 – Pilastri in c.a. al piano terra (a) sul perimetro esterno e (b) all'interno del fabbricato.

garantendo così l'appoggio al solaio (Figure 1.37b). Si ritiene inoltre che anche i pilastri del portico esterno siano collegati da travi in c.a. e che ulteriori travi perimetrali siano presenti in corrispondenza del solaio di copertura del piano terzo, a sostegno della muratura sovrastante (al piano quarto, infatti, la sagoma dell'edificio si rastrema per la presenza del terrazzo; Figura 1.40a). Per quanto riguarda invece gli elementi in muratura portante, si ritiene che essi siano stati ragionevolmente realizzati in mattoni pieni disposti a più teste, vista l'epoca di costruzione dell'edificio e la sua importanza; ciò sembrerebbe confermato anche dall'esame di una porzione di muratura priva di intonaco visibile dal cortile interno (Figura 1.40b). L'effettiva composizione della muratura, così come la sua tessitura andranno comunque verificate nelle successive fasi d'indagine. Si ricorda inoltre che la muratura perimetrale che si estende sul lato opposto a Piazza Caduti per la Libertà risulta in comune con i fabbricati posti in adiacenza, quindi potrebbe risalire ad un'epoca precedente la costruzione dell'edificio.

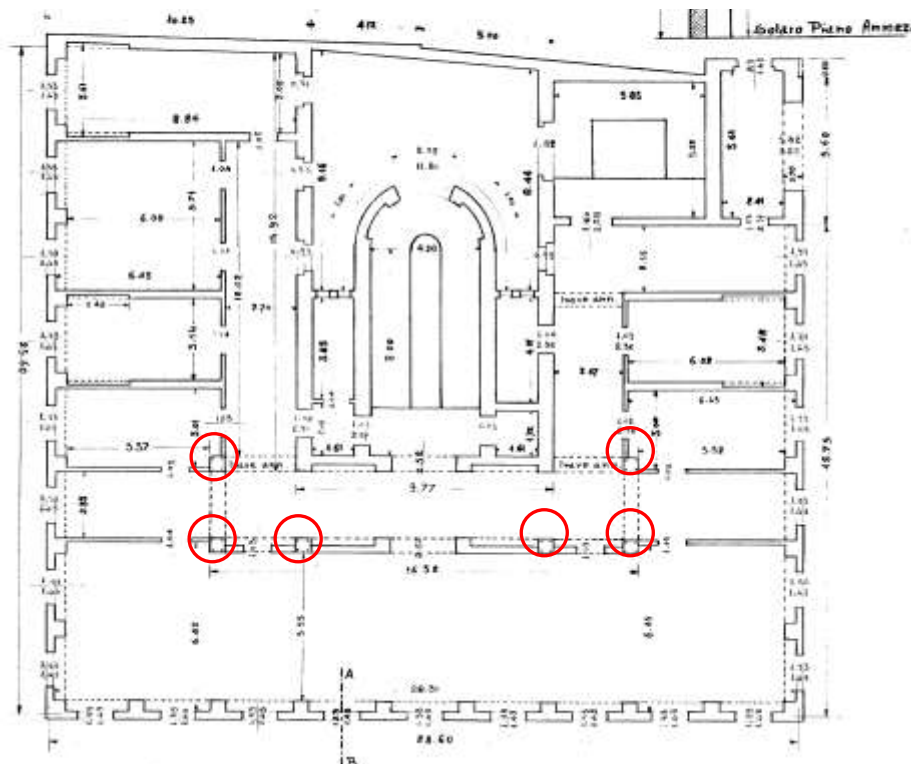


Figura 1.38 – Pianta strutturale del piano primo (indicato come piano ammezzato negli elaborati d'epoca) risalente al 1937, con indicazione degli elementi in c.a.

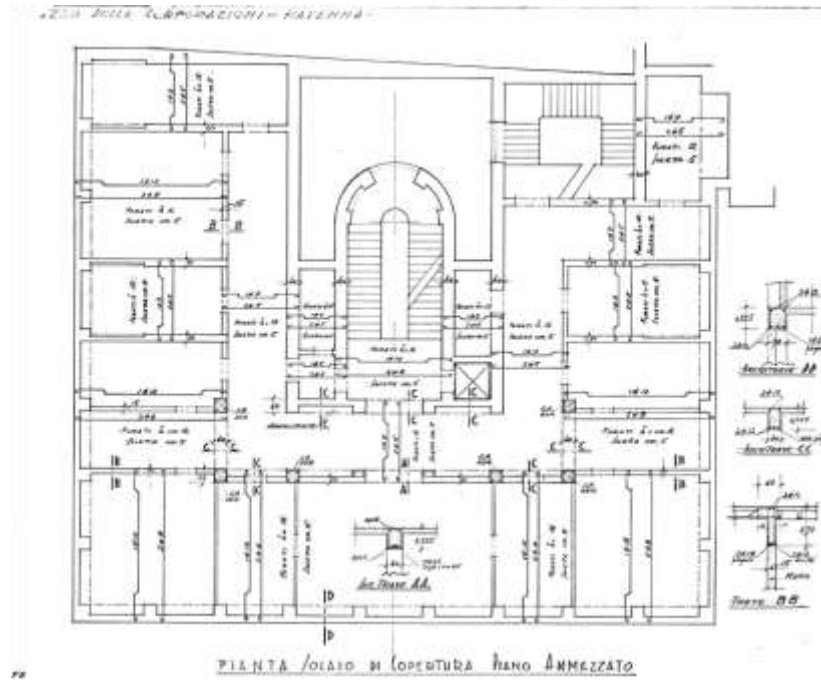
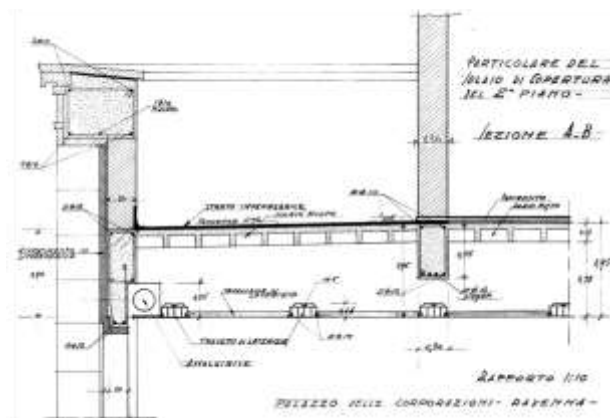


Figura 1.39 – Pianta strutturale del solaio di copertura del piano primo (indicato come piano ammezzato negli elaborati d'epoca) con indicazione delle travi in c.a.; progetto preliminare.



(a)

(b)

Figura 1.40 – (a) Dettaglio del solaio di copertura del piano terzo; progetto preliminare; (b) Cortile interno: porzione di muratura portante in mattoni pieni visibile per distacco dell'intonaco..

Le strutture verticali poggiano su fondazioni di tipo continuo in calcestruzzo non armato, sormontate da cordolo armato, parzialmente ispezionabili dai locali originariamente adibiti a rifugio antiaereo (Figure 1.41).

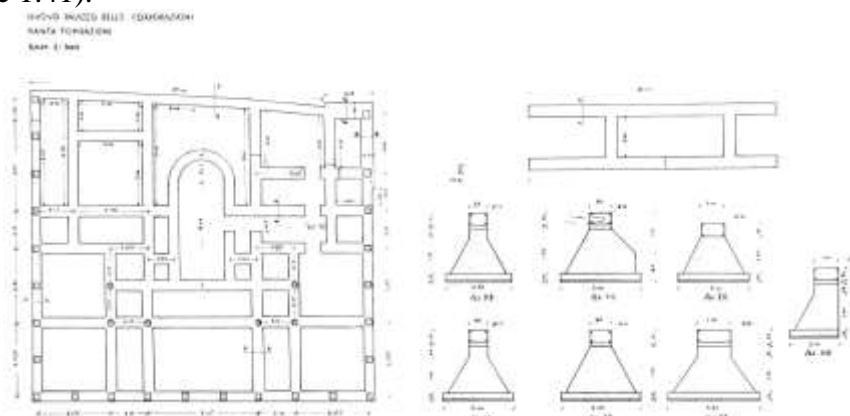


Figura 1.41 – Pianta delle fondazioni e indicazione delle sezioni adottate per le travi di fondazione (progetto preliminare).

Al di sotto di queste si ha a sua volta una palificata (Figura 1.42), per la quale non si hanno attualmente a disposizione informazioni dettagliate.

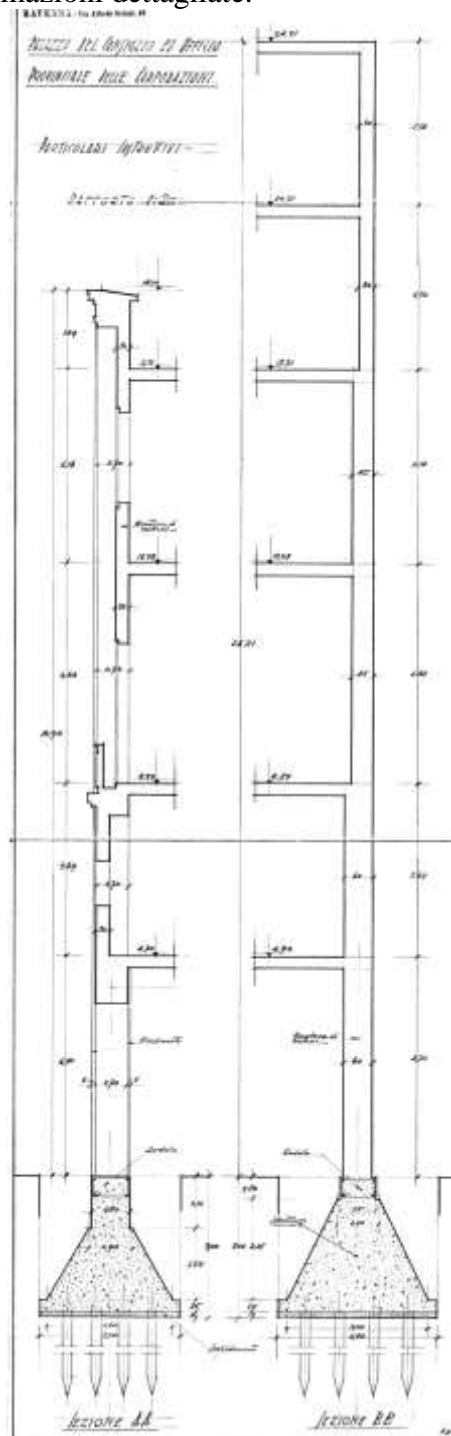


Figura 1.42 – Particolari costruttivi dell'edificio, con indicazione della palificata sotto le travi continue (progetto preliminare).

Per quanto riguarda i solai di piano e di copertura, dalla documentazione storica reperita si può ritenere che siano stati realizzati in latero-cemento. Nelle tavole del progetto preliminare, infatti, vengono forniti per ciascun piano e ciascuna campata gli spessori delle nervature e della soletta collaborante, unitamente ad una indicazione dell'armatura dei travetti in c.a. (Figure 1.43 e 1.44). Tali dati andranno comunque verificati nella successiva fase di rilievo materico e strutturale. Durante l'ispezione condotta nei locali originariamente adibiti a rifugio antiaereo si è però già avuto modo di constatare come i solai qui presenti, visibili in alcuni punti a seguito del distacco dell'intonaco, siano effettivamente appartenenti alla tipologia latero-cementizia. Da quanto riferito

dal personale della Regione Emilia-Romagna, tali solai si sarebbero danneggiati in seguito agli eventi sismici del maggio 2012, con sfondellamento delle pignatte in diverse zone (Figura 1.44a).

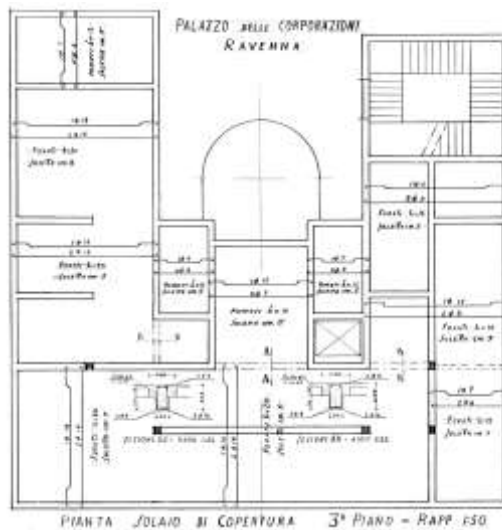


Figura 1.43 – Indicazione delle orditure e degli spessori dei solai in latero-cemento presenti al 4° piano, con disegno dei ferri d'armatura dei travetti (progetto preliminare).

Per quanto riguarda la copertura dei locali al quinto piano, adibiti a deposito ed archivio, questa è ad una falda, con pendenza pari a circa il 30% e rivolta verso l'interno del fabbricato; il manto di copertura presente è in tegole piatte tipo Marsigliesi (Figure 1.44b e 1.45a). La copertura sovrastante l'appartamento e il vano scale secondario è invece piana (Figura 1.45b).

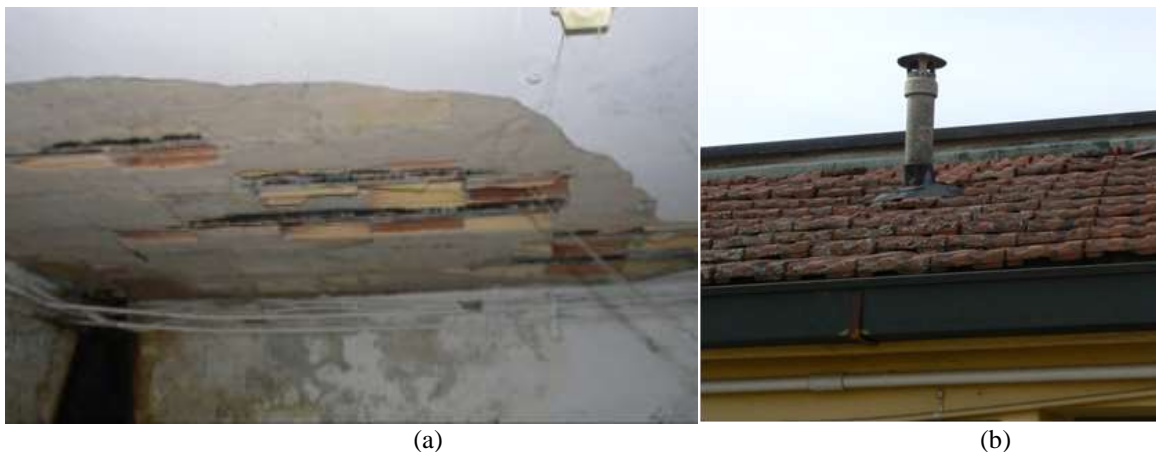


Figura 1.44 – (a) Solaio in latero-cemento visibile dai locali originariamente adibiti a rifugio antiaereo; sfondellamento delle pignatte e ossidazione delle barre; (b) copertura in tegole marsigliesi dei locali al quinto piano.

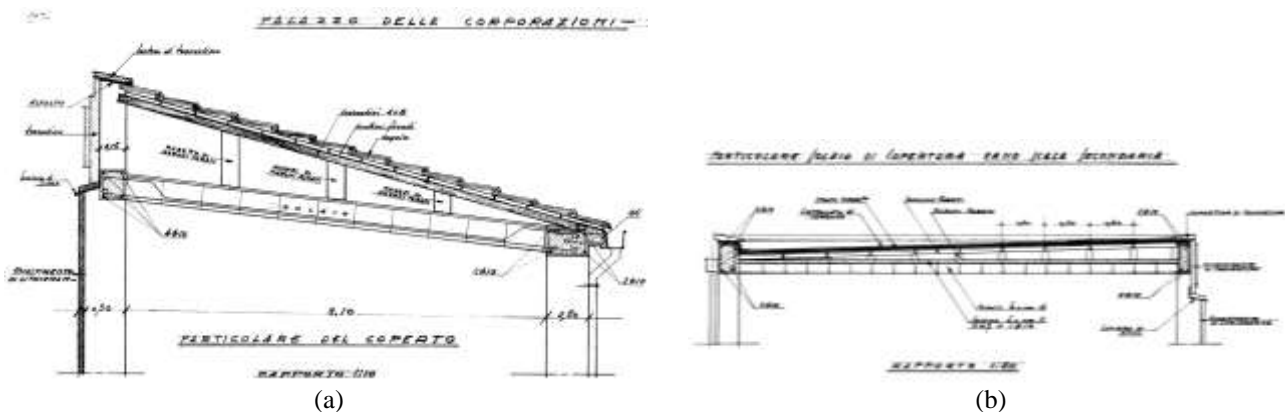


Figura 1.45 – Solaio di copertura (a) dei locali adibiti a deposito; (b) del vano scale secondario (progetto preliminare).

Da quanto emerso dalla documentazione reperita, entrambe le rampe di scale presenti nel fabbricato

(scala principale e secondaria) sarebbero a gradino portante in c.a., con gradino incastrato in un cordolo in c.a. rampante, realizzato all'interno della muratura portante. Un dettaglio delle armature previste nel progetto preliminare è riportato in Figura 1.46. Anche in questo caso, le informazioni reperite dovranno comunque essere debitamente verificate in sede di rilievo.

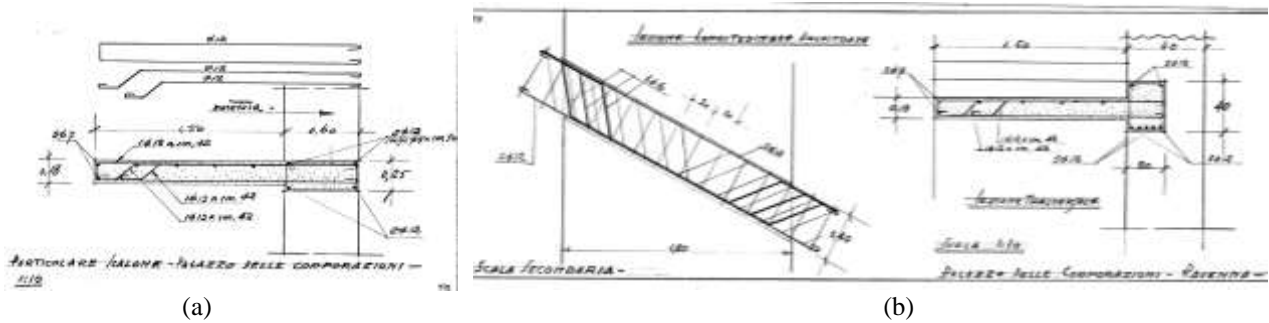


Figura 1.46 – Particolare delle scale in c.a. del fabbricato: (a) scala principale; (b) scala secondaria (progetto preliminare).

Da quanto emerso dalla ricerca d'archivio e durante i sopralluoghi, l'edificio non sarebbe stato oggetto di interventi di manutenzione straordinari nel corso degli anni. L'unico intervento che è stato segnalato riguarda la rintonacatura mediante intonaco armato di alcune pareti del piano primo che risultavano fessurate per cedimenti fondali. Ci si riserva tuttavia di approfondire con ulteriori accertamenti la tipologia e l'ubicazione degli eventuali lavori effettuati in passato nello stabile.

2 ANALISI STORICA – CRITICA

Il materiale reperito tramite la ricerca d'archivio è il seguente:

- Materiale fornito dalla Committenza:

- piante in formato elettronico (dwg) dei diversi piani del fabbricato (ad eccezione della porzione interrata), come da ultimo rilievo eseguito;
- scheda di livello 0 del fabbricato (compilata in data 15/06/12, a seguito del sisma);
- scansioni in formato elettronico (pdf) di diversi elaborati appartenenti al progetto preliminare dell'intervento eseguito dalla C.M.C. di Ravenna su Piazza Caduti della Libertà, relativo sia al fabbricato in esame (denominato "Palazzo delle Corporazioni" negli elaborati progettuali originali), che alla torre sopra via Baccarini (denominata "sottopassaggio") e alla scuola Damiano Novello (denominata "loggiato").

Nello specifico, per quanto riguarda il fabbricato in esame, tali elaborati comprendono:

- un inquadramento generale dell'area di intervento;
- le piante delle fondazioni con relativi dettagli;
- le piante dei vari piani con indicazione dei pilastri in c.a.;
- i disegni esecutivi dei diversi solai di piano e di copertura;
- alcuni particolari costruttivi relativi ai pilastri e alle travi in c.a.;
- i disegni architettonici e i particolari costruttivi dei due vani scala presenti;
- un prospetto e due sezioni.

Si sottolinea come siano presenti due varianti per la realizzazione dei solai; tuttavia gli elaborati relativi ad una delle due varianti risultano contraddistinti dalla sigla "annullato".

- Materiale fornito dal personale della Regione Emilia-Romagna operante nel fabbricato in esame:

- piante antincendio dei diversi piani del fabbricato (dettagliate per i soli locali di proprietà della Regione);
- visura catastale del fabbricato in esame con planimetrie catastali dei diversi piani.

- Materiale reperito presso l'archivio della C.M.C. di Ravenna:

- piante dei vari piani del fabbricato, come da progetto definitivo.

- Materiale disponibile presso l'Archivio Storico di Ravenna (non ancora consultato):

- planimetrie del progetto di sistemazione della cosiddetta "Zona dantesca", in cui è indicata anche l'ubicazione dell'edificio in oggetto;
- documentazione relativa ai lavori di adeguamento del fabbricato a sede dell'Ufficio del Genio Civile di Ravenna effettuati negli anni 1948-1953, e ad ulteriori lavori di sistemazione e manutenzione eseguiti negli anni dal 1963 al 1973.

- Materiale reperito presso la Biblioteca Classense di Ravenna ed appartenenti ai fondi "Trapani", "Cristiano", "Ricci" e "Savini":

- foto d'epoca relative alle fasi di costruzione dell'edificio.

La documentazione storica reperita risulta interamente consultabile in Appendice 1.

2.1 Ricostruzione delle principali fasi di realizzazione di Piazza Caduti per la Libertà

Lo spazio occupato da Piazza Caduti per la Libertà è stato creato negli anni Trenta (in particolare tra il 1933 e il 1936), col nome di Piazza del Littorio, in seguito a un articolato dibattito tra architetti innovatori, fautori delle operazioni di sventramento, e intellettuali locali, i quali tenevano invece alla conservazione del vecchio tessuto edilizio. Il progetto seguì la sistemazione della vicina "Zona dantesca", collegandosi alla realizzazione del nuovo piano regolatore, che individuava in questo "foro fascista" il fulcro del riassetto urbanistico della città.

Già nel 1928, su un lato della Piazza venne realizzato il Palazzo della Provincia, creazione quasi ex novo, con evidenti motivi di imitazione romanica, dell'architetto piacentino Giulio Ulisse Arata, attivo a Ravenna in quegli anni. Il Palazzo, concepito come un legame di passaggio dal complesso romanico dalla Basilica di S. Francesco ai tre grandi edifici d'architettura fascista della piazza.

Sull'angolo arrotondato del porticato della Casa del Littorio si imponeva una massiccia torre in travertino distrutta durante la guerra, espressione dello slancio verso un'architettura nuova che doveva conferire un tono di monumentalità all'aspetto dimesso della "città del silenzio". Accanto era intanto sorto l'edificio ad arcate dell'INA, che occupò l'intero isolato al retro; e sul lato opposto della Piazza nel 1942 veniva eretto quello delle Corporazioni (poi del Genio Civile).

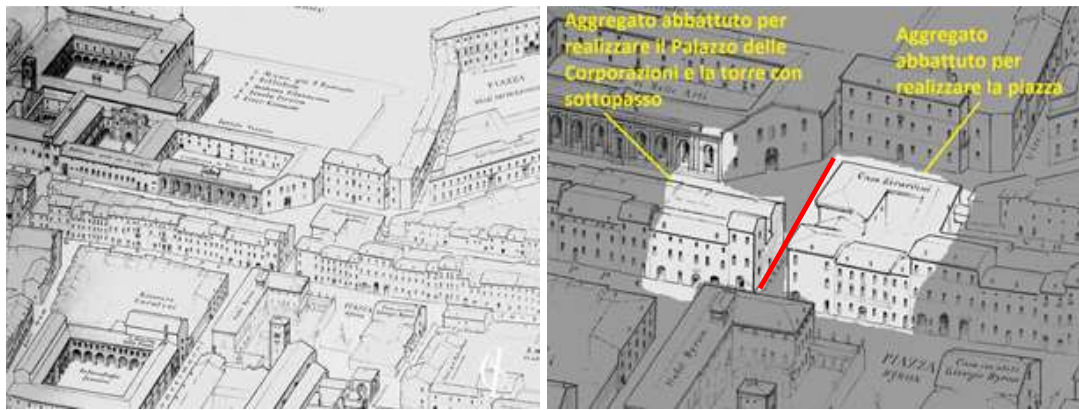
Il progetto del fabbricato oggetto di studio ha contestualmente riguardato anche l'edificio attualmente sede del complesso scolastico Damiano Novello, comprendente i due corpi di fabbrica rispettivamente denominati "sottopassaggio" e "loggiate" negli elaborati progettuali dell'epoca, da cui il fabbricato in esame risulta separato tramite un giunto tecnico. In particolare, il progetto definitivo dell'edificio risale al 1937, mentre i lavori risultano ultimati nel 1942.

Nel corso del tempo, l'edificio è stato dapprima destinato ad ospitare gli uffici del Genio Civile (anni '50) e, successivamente, è divenuto la sede del Servizio Tecnico di Bacino di Romagna, suddiviso come detto tra diversi enti. Dalla documentazione reperita non risulta che l'edificio sia stato oggetto di interventi di manutenzione straordinaria dovuti a problemi strutturali o funzionali, mantenendo quindi inalterate le sue caratteristiche originarie; i lavori che sono stati eseguiti negli anni hanno invece riguardato la normale gestione dell'immobile (es. ristrutturazione dei locali interni, tinteggio degli ambienti, lavori impiantistici, rifacimento intonaco, etc.).

Nel dettaglio l'edificio, sorge sul lato sud di Piazza Caduti per la Libertà (Figura 2.1), in uno spazio precedentemente occupato dalla porzione di testa dell'aggregato edilizio residenziale che ancora oggi si estende tra via Baccarini e via Mazzini (Figure 2.1 e 2.2), ricavato abbattendo gli edifici di testa dell'aggregato stesso (Figura 2.2 e Figura 2.3).



Figura 2.1 – Vista satellitare dell'edificio e denominazione delle vie adiacenti (da Bing Maps).



(a)

(b)

Figura 2.2 - Disegno di G. Savini risalente alla fine del 1800, relativo allo spazio attualmente occupato da Piazza Caduti per la Libertà.



Figura 2.3 - Porzione di aggregato edilizio tra via Mazzini e via Baccharini abbattuto per costruire il Palazzo delle Corporazioni (sulla sinistra, nel riquadro rosso).

Tale aggregato edilizio, di epoca ottocentesca, era composto da edifici di 2-3 piani e terminava all'incrocio con via Belle Arti (in rosso in Figura 2.2b). La fotografia aerea riportata in Figura 2.4 rivela che tale conformazione urbanistica ottocentesca è rimasta inalterata fino ai primi anni '20 del secolo scorso. La realizzazione della piazza risalirebbe infatti al 1928, a seguito della demolizione del palazzo Zirardini (indicato con una freccia verde in Figura 2.4) e di alcuni edifici ad esso annessi. I lavori di risistemazione della piazza sono poi proseguiti con la demolizione dei fabbricati di testa dell'aggregato tra via Mazzini e via Baccharini, con conseguente costruzione del Palazzo delle Corporazioni.

Alcune fasi realizzative della piazza sono documentate nelle foto storiche riportate in Figura 2.5, presumibilmente risalenti ai primi anni '30. La Figura 2.5a mostra al centro il Palazzo della Provincia già completamente realizzato e il cantiere del Palazzo INA (la baracca è la medesima di Fig. 2.5b) sulla sinistra. Sempre nella stessa Figura, sulla destra, è poi visibile in primo piano (di taglio) la facciata dell'Accademia di Belle Arti, mentre in secondo piano si possono individuare le macerie prodotte dalla demolizione della prima serie di fabbricati dell'aggregato edilizio tra via Mazzini e via Baccharini, nella zona dove attualmente sorge la sede S.T.B.



Figura 2.4 – (a) Foto aerea risalente ai primi anni '20, antecedente alla realizzazione della piazza - E' chiaramente riconoscibile la facciata dell'Accademia di Belle Arti, inclinata a 45° rispetto al corpo del fabbricato (in rosso); (b) disegno di G. Savini risalente alla fine del 1800.

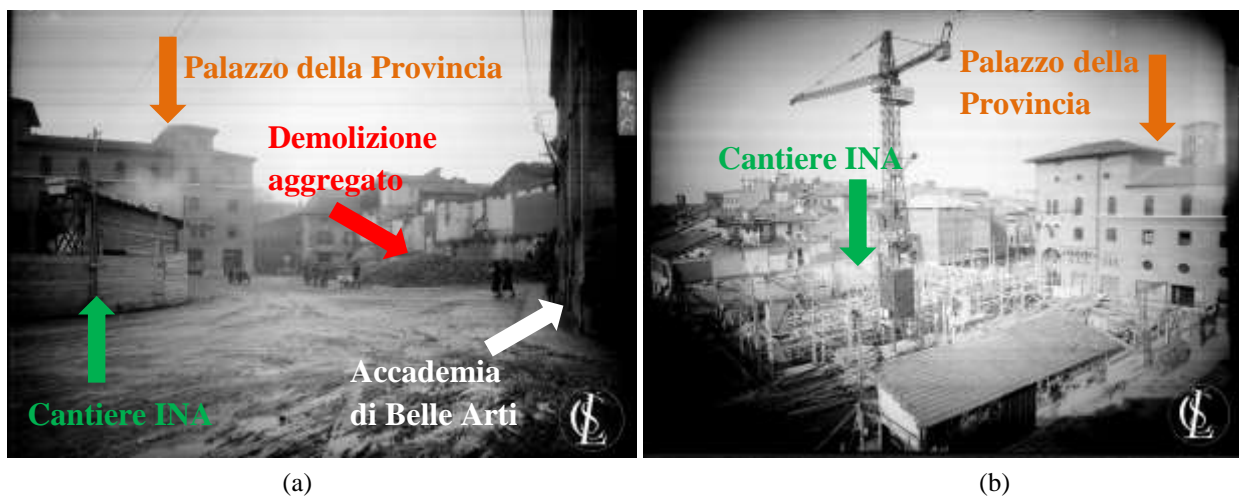


Figura 2.5 - Prime fasi di demolizione dell'aggregato edilizio: (a) a sinistra il cantiere del Palazzo INA, al centro il Palazzo della Provincia, a destra la facciata dell'Accademia di Belle Arti; (b) Costruzione del Palazzo dell'INA (in basso al centro si può notare la medesima baracca di cantiere di Fig. 2.5a).

L'avanzamento dei lavori di demolizione degli edifici di testa dell'aggregato edilizio è mostrato anche nella foto storica di Figura 2.6. Come si può notare, l'Accademia di Belle Arti è ancora presente sulla destra, come visibile dalla piazza ormai ultimata.



Figura 2.6 – Lavori di demolizione degli edifici di testa dell'aggregato edilizio tra via Mazzini e via Baccarini. Sulla destra è visibile l'Accademia di Belle Arti.

Sul finire degli anni '30 si assiste ad un ulteriore (e definitivo) arretramento del fronte delle

demolizioni dell'aggregato, nonché all'abbattimento dell'Accademia di Belle Arti. Ciò è documentato dalle fotografie d'epoca riportate in Figura 2.7, che testimoniano anche l'inizio dei lavori di costruzione delle fondazioni del Palazzo delle Corporazioni (ovvero dell'attuale sede S.T.B.). Tali lavori sono stati eseguiti dalla CMC di Ravenna, che aveva già in precedenza realizzato il Palazzo dell'INA sulla parte opposta di Piazza Caduti per la Libertà. Nella medesima fotografia di Figura 2.7a è inoltre visibile il muro terminale dell'aggregato (per la parte posta sul lato di via Baccarini, con il cartellone "W il duce"), non interessato dalle demolizioni. In adiacenza a tale parete, sostenuta e rinforzata alla base da residui di murature disposti a formare dei contrafforti, verrà successivamente costruito il muro del vano scale secondario della sede S.T.B.



(a)



(b)

Figura 2.7 – Realizzazione delle fondazioni del Palazzo delle Corporazioni (attuale sede S.T.B.): (a) vista verso via Baccarini; (b) vista verso via Mazzini. In Figura 1.7a, sulla sinistra è visibile il muro di confine dell'aggregato, a cui è stato successivamente affiancato il muro del vano scale secondario del Palazzo.

Per quanto riguarda invece la parte di aggregato su via Mazzini, le foto storiche (Fig. 2.8a) evidenziano come il muro di confine tra gli edifici preesistenti e la futura sede del Palazzo delle Corporazioni sia stato invece abbattuto, per permettere la successiva costruzione di un'unica parete comune. L'avanzamento dei lavori di costruzione del Palazzo è testimoniato dalla foto di Figura 2.8b, nella quale si notano le gabbie di armatura delle travi in c.a. al terzo piano del fabbricato.



(a)



(b)

Figura 2.8 – (a) Demolizione del muro di confine tra l'aggregato edilizio preesistente e la futura sede del Palazzo delle Corporazioni (attuale sede S.T.B.), nella parte prospiciente via Mazzini; (b) realizzazione delle gabbie di armatura delle travi in c.a. poste al terzo piano della sede S.T.B.

I lavori di edificazione della torre a lato del fabbricato sono stati invece intrapresi in un secondo momento, come testimoniato dalle fotografie riportate nelle Figure 2.9a e 2.11a-b. In Figura 2.9a è infatti possibile notare uno spazio vuoto tra il loggiato, in fase di costruzione, e l'attuale sede S.T.B., di cui sono visibili i primi due piani pressoché ultimati.

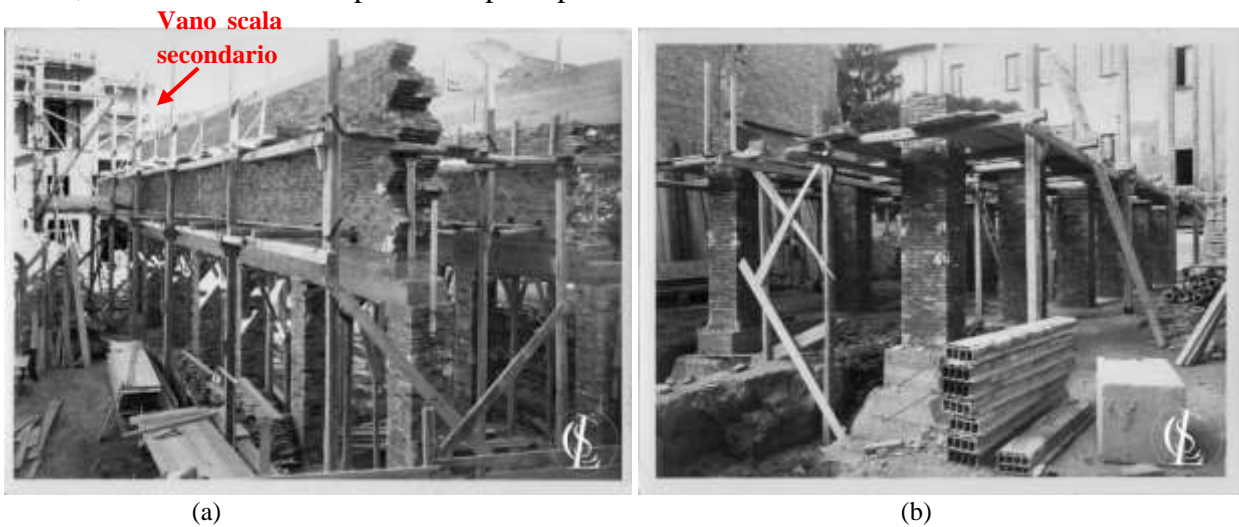


Figura 2.9 – (a), (b) Lavori di costruzione del loggiato, attualmente parte del complesso scolastico Damiano Novello. In Figura 2.9a, sullo sfondo, sono visibili i primi due piani del fabbricato sede S.T.B., mentre la torre non risulta ancora costruita.

Nelle fotografie è riconoscibile anche il muro del vano scala secondario della sede S.T.B., arretrato rispetto al fronte esterno; per tale ragione, si può ritenere che i locali posti tra la scala secondaria ed il corpo della torre (visibili ad esempio nella pianta di Figura 2.10, relativa al piano primo) siano stati realizzati congiuntamente alla torre.

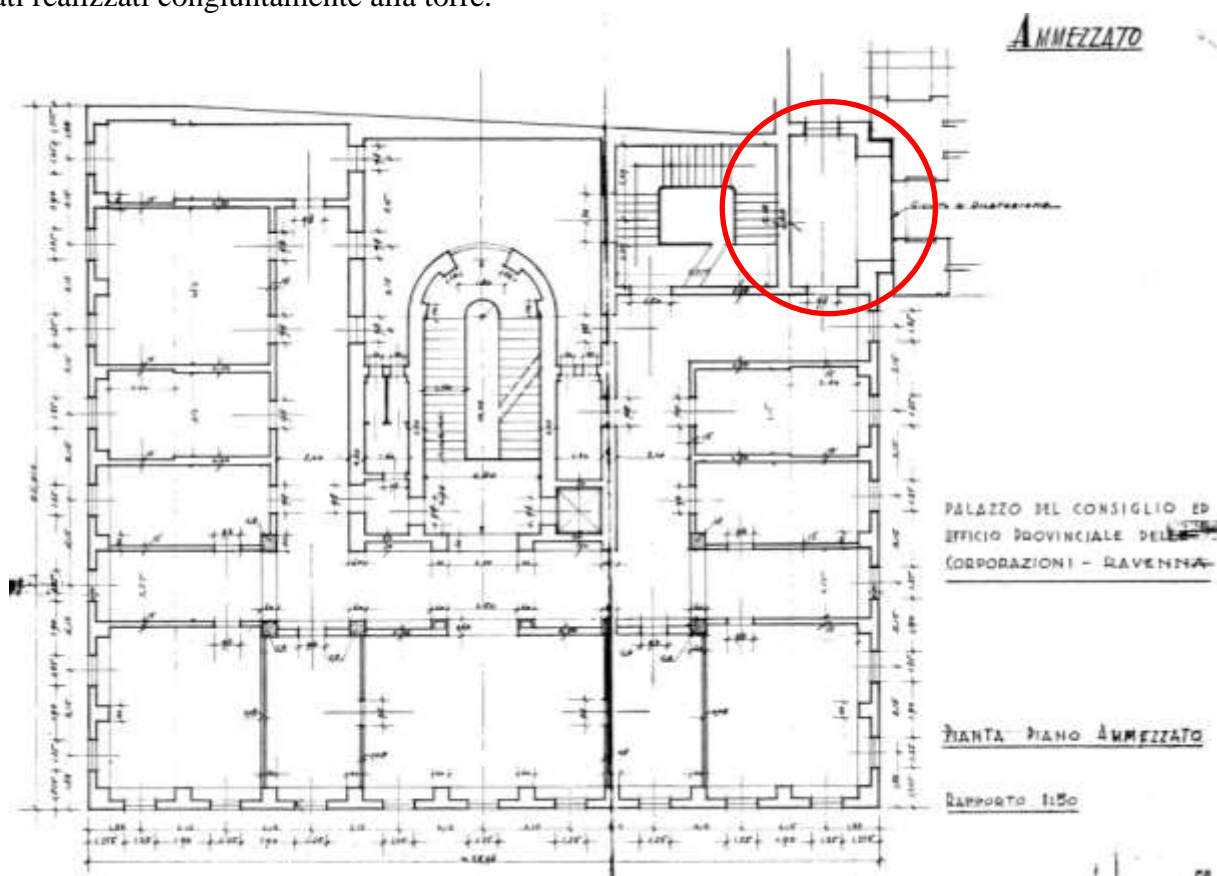


Figura 2.10 – Indicazione in pianta dei locali posti tra il vano scala secondario e il corpo della torre. Dalle foto storiche risulta che tali stanze sono state realizzate successivamente rispetto al resto del Palazzo, contestualmente ai lavori di edificazione della torre.

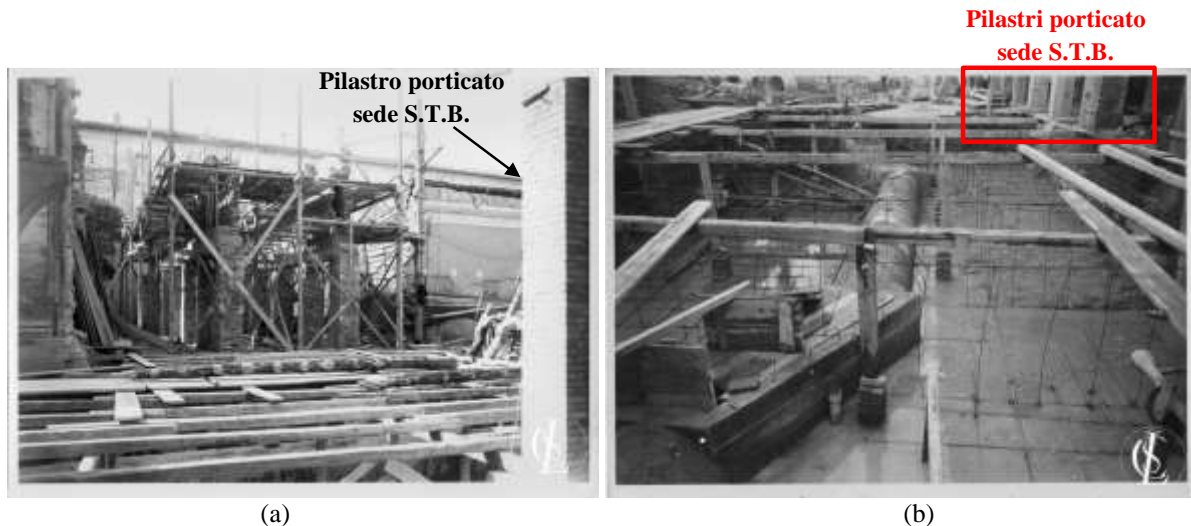


Figura 2.11 – (a), (b) Lavori di costruzione delle strutture di fondazione della torre posta in adiacenza al palazzo sede S.T.B.

Le foto di Figura 2.11 a-b, scattate da una diversa angolazione, ma sostanzialmente coeve a quelle di Figura 2.9, documentano le fasi realizzative delle strutture di fondazione della torre stessa. Anche da queste fotografie sono visibili i pilastri del porticato perimetrale della sede S.T.B., confermando quindi che i due fabbricati risultano tra loro separati, come già desunto in precedenza dalle tavole progettuali storiche reperite, in cui era indicata la presenza di un giunto tecnico tra le due parti.

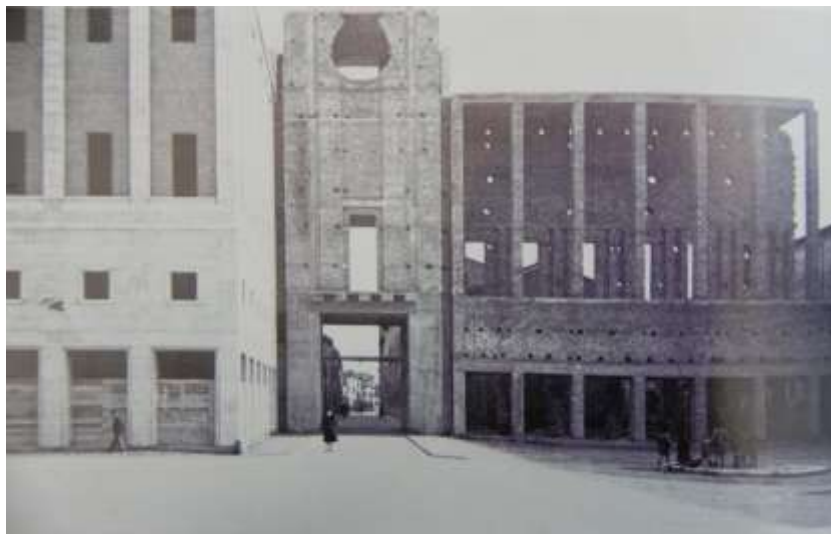


Figura 2.12 – Vista del Palazzo delle Corporazioni (attuale sede S.T.B.) ormai ultimato, della torre e del loggiato.



Figura 2.13 – (a) Lavori di pavimentazione della piazza; (b) vista della piazza ormai ultimata, nel 1942.

Le immagini costituiscono poi ulteriore conferma del fatto che l'ultimo pilastro del porticato del Palazzo risulta in parte in c.a. e in parte in muratura.

Infine, le fotografie d'epoca riportate nelle Figure 2.12, 2.13b (quest'ultima risalente al 1942) mostrano il Palazzo ormai ultimato, unitamente alla torre e al loggiato non ancora rivestiti.

2.2 Informazioni specifiche relative ad alcuni elementi del fabbricato

L'approfondimento delle indagini storiche ha inoltre permesso di ottenere informazioni specifiche sulle modalità costruttive e sulle caratteristiche proprie di alcuni elementi del fabbricato, che hanno permesso di integrare le informazioni già raccolte in fase di rilievo materico-strutturale, chiarendo alcune delle incertezze rimaste.

2.2.1 Strutture di confine tra la sede S.T.B. e l'aggregato edilizio sul lato sud dell'edificio

Le ulteriori informazioni raccolte hanno consentito di chiarire la conformazione dei setti perimetrali posti sul lato sud del fabbricato, al confine con l'aggregato edilizio, scongiurando l'ipotesi di adiacenza di due murature e confermando la presenza di una singola struttura in aggregato.

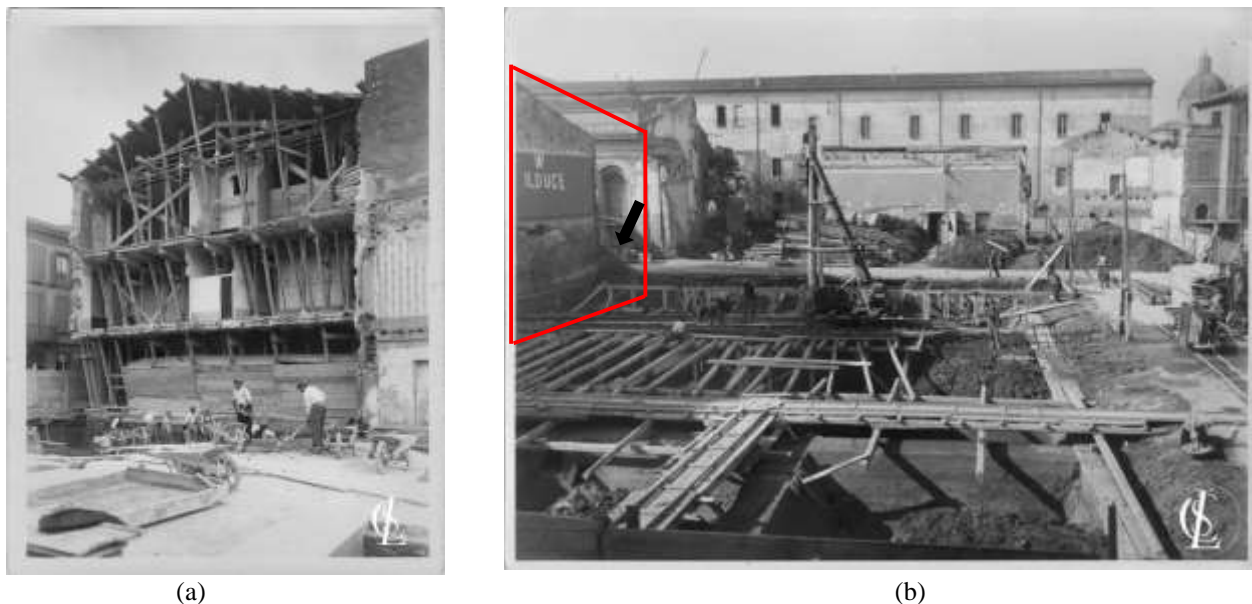


Figura 2.14 – (a) Demolizione del muro di confine tra l'aggregato edilizio preesistente e la futura sede del Palazzo delle Corporazioni (attuale sede S.T.B.), nella parte prospiciente via Mazzini; (b) muro perimetrale dell'aggregato nella parte prospiciente via Baccarini, al confine con la futura sede S.T.B., a cui è stato successivamente affiancato il muro del vano scale secondario del Palazzo.

Le fotografie d'epoca reperite (Fig. 2.14), evidenziano da un lato la demolizione del muro perimetrale dell'ultimo fabbricato dell'aggregato prospiciente via Mazzini (Fig. 2.14a) e dall'altro il mantenimento del paramento murario perimetrale dell'aggregato lato via Baccarini (Fig. 2.14b). Per aumentare la stabilità del paramento, sono stati mantenuti alcuni “contrafforti” in muratura alla base del setto stesso, visibili in Figura 2.14b (freccia nera). Si osserva inoltre che l'edificio sventrato di Figura 2.14a (e Fig. 2.15a, freccia blu) corrisponde effettivamente a quello attualmente confinante con la sede S.T.B. lato via Mazzini (Fig. 2.15c), dal momento che il fabbricato posto di fronte ad esso nella fotografia dell'epoca (Fig. 2.15b, riquadro rosso) è tuttora presente e ben riconoscibile.

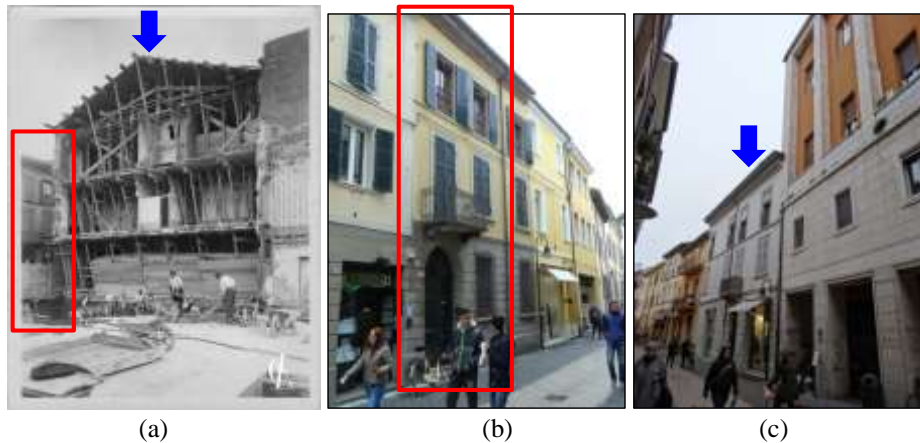


Figura 2.15 – Edificio confinante con la sede S.T.B. nella parte prospiciente via Mazzini, (a) foto d’epoca (freccia blu) e (c) vista attuale; edificio posto dall’altro lato della strada rispetto a quello attualmente confinante con la sede S.T.B., (a) foto d’epoca (riquadro rosso) e (b) vista attuale.

Quanto precedentemente riportato consente quindi di asserire che il tratto di muratura tra l’ultimo edificio dell’aggregato sul fronte di via Mazzini e la sede S.T.B. sia stato completamente ricostruito e formi un maschio murario unico, continuo, con buon grado di ammassamento sia dei solai che delle murature trasversali, almeno per la parte in comune tra i due fabbricati adiacenti. In corrispondenza del cortile interno della sede S.T.B. (riquadro nero, Fig. 2.16a), tale maschio murario risulta continuo sino al livello del secondo orizzontamento, mentre nel tratto sommitale risulta interrotto dal passaggio di numerose canne fumarie (Fig. 2.16b, c). Ai fini delle verifiche nei confronti delle azioni sismiche, quest’ultima porzione deve quindi essere trascurata, dal momento che non è in grado di apportare alcun contributo irrigidente al fabbricato oggetto di indagine. Per quanto riguarda invece il muro perimetrale del corpo scale secondario, esso è stato come detto costruito in affiancamento a quello esistente, con uno spessore murario alla base di almeno due teste (circa 29cm, Fig. 2.16a).

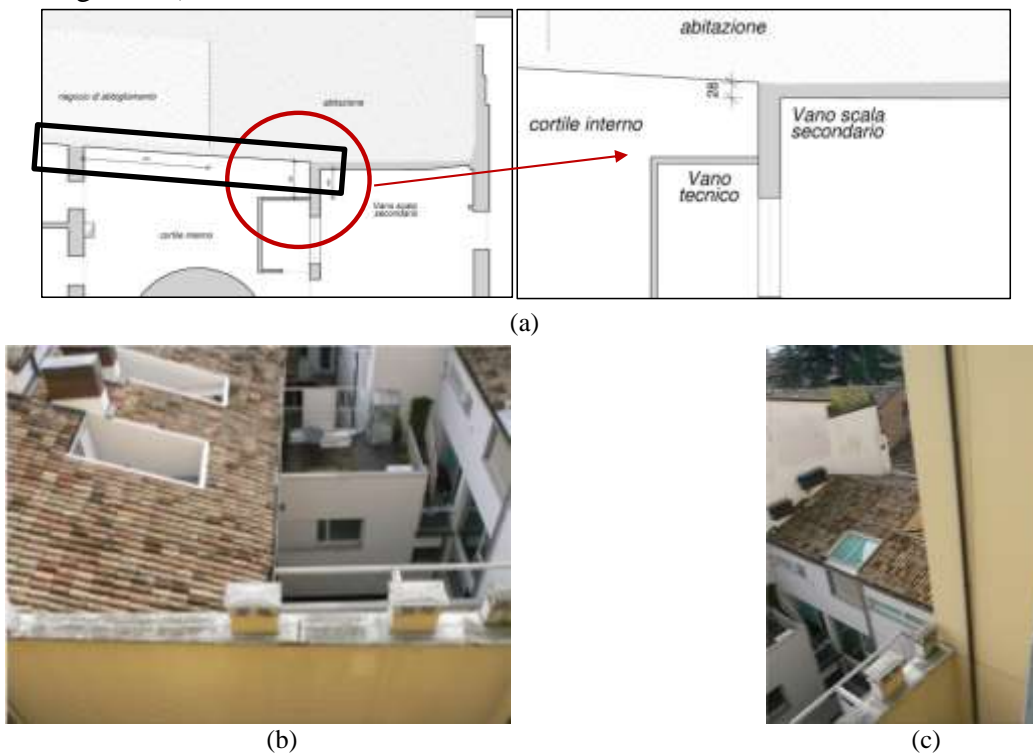


Figura 2.16 – (a) Dettaglio del muro di confine in corrispondenza del cortile interno della sede S.T.B. (a), (b) Canne fumarie realizzate nel muro di confine tra l’edificio in esame e l’aggregato edilizio, in corrispondenza del cortile interno.

2.2.2 Solai tra piano terra e piano primo, nell'ala del fabbricato prospiciente Piazza Caduti per la Libertà

Il reperimento delle fotografie d'epoca relative alla costruzione del fabbricato ha permesso di fare chiarezza anche sull'effettiva configurazione dei solai presenti tra piano terra e piano primo, nell'ala di fabbricato prospiciente Piazza Caduti per la Libertà (Fig. 2.17). A differenza degli altri orizzontamenti, per i quali le orditure e le tipologie di solai risultano ben definite nelle tavole progettuali disponibili, per questo orizzontamento risultano maggiori incertezze, principalmente connesse al fatto che negli elaborati rinvenuti sono indicate soluzioni progettuali diverse. Inoltre, tale orizzontamento è stato oggetto di lavori di completamento tra il 1948 e il 1952, che ne hanno modificato l'assetto originario, specialmente nella porzione antistante Piazza Caduti per la Libertà.

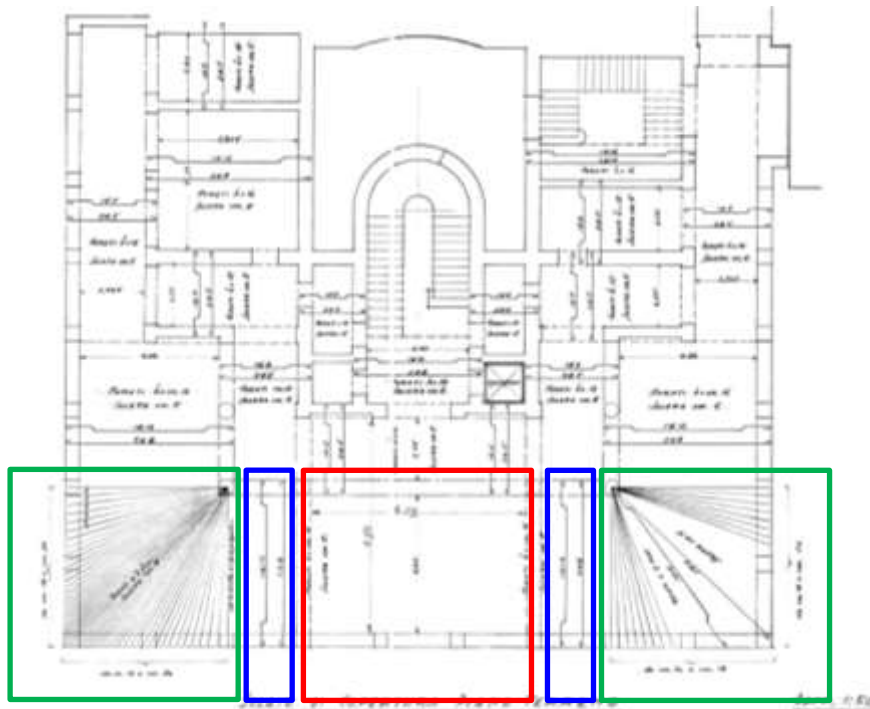


Figura 2.17 – Solaio tra piano terra e piano primo: indicazione delle orditure e delle armature presenti, progetto preliminare



Figura 2.18 – Realizzazione dei solai tra piano terra e piano primo, nella porzione di fabbricato prospiciente Piazza Caduti per la Libertà.

La conformazione di questa porzione di solaio risulta essere, nella parte centrale di porticato (riquadro rosso di Fig. 2.17), solaio a nervature incrociate con interasse tra i travetti pari a circa 40 cm in entrambe le direzioni, confermato anche da quanto riportato nella relazione di collaudo. Si

ricorda che tale tipologia di solaio non corrisponde a nessuna delle due soluzioni progettuali contenute nelle tavole del progetto preliminare, rispettivamente consistenti in un solaio latero-cementizio ad orditura monodirezionale (Figura 2.17) e in un solaio misto, a nervature incrociate disposte a 45°.

La medesima fotografia sembrerebbe anche confermare la presenza, nei campi di solaio laterali (riquadri rosso e blu, Fig. 2.17), di una soletta di 9 cm (come indicato anche nella relazione di collaudo), mentre nelle altre porzioni lo spessore dei solai del piano dovrebbe ridursi verosimilmente a 5 cm come indicato sugli elaborati dell'epoca. Ingrandendo l'area della fotografia nella zona ove termina il getto – ancora in fase di realizzazione (Fig. 2.19) – è infatti possibile notare come tra i ferri di estradosso del solaio a nervature incrociate e il livello inferiore del getto di completamento sia presente un corso di mattoni, e quindi una differenza d'altezza di almeno 4-5cm. Quest'ultima, sommata allo spessore del getto stesso, permetterebbe quindi di ottenere lo spessore di 9 cm dichiarato nella relazione di collaudo.



Figura 2.19 – Ingrandimento della zona d'interruzione del getto.

La medesima fotografia di Figura 2.18, di cui si riporta un altro ingrandimento in Figura 2.20, ha permesso di ottenere preziose informazioni anche sul solaio presente nelle zone d'angolo del porticato (riquadro verde di Fig. 2.17), che risulta comporsi di una piastra continua in c.a. all'intradosso del solaio, rinforzata tramite barre d'acciaio disposte a raggiera, secondo una disposizione simile a quella riportata nelle tavole d'epoca (Fig. 2.17).

Dalla fotografia di Figura 2.20 è possibile vedere come il campo di solaio in esame presenti al suo interno dei travetti in c.a. disposti a raggiera, realizzati mediante l'interposizione di mattoni forati messi di costa, utilizzati come alleggerimento. Come si può notare, i mattoni sono stati omessi nella porzione terminale di solaio posta in prossimità del pilastro, su cui convergono le barre d'armatura disposte a raggiera, dove è stato quindi effettuato un getto pieno. Dalla medesima fotografia si può inoltre desumere che l'estradosso degli elementi in laterizio si trovi pressoché alla medesima quota sia nel campo di solaio d'angolo che in quello centrale, e che pertanto lo spessore della soletta superiore risulti pari a 9 cm per tutta la fascia di solaio prospiciente Piazza Caduti per la Libertà (riquadri verdi, blu e rosso di Fig. 2.17).



Figura 2.20 - Ingrandimento della fotografia di Figura 2.18, in cui è visibile la realizzazione dei solai d'angolo.

2.2.3 Travi in c.a. al piano terzo

Il piano terzo è caratterizzato dalla presenza di un reticolo di travi, nascoste dalla presenza di un controsoffitto fisso pesante non rimovibile neanche parzialmente.

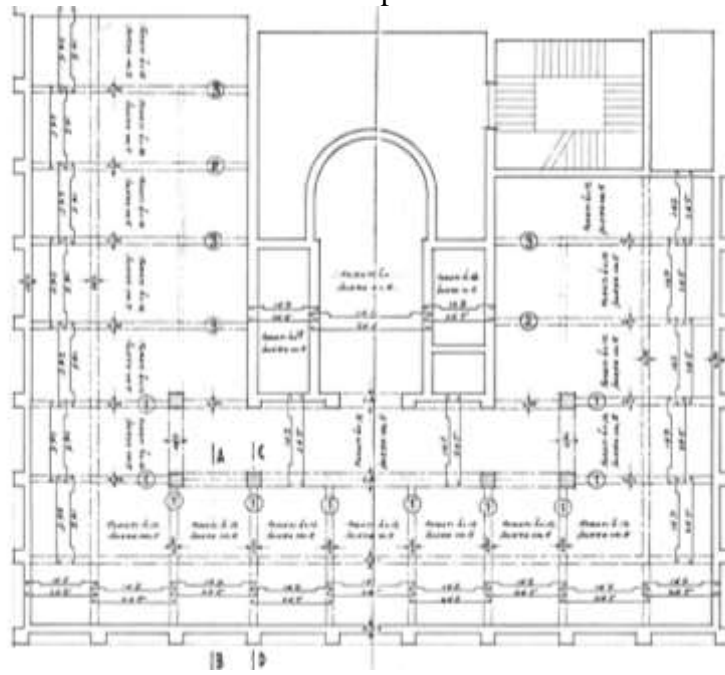


Figura 2.21 – Pianta solaio di copertura piano terzo (da progetto preliminare), con indicazione delle travi in c.a.

Dal momento che gli elaborati progettuali dell'epoca riportano informazioni sufficientemente dettagliate sia sulla disposizione che sui quantitativi di armatura di tali travi si ritiene sufficiente una minima ispezione diretta delle stesse, avvalendosi delle botole d'ispezione del controsoffitto presenti in tre diversi ambienti del piano. In particolare, in corrispondenza del corridoio centrale nell'ala prospiciente Piazza Caduti per la Libertà, in una stanza situata nell'ala su via Mazzini (trave #3, Fig. 2.21); rimangono non ispezionabili le travature contrassegnate come #1 e #2 nelle tavole progettuali d'epoca. L'approfondimento delle indagini storiche ha portato al ritrovamento di due fotografie risalenti alle lavorazioni al piano (Fig. 2.22-2.23) in cui risultano visibili proprio le armature delle travi #1, che confermano l'attendibilità degli elaborati progettuali a disposizione. Come si evince dalla disposizione dei monumenti rispetto alla sede S.T.B., la fotografia riportata in Figura 2.23 è relativa all'ala del fabbricato prospiciente Piazza Caduti per la Libertà. In essa risultano ben visibili le sei travi #1, armate con due barre correnti superiori e due inferiori e con cinque ferri piegati di maggior diametro, come indicato anche nella tavola storica di Figura 2.22.

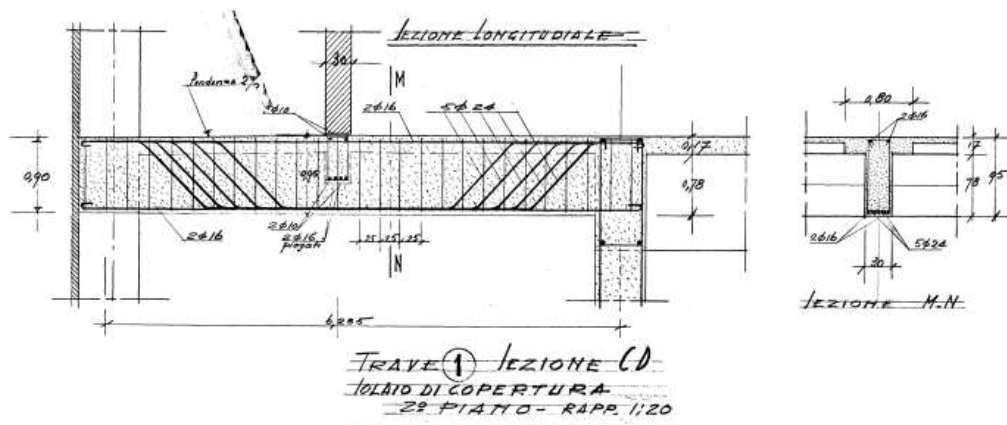


Figura 2.22 – Dettaglio della disposizione dei ferri nelle travi 1 del piano terzo, stralcio del progetto preliminare.

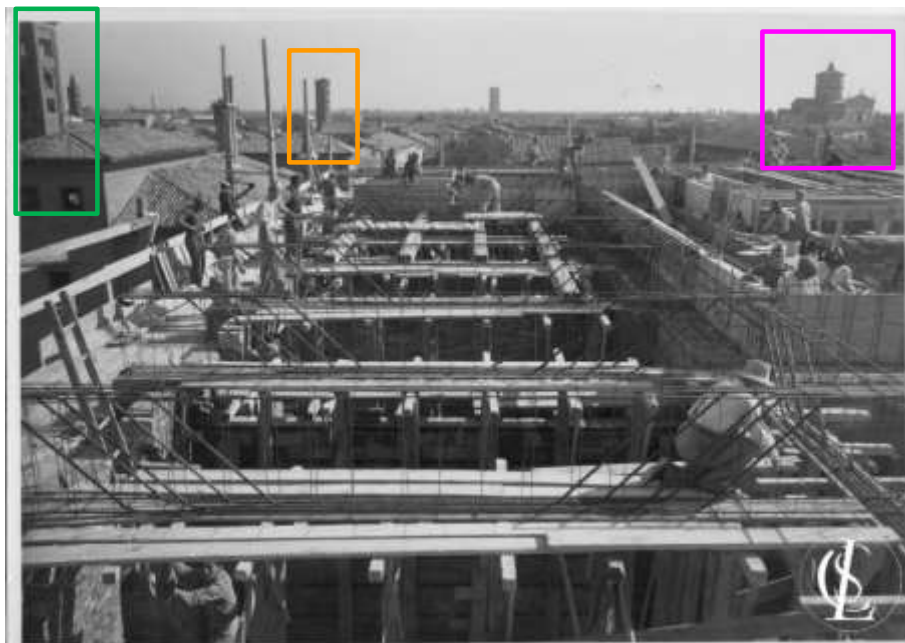
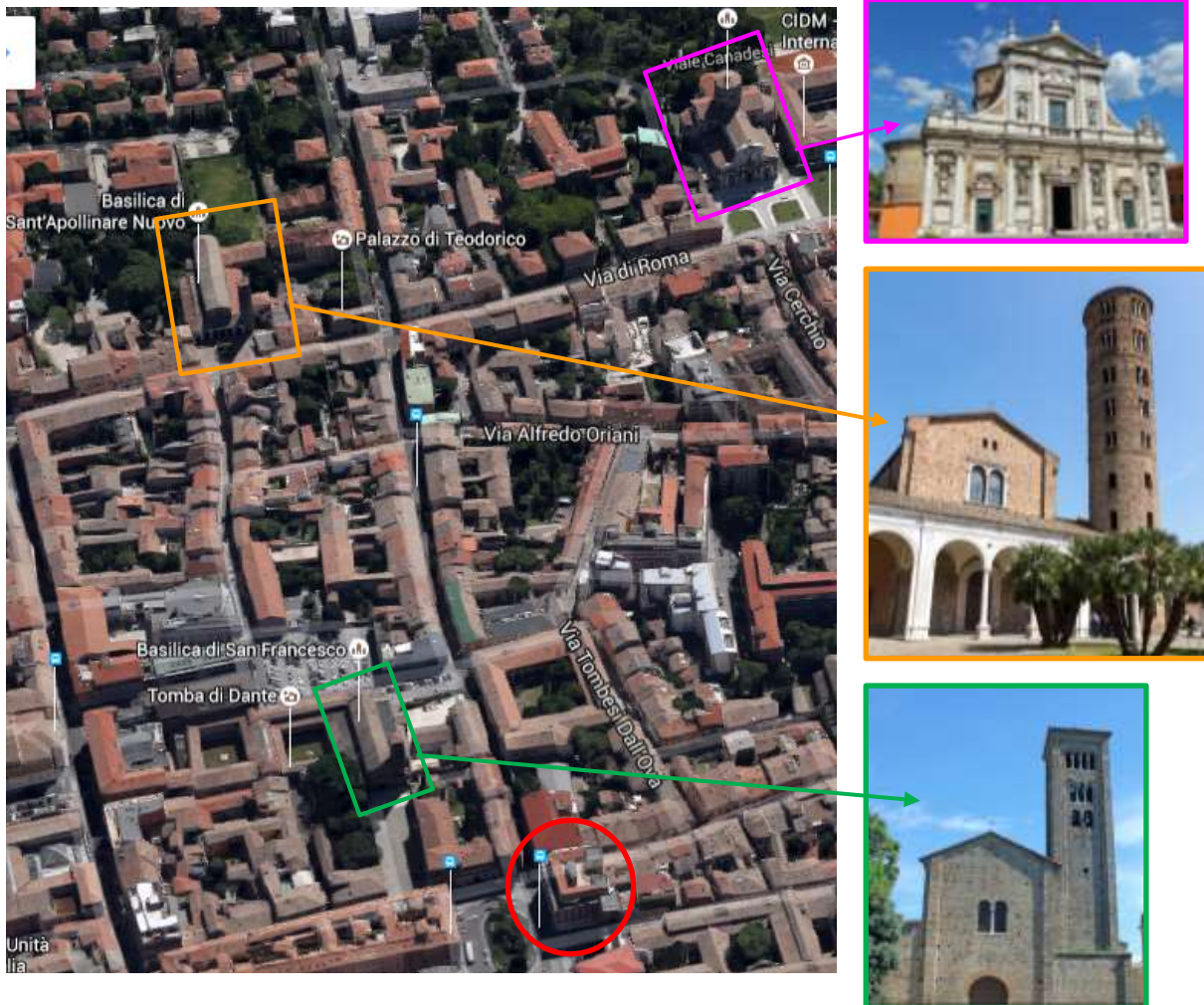


Figura 2.23 – Foto storica relativa alla realizzazione delle travi in c.a. del piano terzo; esaminando la posizione dei monumenti visibili nella fotografia, è possibile affermare che le travi in questione sono quelle poste nell'ala prospiciente Piazza Caduti della Libertà (#1 di Fig. 2.21).

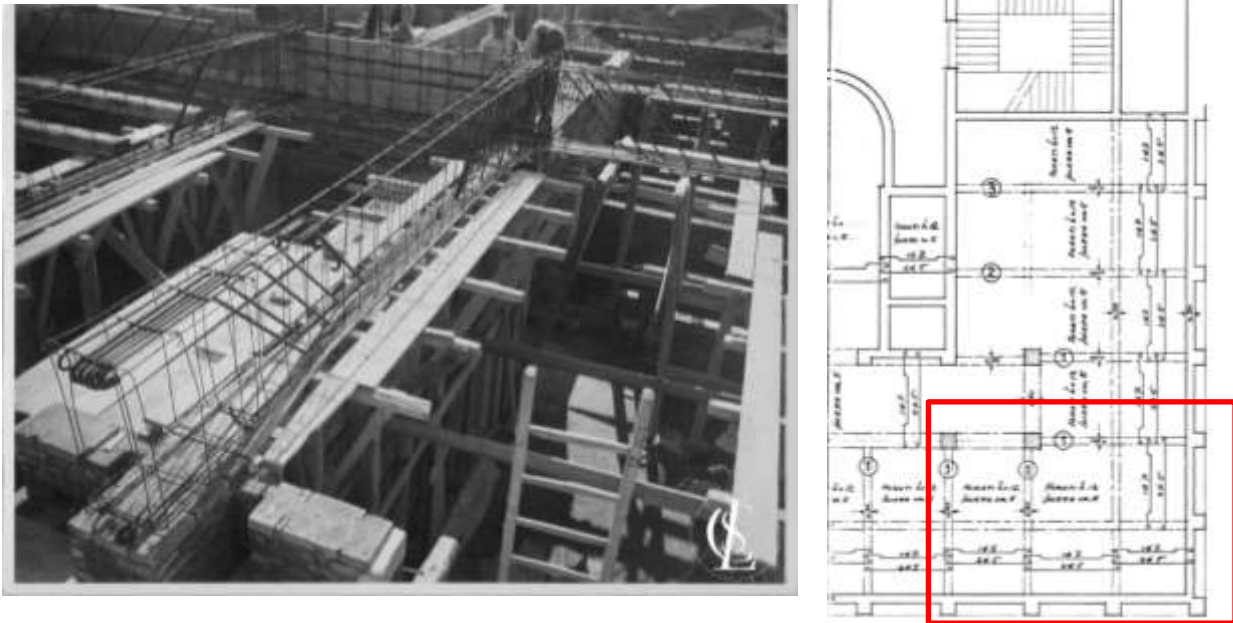


Figura 2.24 – Foto storica relativa alla realizzazione delle travi in c.a. del piano terzo.

La fotografia riportata in Figura 2.24 è invece relativa alla zona d'angolo tra le due ali prospicienti Piazza Caduti per la Libertà e via Baccarini. In primo piano è visibile un dettaglio dell'armatura della trave #1 nella zona d'appoggio, mentre sullo sfondo è riconoscibile la casseratura di una delle travi che costeggiano il corridoio principale, nonché l'armatura di un'altra trave #1 disposta parallelamente alla facciata principale del fabbricato.

2.2.4 Scalone principale

L'approfondimento delle indagini storiche ha infine portato al reperimento di una fotografia d'epoca (Fig. 2.25) che mostra le fasi realizzative della rampa dello scalone principale. La fotografia conferma le informazioni riportate nelle tavole storiche di progetto, in cui la scala risulta avere una struttura portante composta da una soletta a sbalzo incastrata in un cordolo rampante in c.a. (Fig. 2.26).



Figura 2.25 - Realizzazione della prima rampa dello scalone principale.

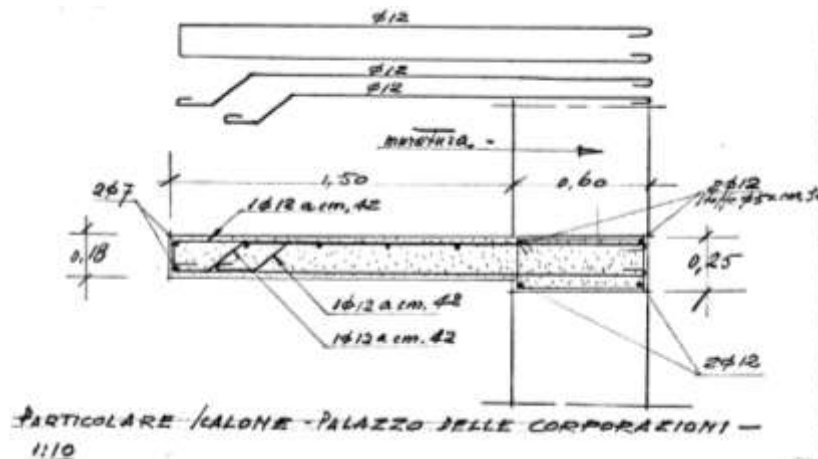


Figura 2.26 – Particolare costruttivo della scala principale e indicazione dell’armatura presente, progetto preliminare.

L’immagine evidenzia inoltre una sostanziale corrispondenza tra l’armatura effettivamente messa in opera e quella riportata nelle tavole storiche. Si può notare l’assenza di un’armatura inferiore di ripartizione, considerato il diametro ridotto dei tre ferri posati (probabilmente 4 mm); è inoltre possibile notare come il cordolo poggi direttamente sulla muratura perimetrale e sia armato. Si ritiene che i gradini veri e propri siano stati realizzati in una seconda fase e che siano probabilmente in laterizio. Tale ipotesi è avallata anche dall’analisi di un disegno storico (Fig. 2.27) in cui solo la parte di soletta inferiore presenta la campitura del calcestruzzo.

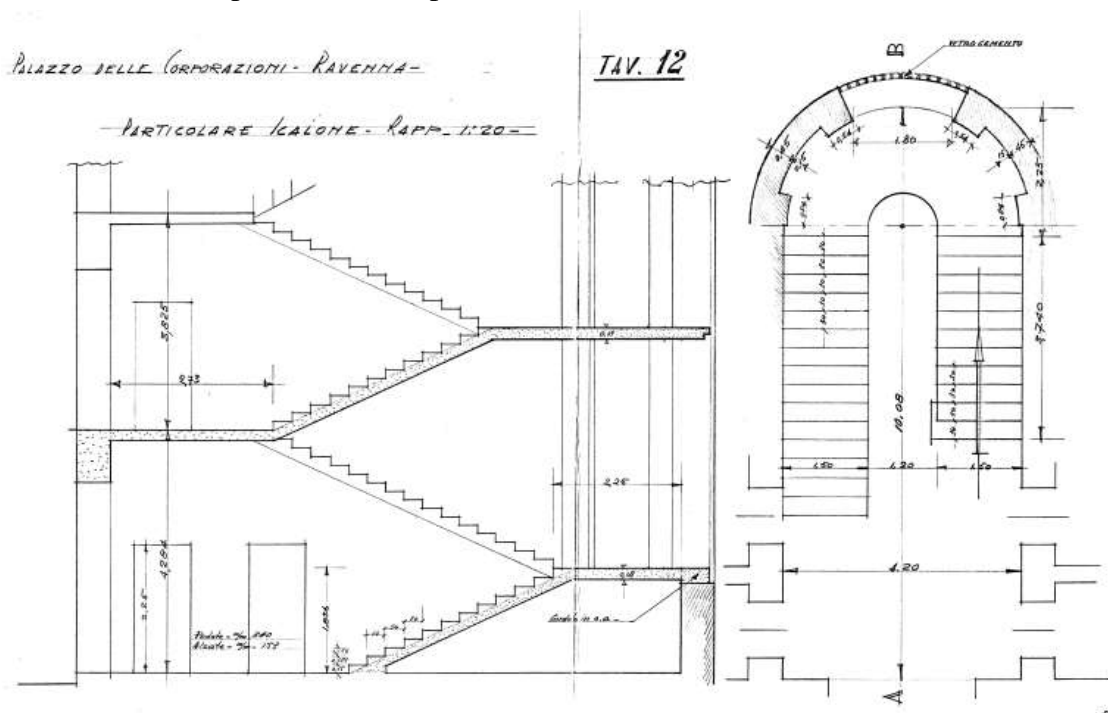


Figura 2.27 – Particolare costruttivo della scala principale e indicazione dell’armatura presente, progetto preliminare.

3 Documentazione relativa alle caratteristiche geomorfologiche del sito

Sebbene non sia stata rinvenuta alcuna documentazione specifica relativa ad un'eventuale perizia geologica effettuata sull'edificio in esame, diverse informazioni sulla caratterizzazione geomorfologica del sito possono essere ricavate sulla base dei dati riportati sul sito web del Servizio Geologico Sismico e dei Suoli della Regione Emilia Romagna.

In Figura 3.1 è anzitutto riportata una sezione Geologica (la n. 54) che sfiora la città a Nord; la zona è classificata come AES8a, Subsistema di Ravenna (Figura 3.2), e ricade nella macrocategoria dei depositi alluvionali, con grande variabilità spaziale e verticale.

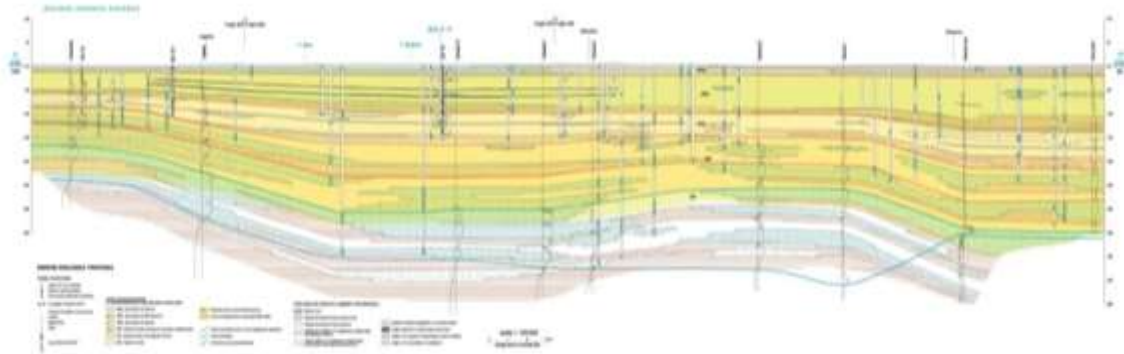


Figura 3.1 – Sez. 054, Argenta – Ravenna.

In particolare, l'allomembro di Ravenna (AES8) è caratterizzato dalla presenza di sabbie, argille e limi di ambiente alluvionale, deltizio e litorale, organizzati in corpi lentiformi, nastriformi e tabulari di vario spessore. Il tetto, che coincide con il piano topografico, presenta suoli con diverso grado di alterazione, i cui orizzonti superiori variano da non calcarei a calcarei. Il limite inferiore è inconforme e marcato da una superficie di discontinuità definita su base radiometrica. Nell'area ravennate l'unità ha uno spessore compreso tra 20 e 28 m. La porzione basale di AES8 è caratterizzata dalla frequente presenza di sedimenti palustri e/o lagunari ricchi di sostanza organica di natura trasgressiva che si accompagnano ad una generale disattivazione dei sistemi fluviali del ciclo sottostante ed ad un generale spostamento verso monte dei sistemi deposizionali. Questo intervallo basale costituisce pertanto un orizzonte stratigrafico di correlazione molto importante che caratterizza la base del subsistema in settori della pianura anche abbastanza diversi e lontani fra loro (per distanze dell'ordine di decine di chilometri).



Figura 3.2 – Dettaglio della Cartografia dei Suoli della Regione Emilia Romagna.

Nella parte sommitale dell'Allomembro di Ravenna viene distinta un'unità di rango gerarchico inferiore, l'Unità di Modena (AES8a), la quale contiene i depositi più superficiali (sempre affioranti) e più recenti, compresi quelli attualmente in evoluzione. AES8a è un'unità pellicolare, di pochi metri di spessore, che raggiunge i 10 m solo localmente, in corrispondenza dei dossi fluviali o della fronte deltizia. Nel settore di alta pianura, la base di AES8a è data da una superficie di erosione fluviale che passa lateralmente ad una scarpata di terrazzo in cui sono confinati i depositi di canale. Nei settori di bassa pianura la base di AES8a è individuata dal contatto, in discontinuità, delle sue tracimazioni fluviali sul suolo non calcareo o scarsamente calcareo di AES8 che contiene i reperti di epoca romana o più antica in posto. Il tetto di AES8a è dato da un suolo poco evoluto, calcareo, di pochi decimetri di spessore e generalmente di colore bruno olivastro o bruno grigiastro. Il limite inferiore è datato al periodo post-romano e segna l'instaurarsi di un'importante fase di deterioramento climatico tra il IV e il VI sec. d.C., che determinò un aumento della piovosità con conseguente modifica della rete idrografica e alluvionamento della pianura. Nell'area ravennate gli effetti del cambiamento climatico sono registrati nell'incremento del tasso di sedimentazione con conseguente seppellimento degli elementi infrastrutturali della colonizzazione e bonifica romana. Lo spessore dell'Unità di Modena varia da 0 a 5.5 m.

Come detto, nel territorio circostante l'area di intervento affiora proprio l'unità di Modena AES8a . Maggiori informazioni sulle caratteristiche dei terreni limitrofi all'edificio oggetto di indagine si possono inoltre dedurre dai risultati di alcuni sondaggi effettuati nelle immediate vicinanze dello stabile in oggetto, i cui risultati sono sempre disponibili sul sito del Servizio Geologico Sismico e dei Suoli della Regione Emilia Romagna. In particolare, in Figura 3.3 è riportato un dettaglio della Cartografia dei Suoli della Regione Emilia Romagna, in cui sono indicate la posizione dell'edificio in esame (in rosso), nonché l'ubicazione dei punti in corrispondenza dei quali sono stati effettuati dei sondaggi geotecnici: in arancione i carotaggi continui (n. 1-6), in viola i sondaggi distruttivi (n. 7-10), con cerchio arancione le prove C.P.T. (n. 11) ed in verde gli eventuali pozzi. Dal medesimo sito è stato possibile scaricare i risultati dei sei carotaggi più vicini alla struttura, che distano dai 120 ai 220 m dalla stessa (Figure 3.4-3.7), dei quattro sondaggi distruttivi, anch'essi effettuati a circa 120 m dall'edificio (Figura 3.8-3.9), e di una prova C.P.T. realizzata a circa 340 m di distanza (Figura 3.10), che sono riportati di seguito. Come si può notare, le indagini geotecniche, spinte ad una profondità variabile tra i 20 e i 40 m, hanno evidenziato una tessitura principalmente caratterizzata da sabbia limoso argillosa, tipica dei depositi alluvionali presenti nella zona ravennate.



Figura 3.3 – Dettaglio della Cartografia dei Suoli della Regione Emilia Romagna, con indicazione dei sondaggi.

Sempre nella medesima zona, in prossimità del fabbricato in esame (a circa 300 m), sono state

recentemente effettuate anche altre prove geofisiche e geotecniche, i cui risultati, depositati presso gli Uffici del Comune di Ravenna, non sono tuttavia pubblici. Dalle informazioni reperite dal personale dell'Ufficio Sismico del Comune è emerso come tali prove abbiano fornito un valore della velocità delle onde di taglio V_{s30} pari a 178 m/s, permettendo quindi di collocare il sottosuolo in categoria D, secondo la classificazione riportata nella tabella 3.2.II del D.M. 14/01/2008.

Tali informazioni, integrate con altri documenti che potranno rendersi eventualmente disponibili in futuro, potranno certamente essere utilizzate anche per la caratterizzazione del terreno di fondazione dell'edificio in esame, senza quindi procedere ad ulteriori indagini geognostiche, a meno di specifiche richieste da parte della Committenza.

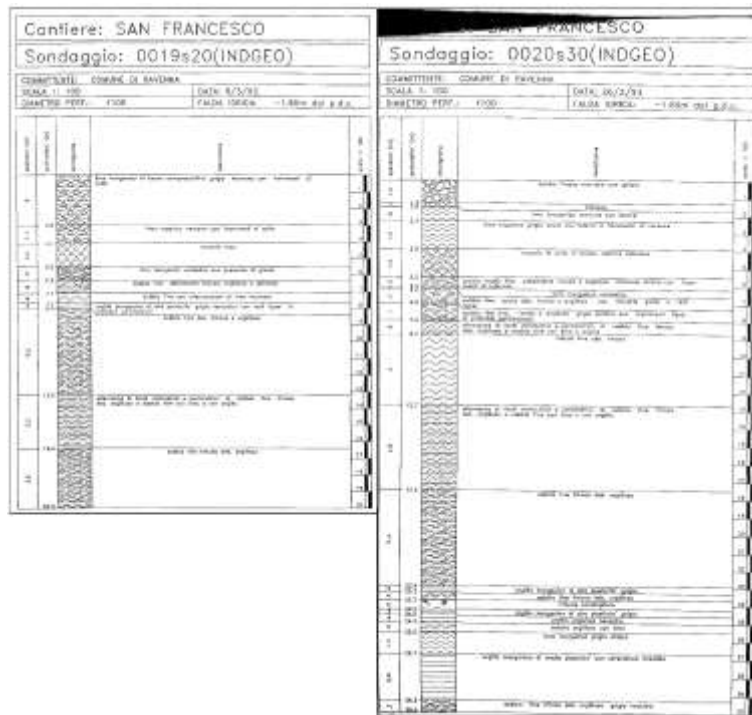


Figura 3.4 – Carotaggi continui (n. 1-2 in Figura 3.3).

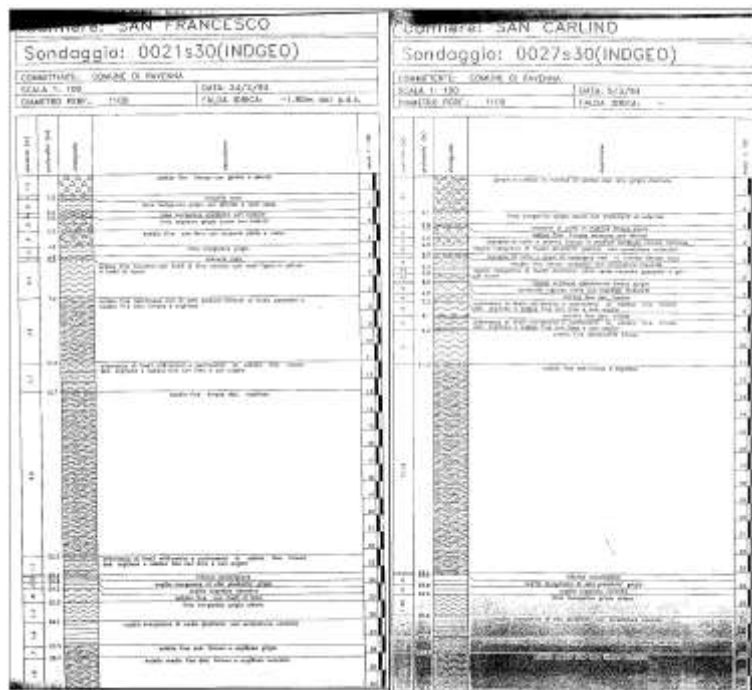


Figura 3.5 – Carotaggi continui (n. 3-4 in Figura 3.3).

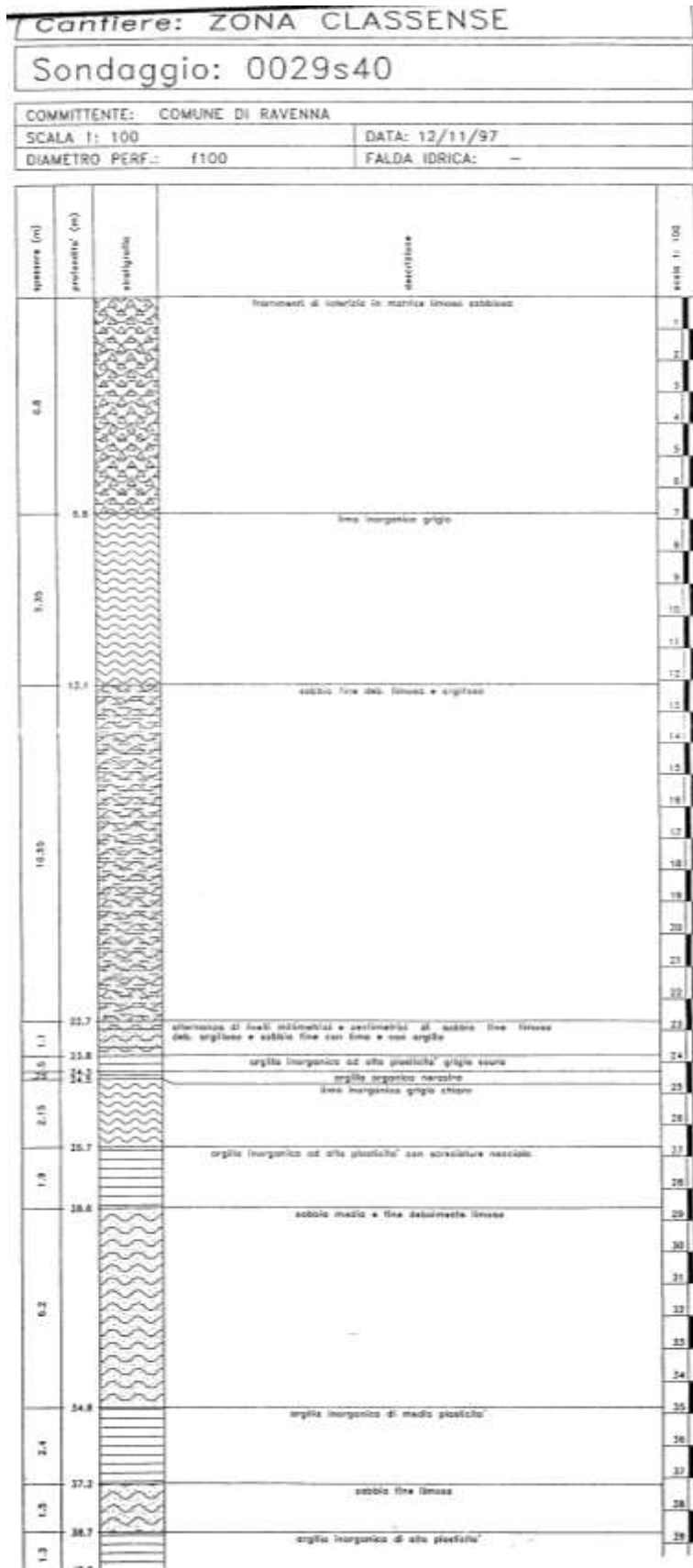


Figura 3.6 – Carotaggio continuo (n. 5 in Figura 3.3).

Definizione delle fasi attuative delle verifiche tecniche e di sicurezza sismica

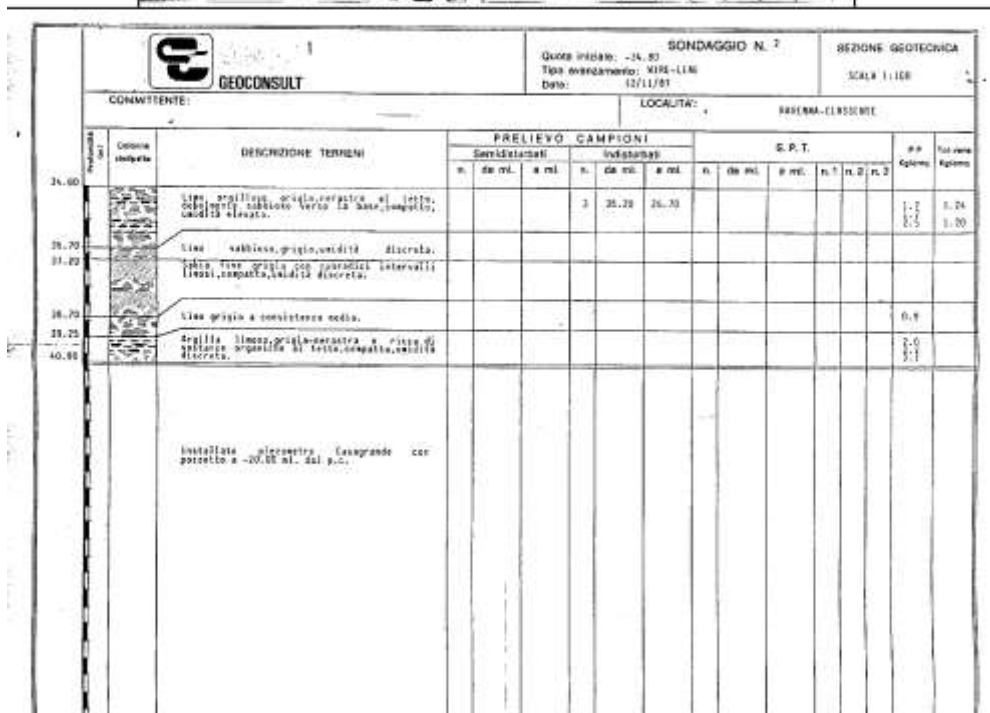
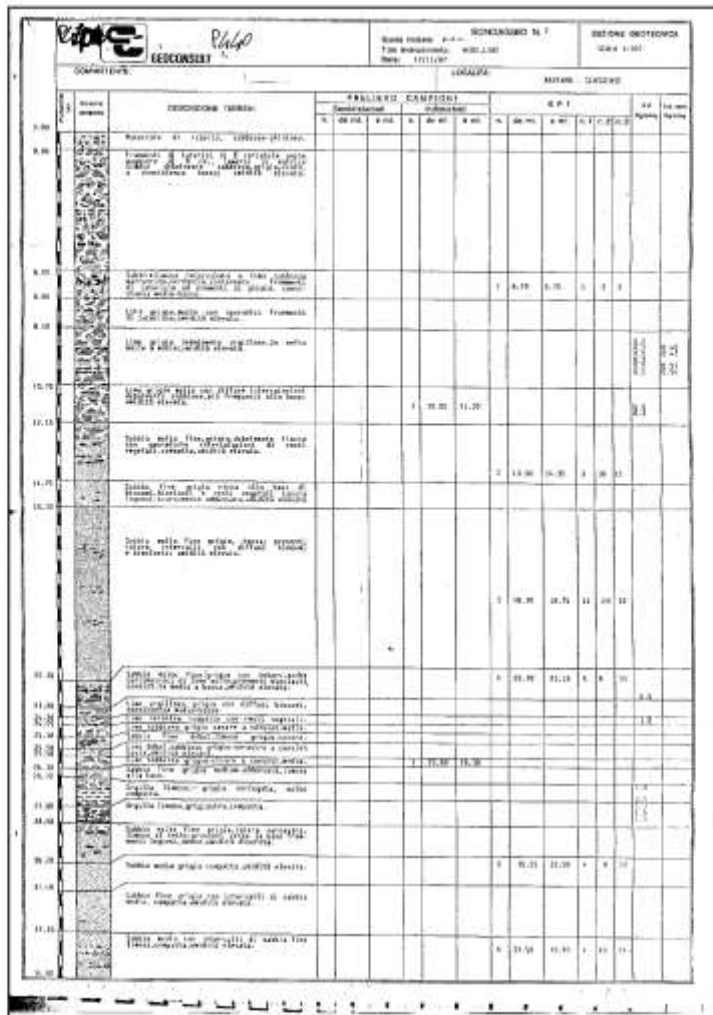


Figura 3.7 – Carotaggio continuo (n. 6 in Figura 3.3).

Definizione delle fasi attuative delle verifiche tecniche e di sicurezza sismica

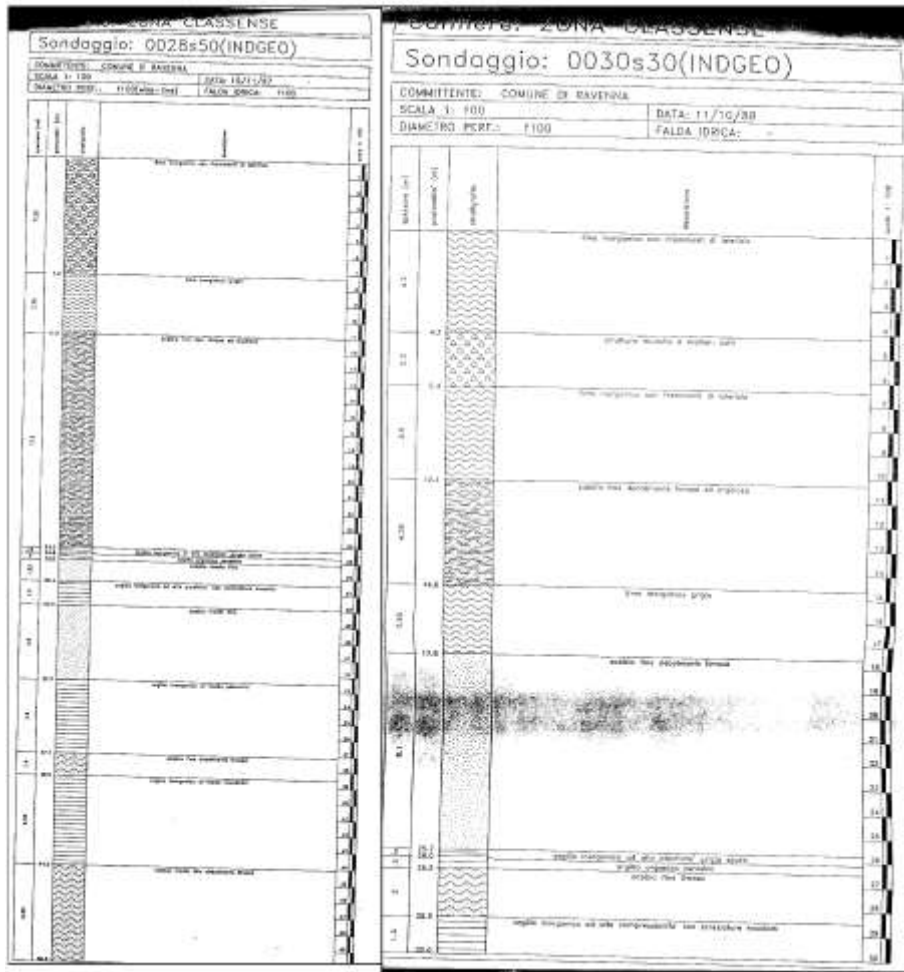


Figura 3.8 – Sondaggi distruttivi (n. 7-8 in Figura 3.3).

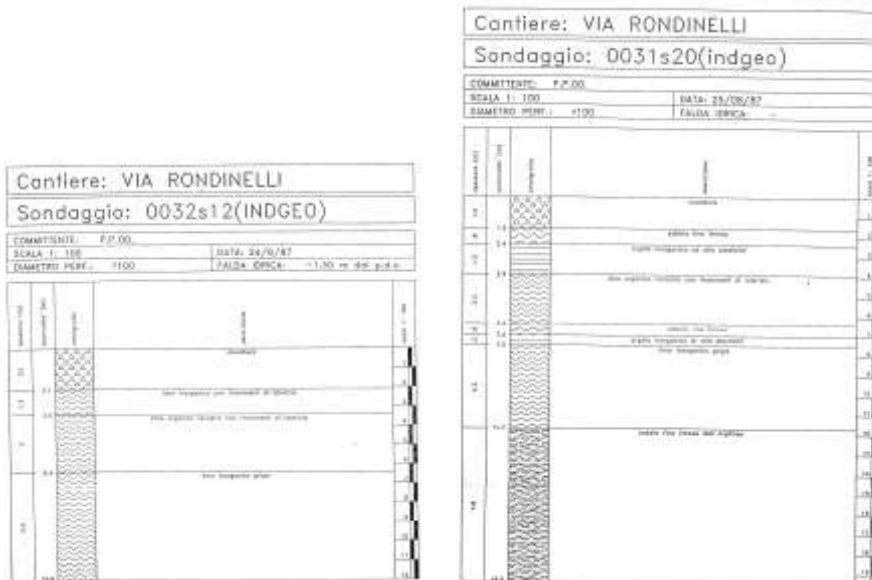



Figura 3.9 – Sondaggi distruttivi (n. 9-10 in Figura 3.3).

	Via Roma, 72/A - 44020 S. GIUSEPPE di Comacchio (FE) Tel. 0533/380450 - Fax 0533/380075 - Telex 511609 AGI I Cod. Fis. 00326500396 - P. IVA 01168540381		PROVA PENETROMETRICA Quota iniziale: 0 0 n. del p.d.c.n. 1. Data: 09/03/93	
	COMMITTENTE: Ing. BALATRONI.		LOCALITÀ: P.ta Geza - RAVENNA.	

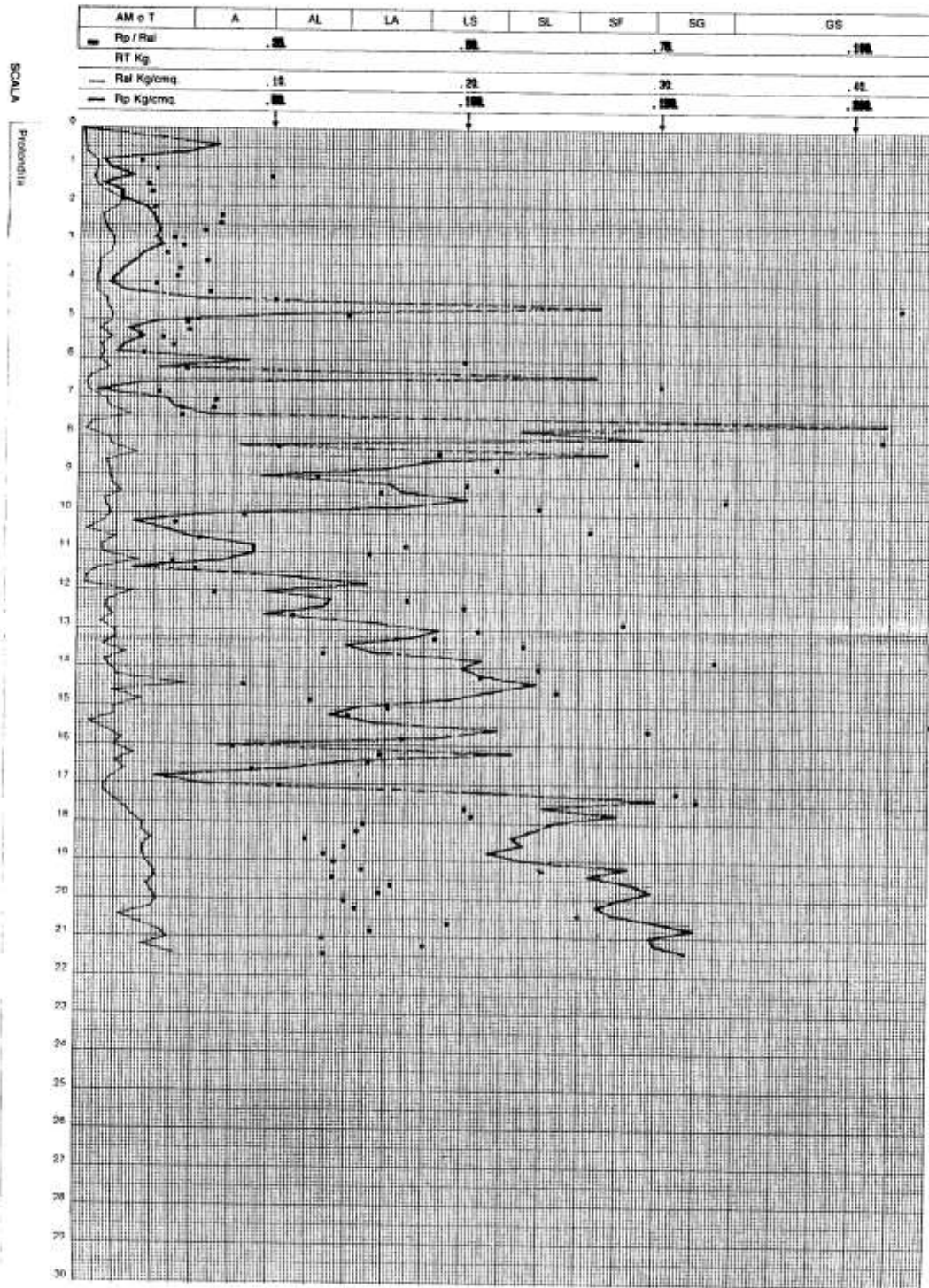


Figura 3.10 – Risultati della prova C.P.T. con punta meccanica (n. 11 in Figura 3.3)

4 DEFINIZIONE DELLE FASI ATTUATIVE DELLE VERIFICHE TECNICHE E DI SICUREZZA SISMICA

A seguito dei sopralluoghi e delle ricerche effettuate si procede alla pianificazione delle fasi successive. Nel seguito sono riportate le principali indicazioni normative riguardanti le fasi attuative delle verifiche da svolgersi. Si precisa che, la normativa attuale (D.M.08/01/2014) non affronta direttamente il caso delle strutture miste esistenti, come quella oggetto dello studio, riportando solamente al §7.8.4 la seguente indicazione relativa alle nuove costruzioni: *"Nell'ambito delle costruzioni in muratura è consentito utilizzare strutture di diversa tecnologia per sopportare i carichi verticali, purché la resistenza all'azione sismica sia integralmente affidata agli elementi di identica tecnologia. Nel caso in cui si affidi integralmente la resistenza alle pareti in muratura, per esse debbono risultare rispettate le prescrizioni di cui ai punti precedenti. Nel caso si affidi integralmente la resistenza alle strutture di altra tecnologia (ad esempio pareti in c.a.), debbono essere seguite le regole di progettazione riportate nei relativi capitoli della presente norma. In casi in cui si ritenesse necessario considerare la collaborazione delle pareti in muratura e dei sistemi di diversa tecnologia nella resistenza al sisma, quest'ultima deve essere verificata utilizzando i metodi di analisi non lineare"* e mantenendosi quindi lacunosa nei riguardi della definizione del livello di conoscenza.

Nel caso in esame, gli elementi strutturali verticali appaiono costituiti in parte da pareti in muratura e in parte da pilastri in cemento armato, disposti principalmente in corrispondenza del perimetro esterno e sul fronte prospiciente la piazza. Per quanto riguarda la resistenza alle azioni orizzontali, allo stato attuale della conoscenza non è ben definita la quota parte di sollecitazione che può essere assorbita dagli elementi realizzati nelle diverse tecnologie, così come deve essere ancora indagata l'effettiva collaborazione fra elementi resistenti diversi e la natura degli impalcati presenti.

A fronte delle considerazioni fatte si elencano le prescrizioni sia alle strutture in muratura, che a quelle in calcestruzzo armato, in quanto dovrà essere approfondita la conoscenza per entrambe le tecnologie presenti, sia a livello di dettagli costruttivi, che di caratterizzazione di materiali diversi nonché di interazione fra essi.

4.1 Livello di conoscenza delle strutture oggetto di indagine

Al termine della prima fase dello studio, riportata nei capitoli precedenti, sulla base delle informazioni disponibili e tenendo conto della necessaria limitatezza delle indagini e dei rilievi che possono essere condotti in sito (al fine di garantire il normale svolgimento dell'attività d'ufficio), ci si pone l'obiettivo di raggiungere un livello di *conoscenza estesa* LC2, secondo quanto previsto dal DM 14/01/2008 e dalla Circ. n.617/09.

I dati richiesti per raggiungere il livello di conoscenza LC2 sono definiti dalle tabelle 4.1 e 4.2, estratte dalla Circ. n.617/09 rispettivamente relative a strutture in muratura ed in calcestruzzo armato, che dovranno essere opportunamente adeguati in quanto l'edificio oggetto di indagine presenta una struttura portante mista in muratura e c.a.

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo	verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1	Tutti	1.35
LC2		verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ estese Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.20
LC3			Indagini in situ esaustive -caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove. Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 -caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a). -caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).		1.00

Tabella 4.1 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura. (tab. C8A.1.1, Circ. n. 617/09)

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 <i>estese</i> verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure <i>estese</i> prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure <i>esaustive</i> verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con <i>estese</i> prove in situ oppure <i>esaustive</i> prove in-situ	Tutti	1.00

Tabella 4.2 – 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 acciaioio. (tab. C8A.1.2, Circ. n. 617/09)

4.2 Indicazioni relative al rilievo geometrico-strutturale e dei dettagli costruttivi

Nel caso in esame, la geometria è principalmente nota dalle tavole di rilievo e dei piani antincendio fornite dalla Regione e dalle tavole storiche pervenute.

Dal momento che i dati pervenuti mantengono dei discostamenti dall'attuale distribuzione degli spazi dell'edificio e, soprattutto per le tavole storiche, risulta impossibile stabilire la fase progettuale a cui fanno riferimento (preliminare, definitiva o variante), si è deciso in primo luogo di integrare i dati già disponibili con quelli derivanti da un rilievo ex-novo del fabbricato completo di piante, sezioni e prospetti.

Il rilievo dovrà riguardare sia aspetti architettonici che strutturali, in particolare per la porzione in muratura dovranno rilevarsi, le dimensioni delle pareti portanti, la presenza di nicchie, cavità e canne fumarie.

Per quanto riguarda il rilievo dei dettagli costruttivi la normativa (Circ. n.617/09, §C8A.1.A.2) prevede principalmente l'esame dei seguenti elementi:

- a) qualità del collegamento tra pareti verticali,
- b) qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti ed eventuale presenza di cordoli di piano o di altri dispositivi di collegamento,
- c) esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture,
- d) presenza di elementi strutturalmente efficienti ad eliminare le spinte eventualmente presenti,
- e) presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità,
- f) tipologia della muratura e sue caratteristiche costruttive.

Nell'ottica di voler raggiungere un livello di conoscenza adeguato LC2, la conoscenza di tali dettagli costruttivi dovrà derivare da verifiche in-situ *estese ed esaustive*, basate principalmente su rilievi di tipo visivo, effettuati previa rimozione dell'intonaco, e su saggi discreti praticati nella muratura, che consentano di esaminarne le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario. Verranno inoltre effettuati saggi specifici che consentano di attestare l'effettivo grado di ammorsamento tra i muri ortogonali.

Per la porzione resistente in calcestruzzo armato, il rilievo dovrà essere finalizzato all'identificazione dell'organismo strutturale che, come previsto dalla normativa (Circ. n.617/09,

§C8A.1.B.5), dovrà riportare i seguenti dati:

- a) identificazione del sistema resistente alle forze orizzontali;
- b) tessitura dei solai;
- c) dimensioni geometriche di travi, solai e pareti;
- d) larghezza delle ali di travi a T;
- e) possibili eccentricità tra travi e pilastri ai nodi.

Relativamente ai dettagli costruttivi delle parti in cemento armato, si dovrà invece includere:

- a) quantità di armatura longitudinale in travi, pilastri, pareti;
- b) quantità e dettagli di armatura trasversale nelle zone critiche e nei nodi trave – pilastro;
- c) lunghezza di appoggio e condizioni di vincolo degli elementi orizzontali;
- d) spessore del copriferro;
- e) lunghezza delle zone di sovrapposizione delle barre.

Sempre ai fini dell'ottenimento di un livello di conoscenza LC2, la Tab. C8A.1.2 della Circ. n. 617/09 (Tab. 4.2) prevede che i dettagli costruttivi per gli edifici in c.a. siano acquisiti o tramite verifiche estese oppure, nel caso si abbiano a disposizione disegni costruttivi incompleti, come nel presente caso, tramite verifiche limitate, che comportano la verifica della quantità e disposizione dell'armatura per almeno il 15% degli elementi (Tab. 4.3, riferita alla tab. C8A.1.3a, Circ. n. 617/09). Ai fini del rilievo dei dettagli costruttivi si terrà conto delle eventuali situazioni ripetitive, che consentano di estendere ad una più ampia percentuale i controlli effettuati su alcuni elementi strutturali facenti parte di una serie con evidenti caratteristiche di ripetibilità, per uguale geometria e ruolo nello schema strutturale.

Fondamentale risulterà quindi anche il rilievo della tipologia e orditura dei solai possibile per mezzo di indagini non distruttive (pacometriche o termografiche) o parzialmente invasive, della copertura, delle scale, ai fini dell'individuazione dei carichi gravanti sui singoli elementi

	Rilievo (dei dettagli costruttivi)(a)	Prove (sui materiali) (b)(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 4.3 – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e di prove per edifici in c.a. (tab. C8A.1.3a, Circ. n. 617/09).

Come previsto dalla normativa (Circ. n.617/09, §C8A.1.A.1), la fase conoscitiva della struttura deve inoltre essere accompagnata dal rilievo – e relativa rappresentazione – dell'eventuale quadro fessurativo presente, provvedendo a classificare ciascuna lesione secondo la tipologia del meccanismo associato (distacco, rotazione, scorrimento, spostamenti fuori del piano, etc.) e deformativo (evidenti fuori piombo, rigonfiamenti, depressioni nelle volte, etc.). Quest'ultima operazione risulterà particolarmente utile al fine di consentire, nella successiva fase diagnostica, l'individuazione dell'origine e delle possibili evoluzioni delle problematiche strutturali dell'edificio. Sempre in questa fase di rilievo-geometrico strutturale, in accordo a quanto previsto dalla normativa, sarà inoltre necessario provvedere al rilievo della tipologia delle fondazioni presenti. Infine, per quanto riguarda l'esecuzione di eventuali saggi geologici-geotecnici, di fondamentale

importanza per la corretta individuazione della categoria del suolo di fondazione si ritengono adeguati i dati reperiti inerenti a diversi lavori effettuati in epoca relativamente recente nelle immediate vicinanze del fabbricato in esame.

4.3 Indicazioni relative alla determinazione delle proprietà dei materiali

Volendo raggiungere un livello di *conoscenza adeguato* LC2, sarà necessario compiere *estese* indagini in-situ per qualificare i materiali, sia per la muratura che per il cemento armato.

Per quanto riguarda la porzione in muratura, la finalità delle indagini sarà volta anche alla valutazione della tipologia e della qualità muraria, in modo tale da stabilire se la muratura sia in grado o meno di sostenere le azioni statiche e dinamiche prevedibili per l'edificio in oggetto. In tal senso, si dovrà verificare in modo più preciso la presenza di elementi di collegamento trasversali, la forma, tipologia e dimensione degli elementi, la tessitura, l'orizzontalità delle giaciture, il regolare sfalsamento dei giunti, la qualità e consistenza della malta. In particolare, verranno effettuati dapprima esami visivi della superficie muraria, condotti con la rimozione di una zona di intonaco di almeno 1m x 1m, per individuare forma e dimensione dei blocchi e verificare le ammorsature tra le pareti e saggi superficiali ed interni per ogni tipo di muratura presente. I punti di indagine verranno selezionati in modo tale da arrecare il minor disturbo possibile alle attività d'ufficio che si svolgono all'interno del fabbricato e, contemporaneamente, senza privilegiare zone particolari, così da ottenere dei risultati statisticamente rappresentativi delle proprietà del materiale in sito. Tali indagini dovranno essere effettuate in *maniera estesa e sistematica* per ogni tipo di muratura presente. Inoltre, ai fini dell'ottenimento di un livello di conoscenza LC2, la normativa prevede l'esecuzione, per ogni tipologia di muratura presente, di una prova sperimentale distruttiva (martinetto piatto doppio).

Saranno inoltre previste indagini finalizzate alla determinazione delle proprietà fisiche e meccaniche della muratura, attraverso la caratterizzazione della malta e dei mattoni impiegati, da integrarsi con le informazioni ottenute dalla letteratura e dalle regole in vigore all'epoca della costruzione. A completamento dei sondaggi verranno effettuate anche delle prove non distruttive, quali quelle sclerometriche al fine di definire "zone" di murature tra loro omogenee, data la non significatività dal punto di vista delle capacità resistenti degli elementi.

Come previsto dalla normativa, i risultati ottenuti dalle prove saranno utilizzati in combinazione con quanto riportato nella Tabella C8A.2.1 della Circ n.617/09 (Tabella 4.4); in particolare, in presenza di *indagini in-situ estese*, con conseguente raggiungimento del livello di conoscenza LC2, è possibile utilizzare nelle analisi i valori medi delle resistenze e dei moduli elastici con riferimento agli intervalli riportati nella stessa Tabella 4.4, eventualmente corretti tramite l'introduzione di coefficienti migliorativi (Tabella 4.5, §C8A.2 della Circ n.617/09) nel caso in cui la muratura in esame presenti delle caratteristiche migliori rispetto a quelle ipotizzate dalla norma.

Per quanto attiene la caratterizzazione degli elementi in calcestruzzo armato la normativa prescrive che s'indaghino essenzialmente la resistenza del calcestruzzo, quella a snervamento, a rottura e la deformazione ultima delle barre d'acciaio.

Tutte le prove condotte sui materiali saranno chiaramente indicate su specifici elaborati grafici, in modo da facilitarne l'individuazione, provvedendo inoltre a fornire una chiara interpretazione delle stesse. In particolare, i risultati ottenuti saranno esaminati e considerati nell'ambito di un quadro di riferimento tipologico generale, che consenta di valutare, anche in termini statistici, l'effettiva rappresentatività dei valori trovati.

Definizione delle fasi attuative delle verifiche tecniche e di sicurezza sismica

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500	24	3500	875	15
	800	32	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400	30,0	3600	1080	12
	600	40,0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9,5	1200	300	12
	200	12,5	1600	400	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300	18,0	2400	600	14
	440	24,0	3520	880	

Tabella 4.4 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte; f_m = resistenza media a compressione della muratura, τ_0 = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura (tab. C8A.2.1, Circ. n. 617/09).

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

* Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

Tabella 4.5 - Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (indicati in tabella C8A.2.1) da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone o ottime; giunti sottili; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; nucleo interno particolarmente scadente e/o ampio; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato (tab. C8A.2.2, Circ. n. 617/09).

4.4 tipologia di analisi strutturale e tecniche di modellazione numerica

Come previsto dal DM 14/01/08 (§8.3), la valutazione della sicurezza delle costruzioni esistenti può limitarsi ai soli stati limite ultimi (SLU), lasciando discrezionale la verifica nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE); l'intento della norma è quindi quello di focalizzarsi principalmente sulla salvaguardia delle vite umane. E' inoltre opportuno osservare come l'analisi possa limitarsi ad uno solo dei due stati limite previsti per le nuove costruzioni in presenza di azioni sismiche (stato limite di salvaguardia della vita SLV e stato limite di collasso SLC); nel caso specifico degli edifici esistenti in struttura mista, la norma prevede di tenere in considerazione le particolarità strutturali individuate e l'interazione tra materiali caratterizzati da diverse proprietà fisiche, avvalendosi eventualmente di metodi di analisi non lineari di comprovata validità. Per l'edificio oggetto di indagine, la valutazione della sicurezza verrà effettuata con riferimento al solo *stato limite di salvaguardia della vita*, oltre che allo *stato limite ultimo* per le combinazioni di carico non sismiche (§2.2 del DM 14/01/08).

La sicurezza nei confronti dello SLV sarà caratterizzata da una probabilità di superamento P_{VR} pari al 10% nel periodo di riferimento V_R proprio della costruzione considerata (Tab. 3.2.I del DM 14/01/08). Nello specifico, l'edificio in esame, risulta classificato come "*edificio di interesse strategico [...] la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile*" ai sensi dell'Allegato A del D.G.R. 1661/2009; per tale ragione, è lecito ipotizzare che la vita nominale dell'opera sia $V_N \geq 100$ anni (Tab. 2.4.I del DM 14/01/08) e che essa ricada in classe d'uso IV secondo quanto previsto dal §2.4 del DM 14/01/08, valore è riferito agli edifici di nuova progettazione. Trattandosi in questo caso di un edificio esistente con già circa 80 anni di vita, in accordo con le ultime proposte di revisione della normativa, si è concordata con la Committenza l'assunzione di una vita nominale della struttura pari a 50 anni. Il coefficiente d'uso C_U risulterà comunque pari a 2.0 essendo l'edificio in classe d'uso IV (Tab. 2.4.II, del DM 14/01/08) e pertanto il periodo di riferimento varrà $V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 2.0 = 100$ anni.

Per quanto riguarda le modalità di valutazione della sicurezza dell'edificio, nel caso degli edifici misti il DM 14/01/08 permette di scegliere liberamente il tipo di analisi da adottare, ferma restando la corretta valutazione delle interazioni tra materiali diversi.

L'analisi sismica globale può essere quindi effettuata con uno dei metodi di cui al §7.3 del DM 14/01/08, con le precisazioni e le restrizioni indicate al §7.8.4, relative all'utilizzo di analisi non lineari al fine di valutare correttamente l'interazione tra i materiali. Nello specifico, ci si pone l'obiettivo di effettuare un'analisi statica non lineare (analisi di pushover), come indicato ai nella Circ n.617/09, ove si legge che questa risulta la maggiormente rappresentativa del comportamento globale della struttura stessa consentendo di cogliere i cambiamenti che si verificano nella risposta della struttura a mano a mano che i singoli elementi si comportano in modo duttile, fornendo al contempo informazioni sulla distribuzione della domanda di anelasticità nella struttura, dimostrandosi quindi un utile strumento specialmente in fase di verifica.

Nello specifico, la Circ n.617/09 al §C8.7.1.4 prevede che vengano applicate alla struttura, oltre ai carichi gravitazionali, due distribuzioni di forze orizzontali, assunte come distribuzione principale e secondaria rispettivamente:

- una distribuzione proporzionale alle forze statiche equivalenti di cui al §7.3.3.2 del DM 14/01/08, ovvero alle forze inerziali corrispondenti al modo di vibrare fondamentale (prima distribuzione del Gruppo 1);
- una distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione (prima distribuzione del Gruppo 2), indipendentemente dalla percentuale di massa partecipante al primo modo di vibrare, considerando gli effetti torsionali accidentali nel modo previsto al §7.2.6 del DM 14/01/08.

La capacità della struttura è rappresentata mediante una curva (detta curva di capacità), che ha come grandezze di riferimento il taglio alla base e lo spostamento di un punto di controllo dell'edificio

(posto in sommità dello stesso). che consente un confronto diretto tra la domanda sismica e la capacità della struttura. In particolare, la domanda sismica (o domanda di spostamento) rappresenta lo spostamento che, secondo lo spettro di progetto, la struttura è chiamata a sostenere mentre la capacità è individuata dallo spostamento massimo ottenuto dall'ultimo passo dell'analisi.

L'analisi sismica globale verrà condotta su un modello tridimensionale agli elementi finiti, capace di rappresentare in modo adeguato la distribuzione effettiva delle masse e delle rigidità in gioco, ponendo inoltre particolare attenzione alla rigidità e resistenza dei solai e all'efficacia dei collegamenti strutturali, che saranno debitamente indagati durante la fase di rilievo. Tutte le ipotesi alla base della modellazione numerica saranno comunque debitamente illustrate nella seconda fase di lavoro.

Nella relazione di calcolo verranno inoltre espressamente dichiarati i valori numerici dei parametri coinvolti, relativi sia agli aspetti dimensionali (modello geometrico), sia ai carichi applicati (modello delle azioni), sia alle caratteristiche meccaniche dei materiali (modello meccanico).

Trattandosi di un edificio esistente a parziale contatto con fabbricati adiacenti (aggregato edilizio) la normativa (§ 8.7.1 del DM 14/01/2008) sottolinea che *"i metodi di verifica di uso in generale per gli edifici di nuova costruzione potrebbero non essere adeguati. In particolare, nell'analisi di un edificio facente parte di un aggregato edilizio occorrerà tenere conto delle possibili interazioni derivanti dalla contiguità strutturale con gli edifici adiacenti. A tal fine dovrà essere individuata l'Unità strutturale (US) oggetto di studio, evidenziando le azioni che su di essa possono derivare dalle unità strutturali contigue. [...] ... dovranno essere valutati gli effetti di: spinte non contrastate causate da orizzontamenti sfalsati di quota sulle pareti in comune con le US adiacenti, meccanismi locali derivanti da prospetti non allineati, US adiacenti di differente altezza"*.

4.5 Valutazione dei valori di accelerazione al suolo corrispondenti agli SL definiti dalle NTC08

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi valori limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Quest'ultima, come noto, è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2 del DM 14/01/08), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} (Tabella 4.6), nel periodo di riferimento V_R , come definito nel §2.4 del DM 14/01/08. Sulla scorta delle ipotesi già illustrate in precedenza, per il fabbricato in esame è lecito assumere un periodo di riferimento V_R pari a 100 anni.

Stati Limite		P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 4.6 – Probabilità di superamento PVR al variare dello SL considerato (Tab. 3.2.I, DM 14/01/08).

I valori dell'accelerazione massima al sito a_g corrispondenti ai diversi stati limite possono essere desunti direttamente dalla pericolosità di riferimento, attualmente fornita dallo INGV, e sono riportati nell'Allegato B delle NTC per l'intero territorio nazionale.

Sapendo che l'edificio in esame si trova in Piazza dei Caduti per la Libertà, n. 9-12, nel Comune di Ravenna, e che le coordinate geografiche del sito sono 44°24'54.34" N (44.415094° lat.), 12°12'00.18" E (12.20005° long.), i valori di a_g corrispondenti ai diversi SL sono quelli riassunti in tabella 5.7. Tali valori sono stati ricavati inserendo le coordinate del sito costruttivo nel programma Spettri-NTCver.1.0.3.xls, scaricabile dal sito del CSLP.

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]
SLO	60	0.065
SLD	101	0.082
SLV	949	0.212
SLC	1950	0.275

Tabella 4.7 – Accelerazione massima al sito a_g al variare dello SL considerato.

I valori da considerarsi, sulla scorta delle considerazioni fatte nel paragrafo precedente, sono quelli relativi all'SLV (riquadro rosso tab. 4.7), opportunamente modificati al fine di tenere conto delle reali condizioni geologiche e topografiche del sito che si vanno a ripercuotere direttamente su durata e contenuto in frequenza dell'azione sismica locale.

4.6 Verifiche numeriche previste

Una volta raccolti tutti i dati necessari relativi all'edificio e ai suoi elementi strutturali componenti, si procederà anzitutto alla verifica di idoneità statica degli elementi strutturali più sollecitati nell'ambito delle varie tipologie presenti. Per le verifiche allo SLU verranno considerati i carichi amplificati secondo i coefficienti parziali di sicurezza definiti dall'attuale normativa, che risulteranno pertanto maggiori di quelli considerati nel progetto originario dell'immobile, che fa riferimento alla normativa risalente agli anni '30; e potrebbe quindi determinare il non soddisfacimento delle verifiche per alcuni elementi maggiormente critici. Nella relazione finale si provvederà dunque a riportare i dettagli delle singole verifiche condotte, sintetizzandone l'esito mediante un giudizio complessivo e motivato sulla capacità portante delle diverse tipologie strutturali.

Successivamente si procederà alla valutazione del comportamento dell'edificio soggetto all'azione sismica di progetto. In particolare verrà effettuata un'analisi statica non lineare, confrontando l'effettiva capacità di spostamento della struttura con la domanda di spostamento richiesta dalla normativa allo stato limite considerato. In tale fase di analisi verranno inoltre determinati i periodi di ritorno e le accelerazioni al suolo dell'azione sismica in grado di attivare i meccanismi di danneggiamento/collasso. I risultati ottenuti saranno puntualmente commentati, evidenziando le principali criticità (direzioni deboli, piani maggiormente vulnerabili, elementi "sensibili" - es. fasce di piano e/o maschi murari, etc.) e fornendo indicazioni di massima circa eventuali interventi per il miglioramento della risposta sismica.

Da ultimo, a conclusione del lavoro, le varie fasi di indagine e i principali risultati ottenuti dalle verifiche numeriche verranno brevemente sintetizzati, riepilogando le principali problematiche emerse e le relative indicazioni sui possibili rimedi.

5 RILIEVO GEOMETRICO – STRUTTURALE

A seguire si riassumono i risultati ottenuti dalle attività di rilievo geometrico - strutturale e di definizione delle indagini materiche sull'immobile oggetto di studio, intraprese in conformità alle previsioni procedurali e alle tempistiche individuate, in accordo a quanto specificato nel Sub-Allegato 2A del DGR 1154/2010.

Nello specifico, la *fase di rilievo geometrico-strutturale* si è articolata nelle seguenti fasi:

- Rilievo geometrico e fotografico dell'edificio;
- rilievo del quadro fessurativo e/o di degrado;
- rilievo materico e dei particolari costruttivi;
- sintesi delle principali vulnerabilità riscontrate e/o possibili;

Il tutto reso in forma grafica per un comoda consultazione nelle rispettive appendici. Le informazioni raccolte durante la fase di rilievo serviranno per la pianificazione delle *indagini specialistiche* necessarie (tipologia, numero e ubicazione nel fabbricato), nonché per l'esecuzione delle successive analisi strutturali e modellazioni numeriche volte ad indagare e quantificare la sicurezza strutturale..

5.1 Rilievo geometrico

La programmazione del rilievo geometrico è stata realizzata sulla scorta delle informazioni reperite nella prima fase dello studio, avvalendosi, come base di partenza, di alcune piante fornite dalla Regione Emilia-Romagna, redatte a seguito di un aggiornamento della disposizione dei locali interni, nonché quelle del piano antincendio, risalenti al 2012.

La prima fase del rilievo è consistita nella misura delle dimensioni delle pareti e delle diagonali di tutti gli ambienti interni accessibili del fabbricato, andando inoltre a controllare la posizione, la profondità e la larghezza delle nicchie eventualmente presenti e lo spessore dei muri. Nei casi in cui lo spessore murario non è risultato deducibile dalla misurazione degli stipiti di porte e finestre, si è proceduto alla realizzazione a campione di alcuni fori con il trapano nelle pareti, in modo da confermare i dati presenti nelle tavole a disposizione e in quelle appartenenti al progetto esecutivo originale (Figura 5.1).



Figura 5.1 – Verifica di alcuni spessori murari tramite esecuzione a campione di fori col trapano.

Per ogni stanza è stata inoltre rilevata l'altezza netta di interpiano, nonché la larghezza, l'altezza ed il posizionamento delle aperture presenti, integrate con la misura di quote davanzale - pavimento, davanzale - piano di campagna, davanzale – cornicione nel caso di finestre.

Gli strumenti utilizzati per le misurazioni sono stati distanziometro laser e metri in legno e ferro.

Successivamente, si è proceduto al rilievo degli esterni e alla definizione del perimetro dell'immobile, tramite stazione totale (Figura 5.2a). La battitura di alcuni punti non è tuttavia risultata possibile a causa della presenza dei fabbricati in adiacenza che hanno parzialmente ostruito la visuale (la torre su via Baccarini e gli edifici in aggregato sul prospetto posteriore, Figura 5.2b-c).



Figura 5.2 – (a) Stazione totale utilizzata per il rilievo degli esterni; edifici in adiacenza al fabbricato in esame che hanno parzialmente ostacolato il rilievo degli esterni: (b) torre su via Baccarini; (c) aggregato edilizio retrostante il Palazzo, visto dal lato di via Baccarini.

In questa fase si è inoltre proceduto alla misurazione degli ingombri delle facciate esterne e dell'altezza totale della struttura, oltre che al posizionamento delle varie aperture presenti nei tre lati liberi del fabbricato. Per quanto riguarda il rilievo del cortile interno, non è stato invece possibile utilizzare il metodo topografico, a causa dello spazio ridotto; per tale ragione si è proceduto

all'esecuzione di una misurazione diretta.

Completata la fase di rilievo in sito si è passati alla restituzione grafica dei dati raccolti, tramite la realizzazione di piante, prospetti e sezioni del fabbricato oggetto di indagine.

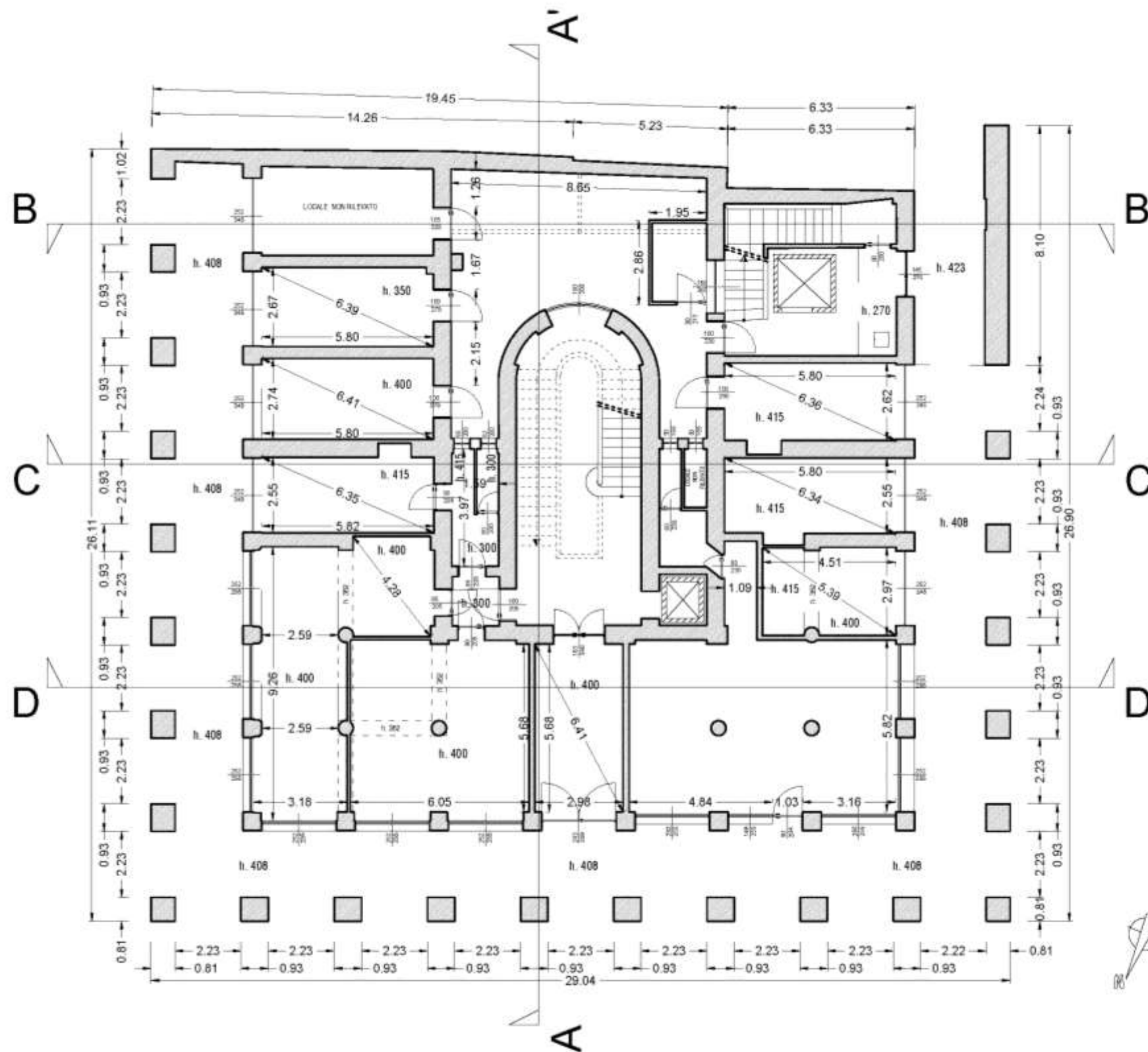
Dapprima sono stati elaborati i dati raccolti durante la campagna di misurazione esterna, con la stesura di una nuvola di punti tridimensionali utilizzati per la definizione della sagoma esterna della struttura e per il posizionamento delle aperture sui prospetti esterni.

Successivamente, per ogni piano sono state disegnate le diverse stanze, a partire dallo spigolo nord-est del fabbricato, tracciando per prima una singola parete e costruendo poi la sagoma dell'intero vano tramite le misure delle diagonali e dei muri, tale tecnica si è resa necessaria poiché diversi locali sono risultati "fuori squadra". Terminato il disegno della sagoma della stanza, sono state riportate in posizione opportuna le aperture presenti. Proseguendo si sono tracciate la distanza - sul lato interno del fabbricato - tra la porta dell'ambiente già disegnato e quella successiva, utilizzando le misure delle spalle interne, è stato possibile risalire allo spessore dei muri di separazione tra i vari locali andando a procedere al completamento delle piante di tutti i piani del fabbricato.

Per le stanze in cui non è stato possibile accedere si è fatto invece riferimento alle misure presenti negli elaborati forniti dalla Regione Emilia-Romagna e in quelli del progetto originale. In questi casi, nelle planimetrie è stata riportata per maggiore chiarezza la dicitura "*Locale non rilevato*". A titolo di esempio, nelle Figure 5.3-5.4 sono rispettivamente riportate le piante realizzate per il piano terra e per il piano quinto; per la versione completa degli elaborati si rimanda invece all'Appendice 2.

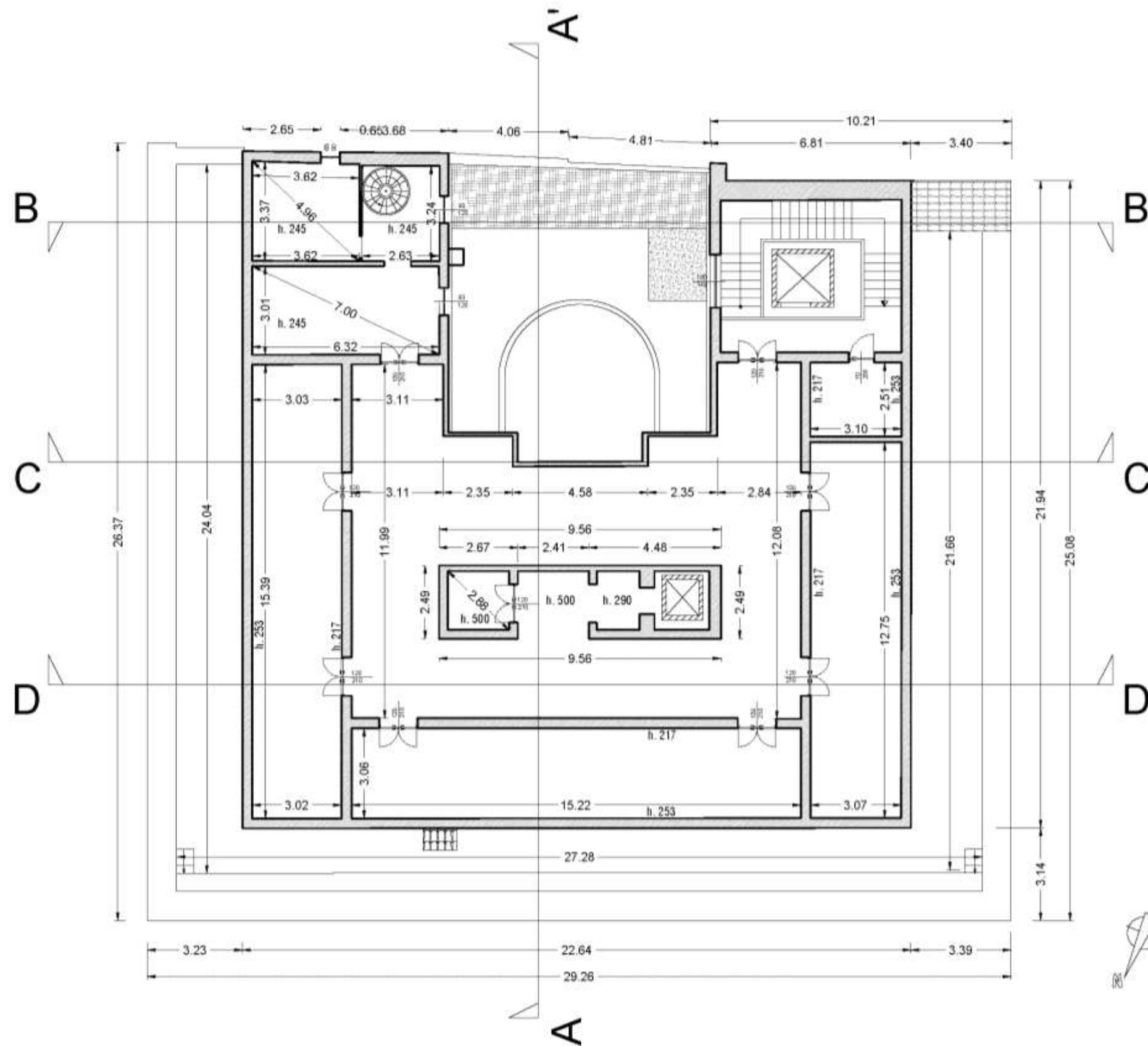
Completato il disegno dei vari vani si è proceduto alla combinazione dei dati raccolti nelle due fasi di rilievo (degli interni e degli esterni), sia a scopo di verifica delle misure, che per una corretta stesura degli schemi prospettici. Per quest'ultima operazione si è inoltre utilizzata la tecnica del foto-raddrizzamento, che ha reso possibile la redazione dei tre prospetti "liberi" verificandone la conformità. La tecnica del foto-raddrizzamento è stata eseguita con l'utilizzo di una macchina fotografica posta su treppiede in direzione frontale in modo da limitare la distorsione ottica dovuta alla lente; quest'ultima è stata comunque corretta con il programma Photoshop. Il posizionamento dell'attrezzatura su treppiede ha consentito di definire un sistema di riferimento nel software, in modo da eseguire delle misurazioni accurate.

La restituzione grafica delle sezioni è stata invece pensata in modo da "tagliare" le parti strutturali più importanti, come i due vani scala presenti e il corridoio centrale nella porzione di fabbricato prospiciente Piazza Caduti della Libertà. L'indicazione dei punti di sezione scelti è stata riportata su ogni pianta realizzata. Per la realizzazione delle sezioni sono state effettuate un serie di misurazioni aggiuntive a verifica di quelle precedentemente condotte e riguardanti in particolare le altezze degli interpiani; sono state inoltre ricontrollate le altezze dei davanzali, le distanze tra davanzale superiore e quello inferiore, e le distanze davanzale – cornicione e davanzale – piano di campagna.



Pianta Piano Terra
Scala 1:150

Figura 5.3 – Pianta piano terra.



Pianta Piano Quinto
Scala 1:150

Figura 5.4 – Pianta piano quinto.

Si sottolinea come, durante la fase di rilievo, si siano incontrate diverse difficoltà operative legate sia alla particolare conformazione della struttura in esame, che all'arredo presente nei vari locali. Per quanto riguarda il rilievo degli ambienti interni, le difficoltà maggiori si sono incontrate nei vani adibiti ad archivio e deposito, principalmente concentrati ai piani terra e quinto, per la presenza di armadi e scaffalature a tutta altezza su gran parte delle pareti (es. Figure 5.5, 5.6).



Figura 5.5 – (a), (b) vista di due locali al quinto piano adibiti ad archivio e deposito.

In tali locali, le lunghezze totali delle pareti sono state rilevate, ove possibile, effettuando le misurazioni al di sopra degli armadi con l'aiuto di scale, oppure mediante l'utilizzo di metri a nastro fatti passare dietro gli armadi stessi. Data la minore precisione di tali rilievi, si è ritenuto opportuno ripetere più volte le misurazioni per riuscire a raggiungere una maggiore accuratezza. Alcuni vani non sono poi stati rilevati in quanto sono risultati non accessibili.



Figura 5.6 – Vista di alcuni locali adibiti ad archivio e deposito: (a) piano quinto; (b), (c) piano terra.

Altri problemi riscontrati durante la fase di rilievo hanno riguardato la corretta misurazione del raggio di curvatura della parte terminale del vano scala principale, caratterizzato da un profilo curvilineo (Figura 5.7). Questa misura è stata effettuata posizionando il distanziometro laser su un treppiede con una base capace di ruotare, in modo da rilevare la distanza degli spigoli dal punto noto sul quale è stato posto il distanziometro.



Figura 5.7 – Profilo curvilineo della parte terminale della scala principale.

Altre difficoltà sono state incontrate nella misurazione delle altezze di interpiano, a causa della presenza di numerosi controsoffitti fissi e mobili che hanno impedito una misura diretta della quota di intradosso del solaio (Figura 5.8). In tal caso si è fatto generalmente riferimento alle misure riportate nella tavole storiche. Anche nel caso dei controsoffitti mobili, lo smontaggio dei pannelli non è stato infatti inizialmente possibile a causa delle elevate altezze di interpiano; si è provveduto tuttavia ad eseguire questa operazione a campione durante la fase di rilievo materico-strutturale, grazie alla disponibilità di un trabattello. In tal modo è stato possibile verificare la veridicità delle assunzioni fatte.



(a)



(b)

Figura 5.8 – Esempio di controsoffitti: (a) fissi e (b) mobili.

Per quanto riguarda il rilievo degli esterni, le principali difficoltà sono derivate, come detto, dal fatto che il fabbricato in esame fa parte di un aggregato edilizio e pertanto la visuale dell'intero prospetto sud-est e di parte del prospetto sud-ovest risulta impedita dalla presenza degli edifici in adiacenza.

La restituzione grafica integrale delle operazioni di rilievo è riportata in Appendice 2 e si compone dei seguenti elaborati:

Piante:

- Piano interrato
- Piano terra
- Piano primo
- Piano secondo
- Piano terzo
- Piano quarto
- Piano quinto
- Pianta copertura

Sezioni:

- Sezione A-A'
- Sezione B-B'
- Sezione C-C'
- Sezione D-D'

Prospetti:

- Prospetto Nord-Ovest (lato Piazza Caduti per la Libertà)
- Prospetto Nord-Est (lato via Mazzini)
- Prospetto Sud-Ovest (lato via Baccharini)

5.2 Documentazione fotografica

Il secondo elaborato grafico redatto è stato un relazione fotografica. La documentazione in oggetto relativa ad ogni piano è riportata nell'Appendice 3 in opportune tavole, che contengono una pianta del piano o delle strutture di riferimento, con indicazione della posizione e della direzione di presa delle varie immagini rispetto all'edificio, e l'insieme delle fotografie più significative.

Di seguito si riporta una esemplificazione delle immagini riportate nell'appendice stessa, con riferimento alla tavola dei prospetti e cortile interno.

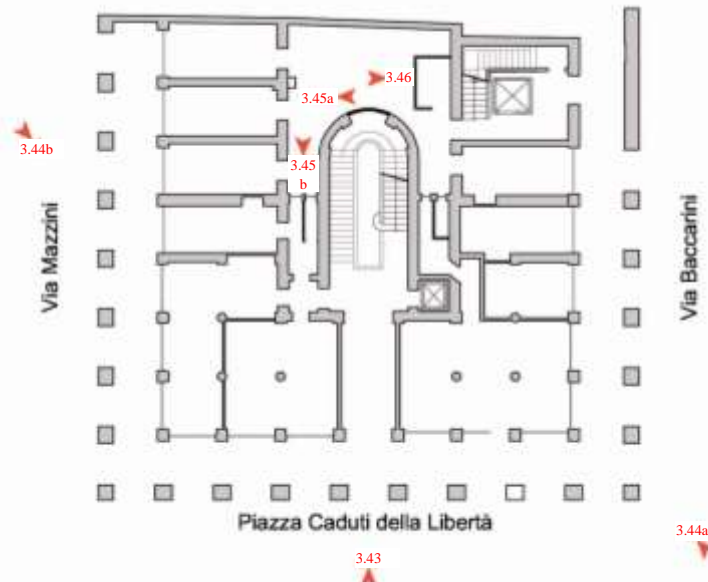


Figura 5.9 – Inquadramento riprese fotografiche prospetti e cortile interno.

La documentazione fotografica è riportata nelle Figure 5.10 – 5.13; i punti di ripresa delle fotografie sono indicati con numeri progressivi nella pianta del piano terra, in Figura 5.9.



Figura 5.10 – Prospetto frontale lato Piazza Caduti per la Libertà.



(a)



(b)

Figura 5.11 – (a) Prospetto lato Piazza Caduti per la Libertà, angolo via Baccarini; (b) prospetto lato via Mazzini.



(a)



(b)

Figura 5.12 – Cortile interno: (a) vista sulla centrale termica; (b) vista sul prospetto interno e sulla scala principale.



Figura 5.13 – Cortile interno, vista sulla scala secondaria.

5.3 Quadro fessurativo e di degrado

Altro elaborato, di carattere prettamente qualitativo, che risulta necessario redarre è il rilievo del quadro fessurativo e di degrado, riportato per esteso in appendice 4. Come anticipato al termine della prima fase dello studio, le visite di sopralluogo condotte hanno messo in luce la presenza di vulnerabilità “non quantificabili”, sia strutturali che non.

L’edificio verte complessivamente in un buono stato, non presentando un quadro fessurativo di rilievo riconducibile a fenomeni di dissesto in atto; sono tuttavia presenti alcune situazioni, principalmente legate ad una manutenzione non sempre ottimale, che necessitano di essere evidenziate ed approfondite.

La scarsa manutenzione condotta sull’edificio nel corso degli anni ha inciso soprattutto sul suo stato di degrado, come emerge dalle condizioni di fatiscenza legate ad infiltrazioni di umidità dal terreno riscontrate a livello del piano interrato. Anche il piano primo, che ospita uffici, è caratterizzato da situazioni di degrado di questo tipo, concentrate soprattutto in corrispondenza delle murature perimetrali a livello della connessione tra pareti portanti e solai. Ancora infiltrazioni d’acqua (con conseguente fatiscenza dell’intonaco e formazione di muffe) sono visibili nei locali adibiti a deposito/archivio al piano quinto, a causa di lesioni nei solai di copertura.

Alcuni vani sono inoltre caratterizzati in diversi punti da fenomeni di sfondellamento delle pignatte, in particolar modo ai piani interrato, quinto e secondo. Possono essere ricondotte ad una cattiva manutenzione anche le numerose lesioni e cavillature presenti nell’edificio, che interessano essenzialmente lo strato superficiale di intonaco, che sono principalmente imputabili a fenomeni di ritiro, oppure agli interventi di apertura e chiusura di porte e per il passaggio degli impianti, che hanno lasciato tracce visibili sull’intonaco.

E’ inoltre presente un quadro fessurativo abbastanza diffuso nella porzione di fabbricato adiacente alla torre su via Baccarini, in corrispondenza del giunto statico che separa i due edifici; un quadro fessurativo simile è presente anche nei corrispondenti locali della torre, come rilevato durante uno specifico sopralluogo condotto nella scuola Damiano Novello.

Da quanto si legge nella scheda di 1° livello di rilevamento del danno (compilata il 15/06/2012), sembra che gli eventi sismici verificatisi in Emilia-Romagna nel 2012 non abbiano causato variazioni significative del quadro fessurativo presente.

Un discorso a parte merita il rivestimento esterno dell’edificio, realizzato in lastre di finto travertino che, ad un esame visivo, risulta interessato da diverse lesioni, la cui origine potrebbe forse essere riconducibile proprio agli eventi sismici del 2012, o derivare dagli sbalzi termici stagionali e dalle modalità di posa in opera del rivestimento stesso.

Come nel caso dell’appendice 3 si è provveduto alla restituzione in elaborati grafici contenenti una pianta della zona oggetto d’analisi, con indicati i punti interessati dagli ammaloramenti, e le fotografie che documentano le lesioni e/o i degradi delle singole situazioni riscontrate.

5.4 RILIEVO MATERICO E DEI PARTICOLARI COSTRUTTIVI

Il programma di indagini in sito per la caratterizzazione dei materiali e per il rilievo dei dettagli costruttivi è stato organizzato come di seguito riportato:

- verifica dell'organizzazione strutturale e caratterizzazione dei materiali;
- determinazione della stratigrafia e dell'orditura degli impalcati;
- determinazione dei quantitativi di armatura nei solai e negli elementi strutturali in calcestruzzo tramite indagini pacometriche e messa a nudo di alcune barre di armatura per la misurazione dei diametri;
- controllo del collegamento tra le pareti verticali in muratura e tra gli orizzontamenti e le pareti, verificando l'effettiva presenza di cordoli di piano;
- verifica dell'esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture;
- determinazione della tipologia di muratura presente e delle sue caratteristiche costruttive.

5.4.1 Organizzazione strutturale e pianificazione del rilievo materico

Come già esposto nei capitoli precedenti la struttura portante del fabbricato in esame risulta essere composta da elementi in muratura ed in calcestruzzo.

Le prime informazioni riguardo all'organizzazione strutturale della struttura sono state desunte dall'esame delle tavole storiche reperite, che hanno rappresentato base per la pianificazione del rilievo materico e dei dettagli costruttivi. Come verrà meglio descritto ai paragrafi successivi, i punti di sondaggio sono stati scelti in modo tale da effettuare una verifica a campione delle informazioni disponibili negli elaborati stessi e, contestualmente, approfondire gli aspetti meno chiari e/o dettagliati.

5.4.1.1 Individuazione dell'organismo strutturale attraverso l'analisi della documentazione storica disponibile

Come precedentemente esposto, i telai in calcestruzzo armato sono prevalentemente concentrati nella parte anteriore del fabbricato. Per quanto riguarda il piano terra, le piante architettoniche del progetto esecutivo (risalenti al 1937) evidenziano la presenza di una serie di pilastri in c.a. che delimitano il porticato esterno. Uniche eccezioni sono i due pilastri posti nella zona limitrofa al giunto con la torre su via Baccarini, evidenziati in blu in figura 5.14, che risultano essere, da progetto esecutivo, in muratura. Al medesimo piano sono inoltre presenti sei pilastri in c.a. posti nella zona limitrofa all'ingresso principale del fabbricato, occupata da un deposito/archivio e dal bar (Figura 5.14).

I pilastri perimetrali hanno sezione rettangolare e sono rivestiti con elementi marmorei (Figura 5.15a), come risulta delle tavole storiche (Figura 5.15c), sono armati con 4 ferri longitudinali. Dalla documentazione reperita risulta che tali pilastri in c.a. sono sostituiti, a partire dal primo piano dell'edificio, da elementi portanti in muratura (Figura 5.14, in blu).

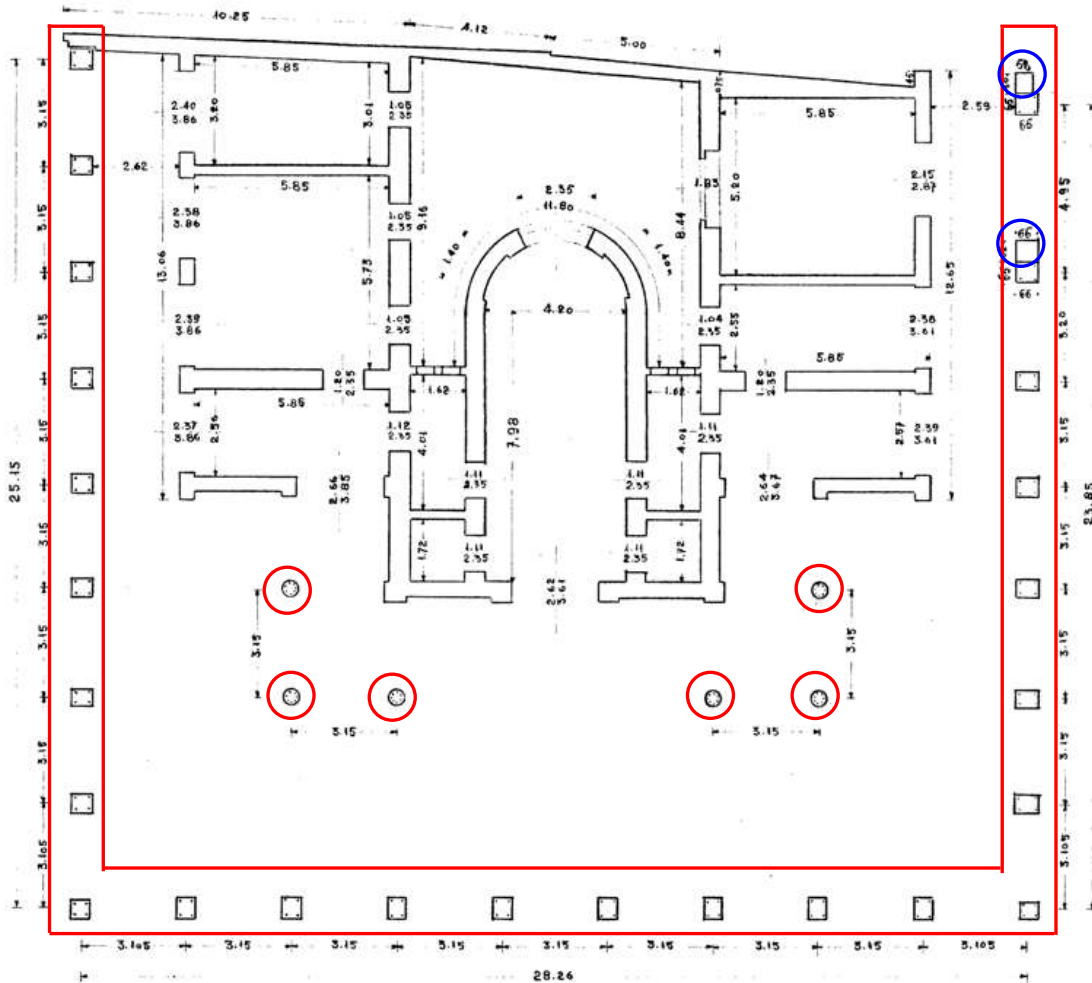


Figura 5.14 – Pianta architettonica del piano terra (da progetto esecutivo del 1937), con indicazione dei pilastri in c.a. (in rosso) e di quelli in muratura (in blu).

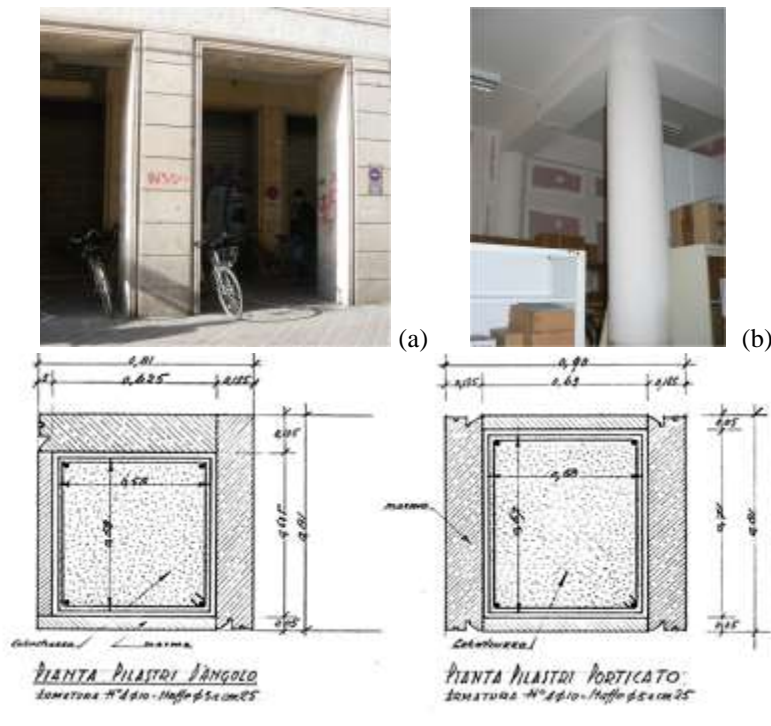


Figura 5.15 – Pilastri in c.a. al piano terra (a) esterni (porticato) e (b) interni (archivio); (c) dettaglio dell'armatura dei pilastri del porticato (progetto preliminare).

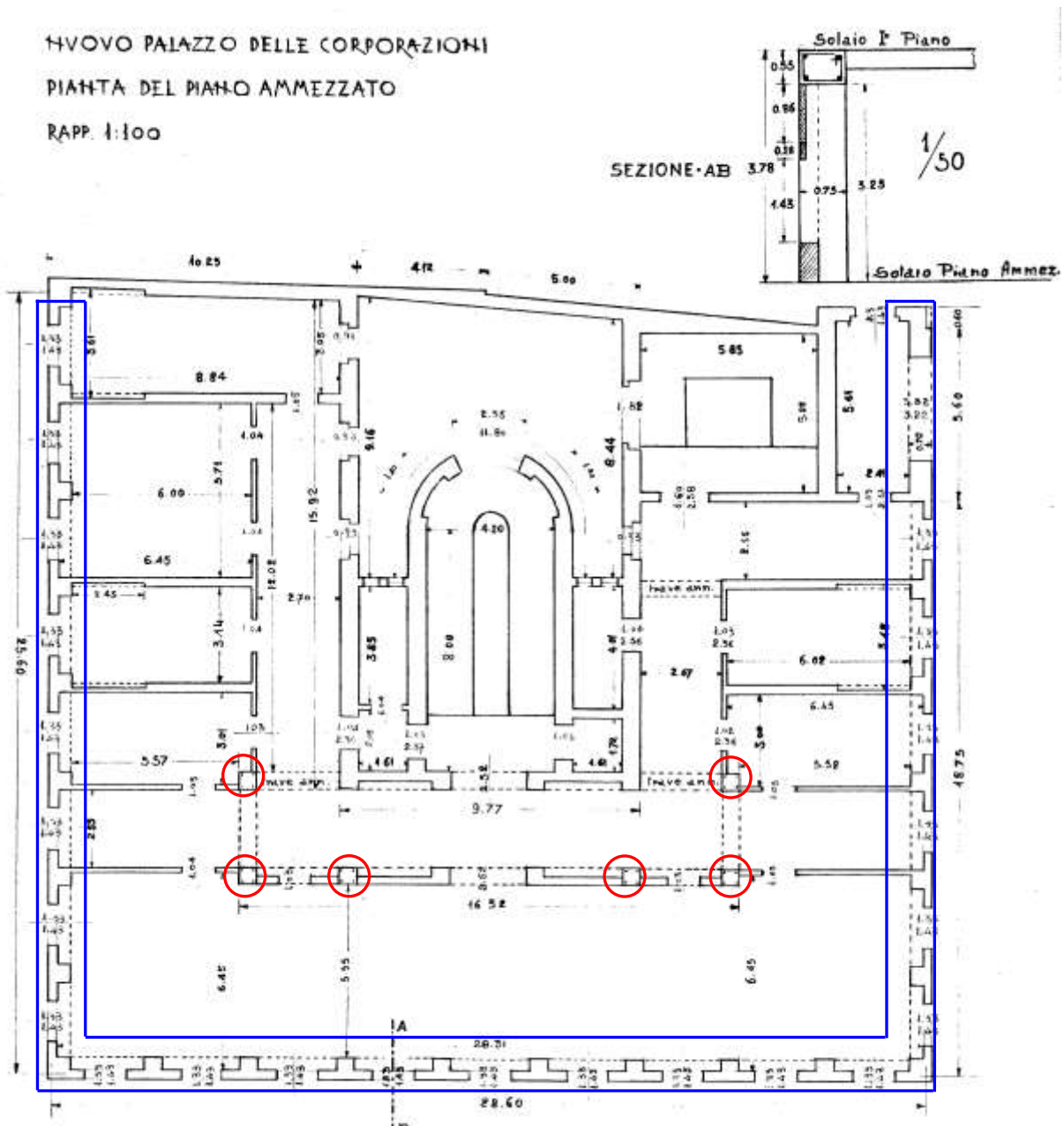


Figura 5.16 – Pianta architettonica del piano primo (da progetto esecutivo del 1937, indicato come piano ammezzato negli elaborati d'epoca), con indicazione dei pilastri in c.a. (in rosso) e di quelli in muratura (in blu).

Per quanto riguarda invece i pilastri interni (Figura 5.15b), essi si estendono fino al terzo piano del fabbricato (Figure 5.16, 5.17, 5.18), ad eccezione di due pilastri che proseguono fino al piano quarto (Figura 5.19; al 4° piano dalle tavole sembrerebbe essere presente anche un ulteriore pilastro in muratura, riquadrato in blu). Tali elementi presentano una sezione circolare armata presumibilmente con 7 ferri (Figura 5.14) al piano terra, mentre ai piani superiori sono caratterizzati da una sezione quadrata con 4 ferri di armatura.

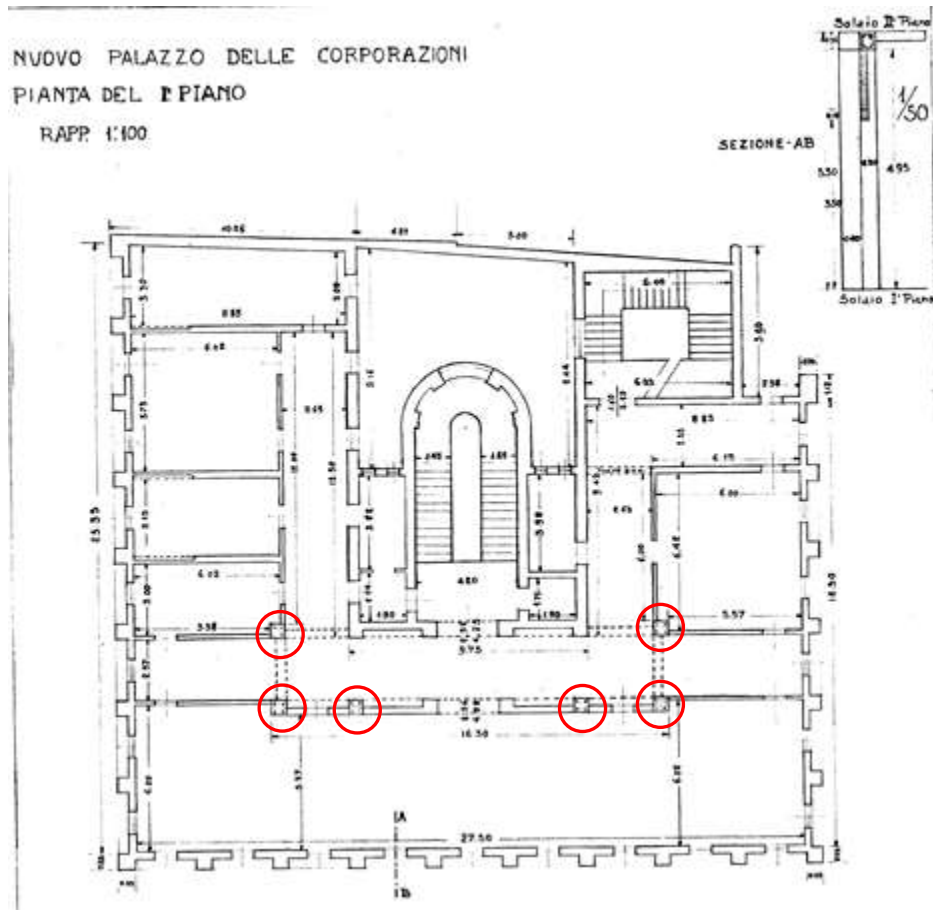


Figura 5.17 – Pianta architettonica del piano 2° (da progetto esecutivo del 1937), con indicazione dei pilastri in c.a.

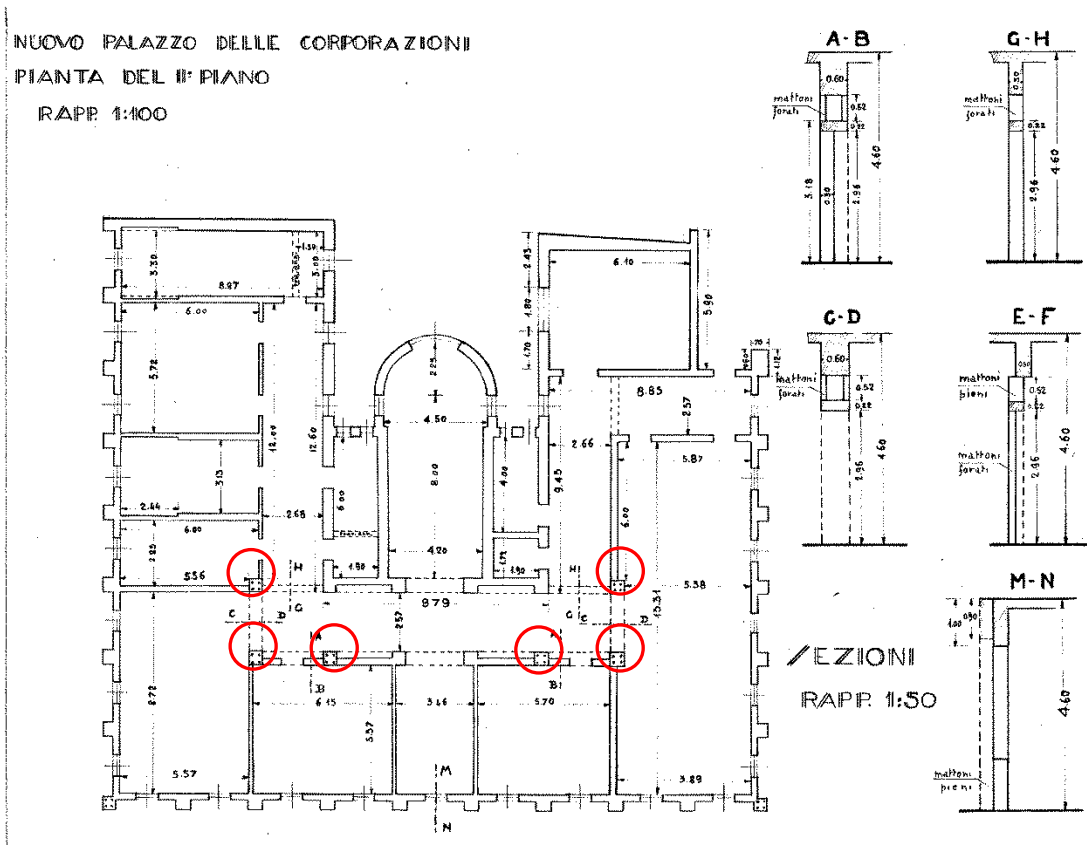


Figura 5.18 – Pianta architettonica del piano 3° (da progetto esecutivo del 1937), con indicazione dei pilastri in c.a.

NUOVO PALAZZO DELLE CORPORAZIONI
PIANTA 3° PIANO RAPP. 1:100

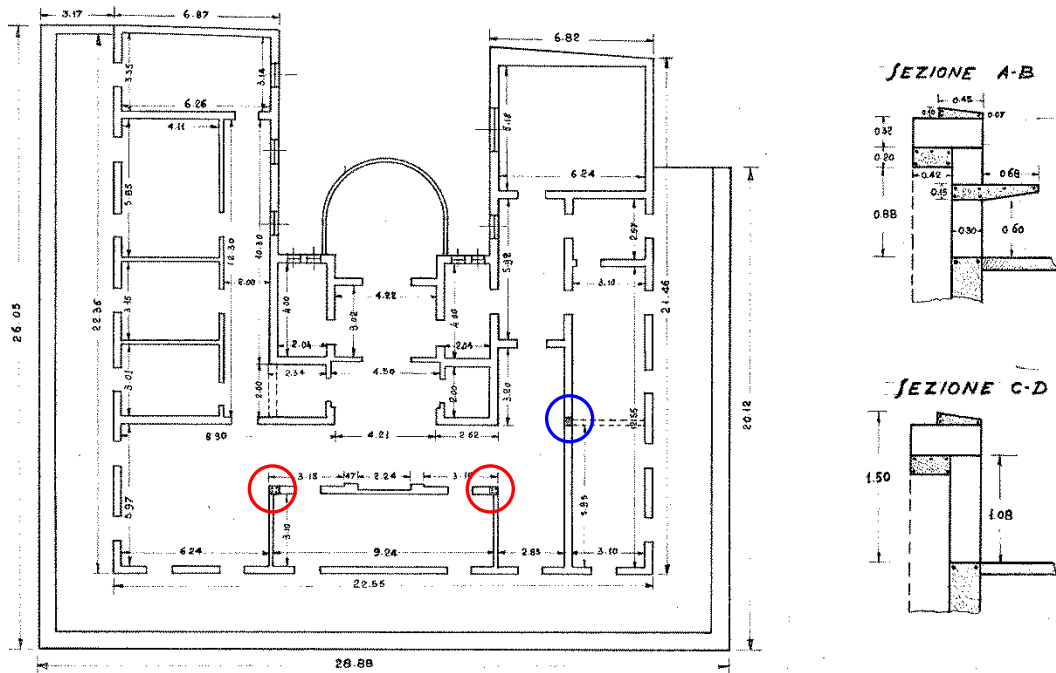


Figura 5.19 – Pianta architettonica del piano 4° (da progetto esecutivo del 1937), con indicazione dei pilastri in c.a. Le tavole del progetto preliminare evidenziano inoltre la presenza di alcune travi in c.a., che collegano i pilastri interni ai vari piani, garantendo così l'appoggio al solaio (Figure 5.20-5.24).

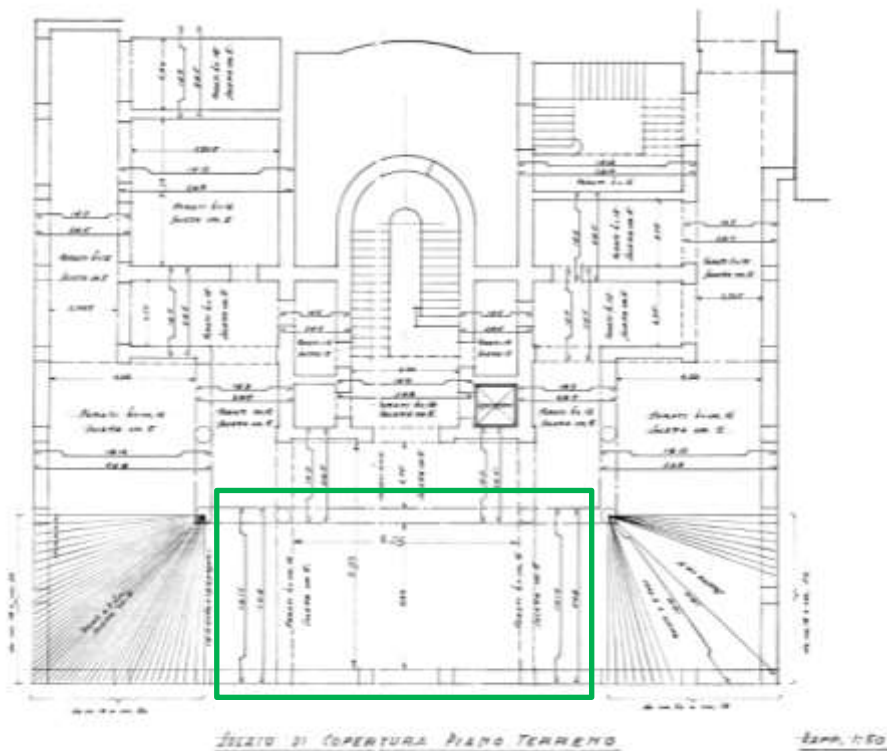


Figura 5.20 – Pianta solaio di copertura piano terra (da progetto preliminare), con indicazione delle travi in c.a.

ALZATO DELLE CORPORAZIONI - RAVENNA -

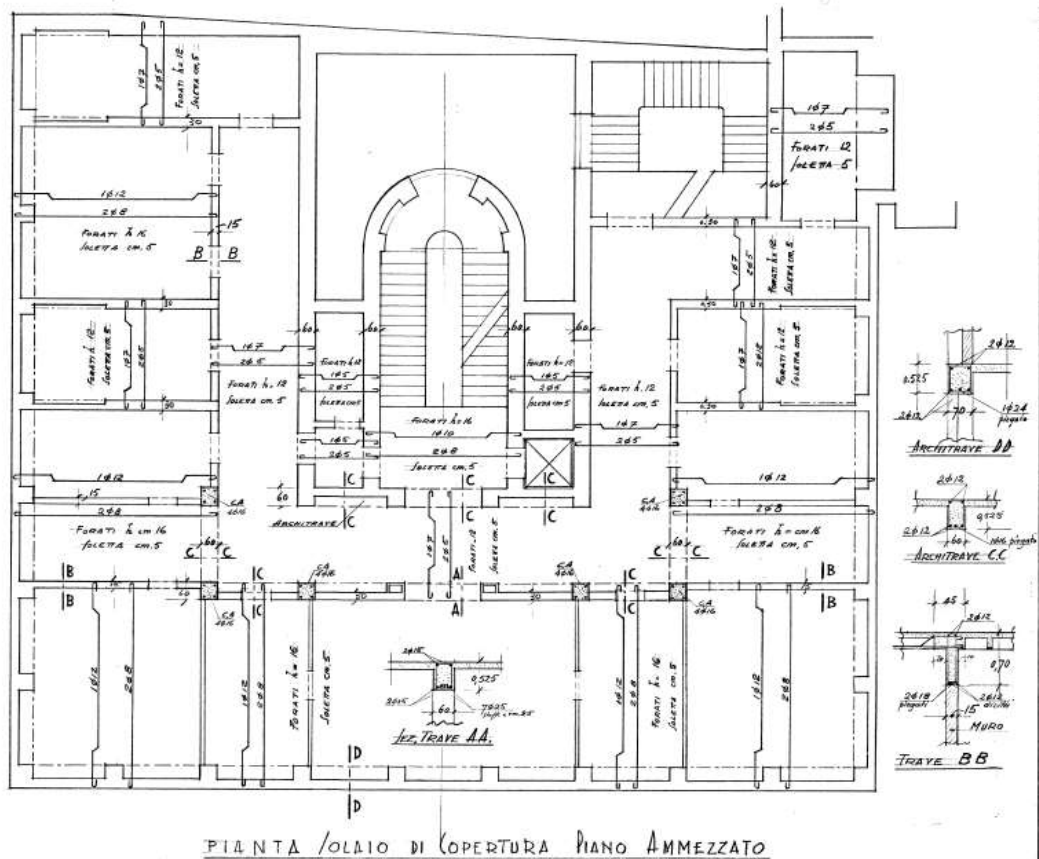


Figura 5.21 – Pianta solaio di copertura piano primo (da progetto preliminare), con indicazione delle travi in c.a.

ALZATO DELLE CORPORAZIONI - RAVENNA -

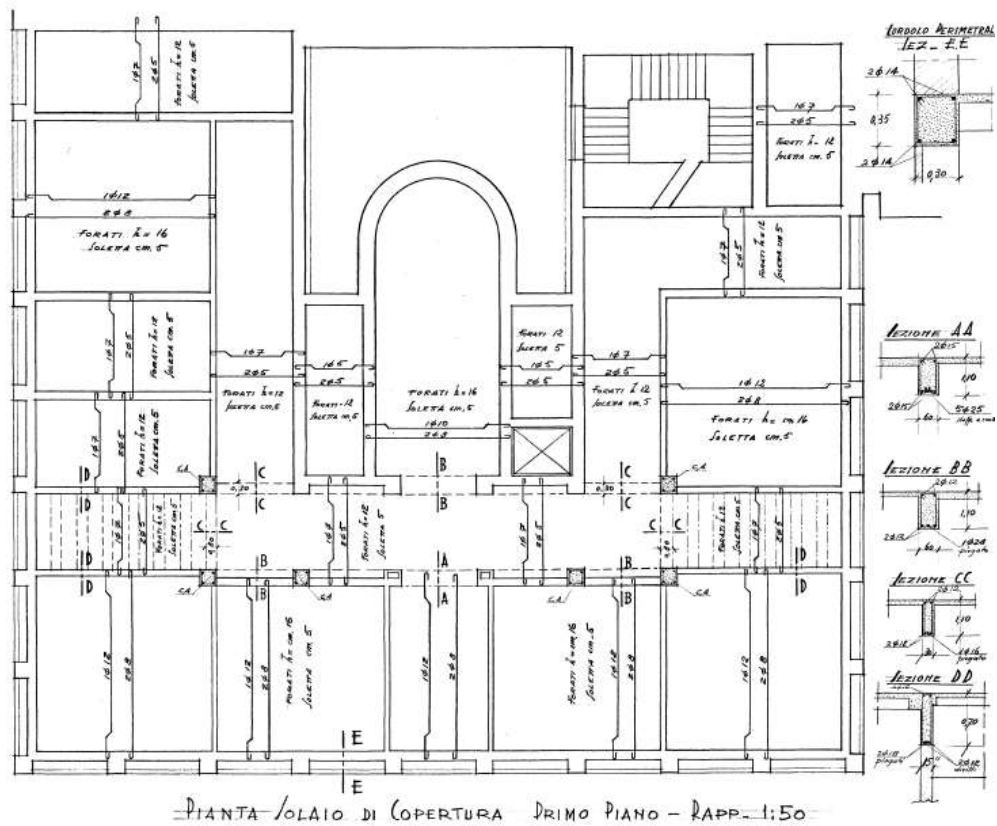


Figura 5.22 – Pianta solaio di copertura piano secondo (da progetto preliminare), con indicazione delle travi in c.a.

PALAZZO DELLE CORPORAZIONI - RAVENNA -

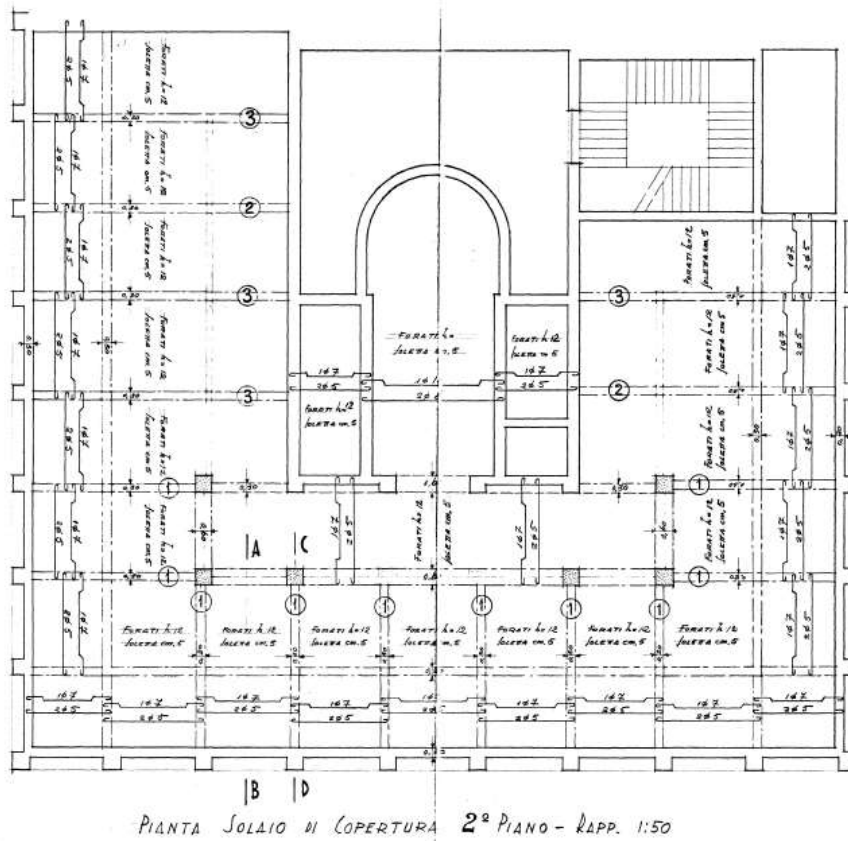


Figura 5.23 – Pianta solaio di copertura piano terzo (da progetto preliminare), con indicazione delle travi in c.a.

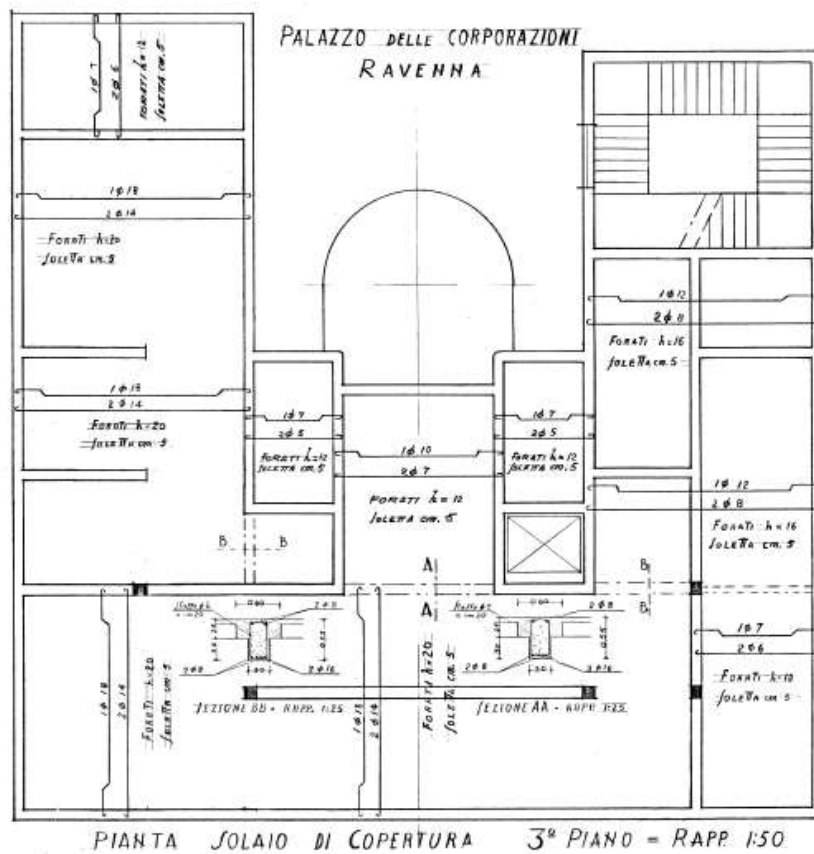


Figura 5.24 – Pianta solaio di copertura piano quarto (da progetto preliminare), con indicazione delle travi in c.a.

Le medesime tavole mostrano inoltre che i pilastri del porticato esterno sono collegati da travi in c.a. (Figura 5.20), le cui caratteristiche sono mostrate in Figura 5.25. Ulteriori travi perimetrali sono poi presenti in corrispondenza del solaio di copertura del piano terzo (Figura 5.23), a sostegno della muratura sovrastante rastremata rispetto a quella dei piani inferiori per la presenza del terrazzo (Figura 5.26). Sono state inoltre reperite alcune tavole di dettaglio indicanti la disposizione dell'armatura di alcune delle travi presenti nel fabbricato.

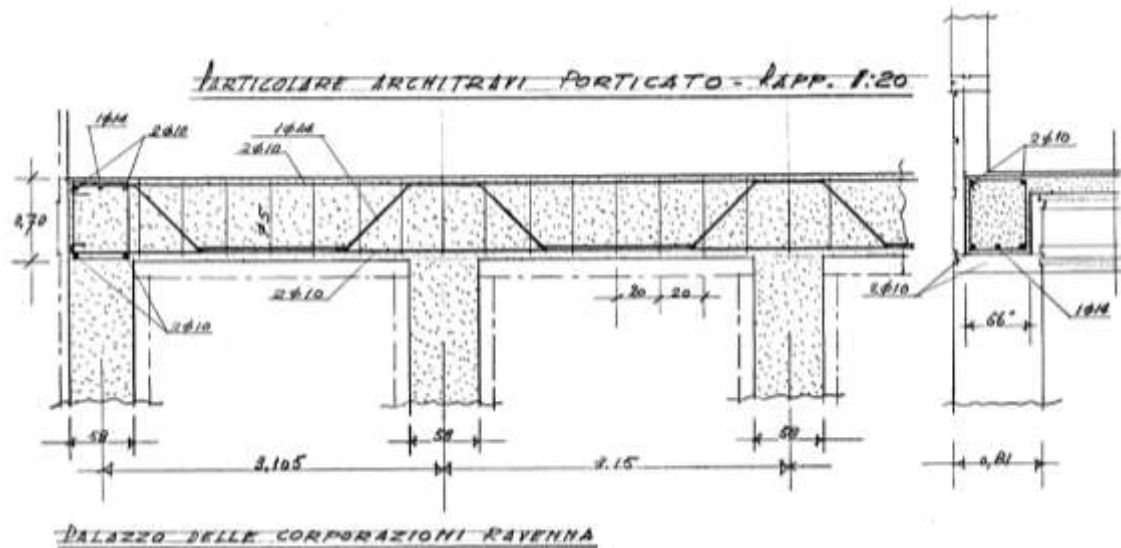


Figura 5.25 – Dettaglio delle travi in c.a. che collegano i pilastri del portico; progetto preliminare.

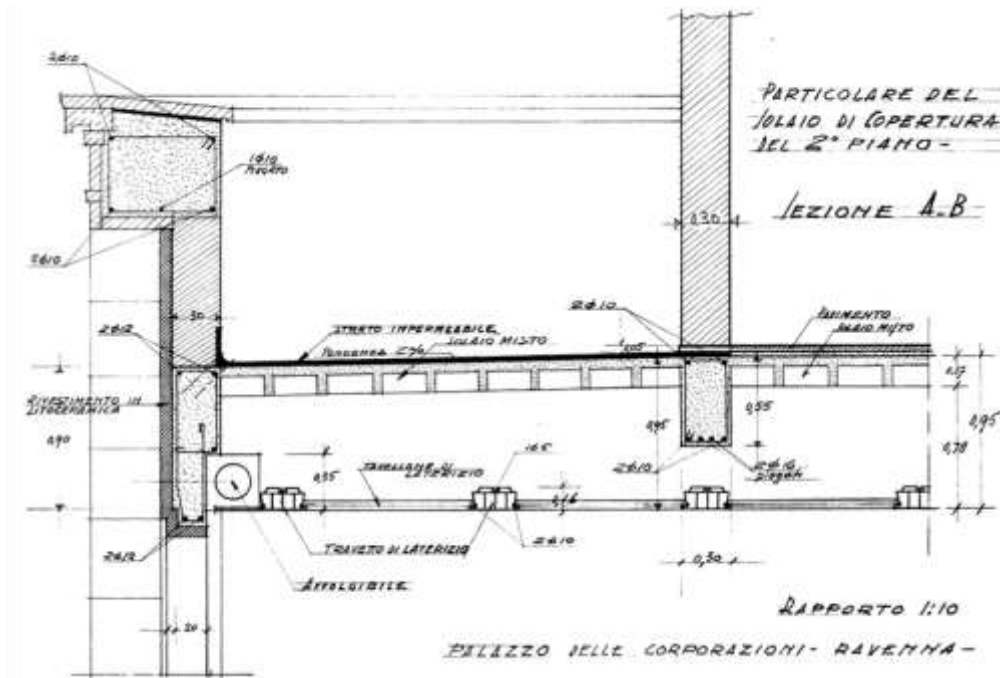
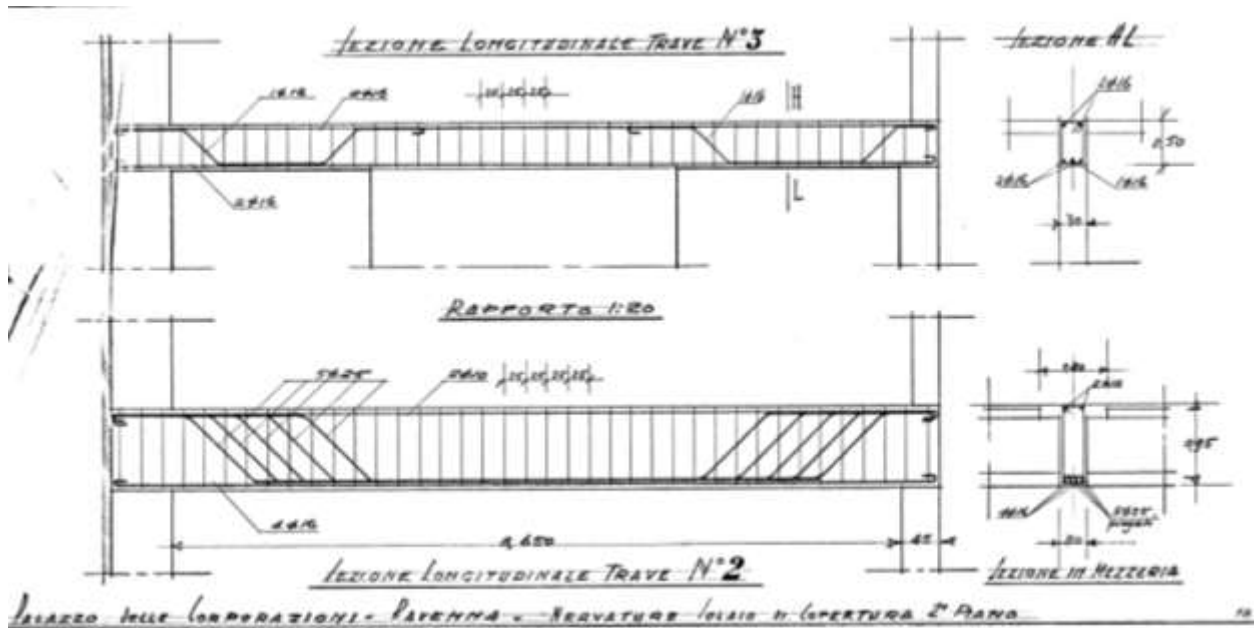
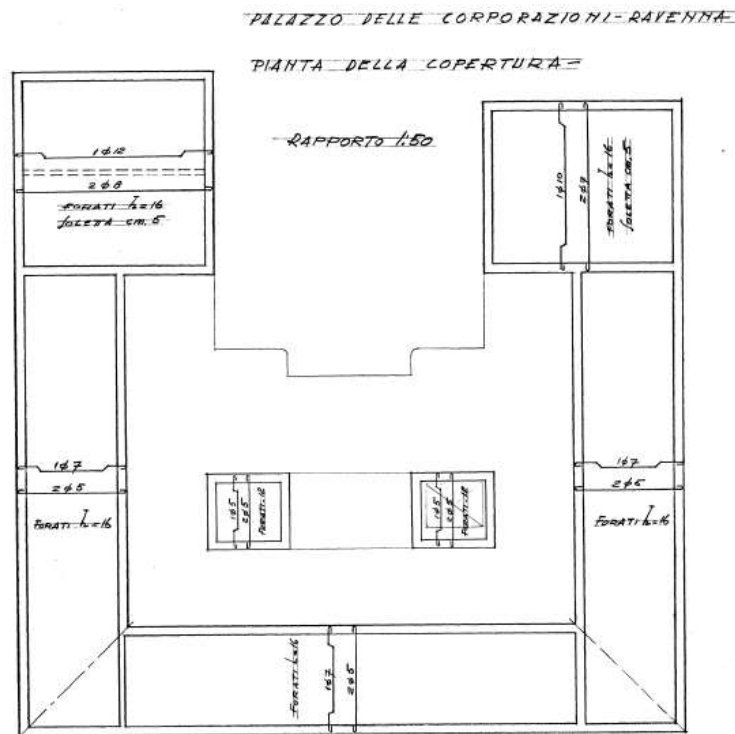


Figura 5.26 – Dettaglio del solaio di copertura del piano terzo; progetto preliminare.

Si note che sono presenti di alcune discrepanze tra le tavole del progetto preliminare riportate nelle Figure 5.20 – 5.24 e le piante architettoniche del progetto esecutivo del 1937. Il progetto preliminare prevedeva ad esempio la presenza di 5 pilastri al piano quarto (anche se in effetti la retinatura utilizzata non permette di stabilire se si tratti proprio di elementi in c.a. o se alcuni di essi siano in muratura), mentre il progetto esecutivo ne riporta solo due. In sede di rilievo materico si è quindi cercato di chiarire questi elementi di incertezza e di verificare l'effettiva corrispondenza tra progetto e stato di fatto.



Le medesime tavole riportate nelle Figure 5.20 – 5.24 permettono inoltre di ottenere informazioni sui solai di interpiano, realizzati in latero-cemento riportando per ciascun piano e ciascuna campata gli spessori delle nervature e della soletta collaborante, unitamente ad una indicazione dell'armatura dei travetti in c.a. Unica fonte d'incertezza, quella legata ai solai del piano terra, è stata già debitamente trattata e risolta in sede d'indagine storico critica, grazie alle foto delle fasi costruttive reperite, che sono risultate essere in accordo con quanto riportato anche nella relazione di collaudo. Per quanto riguarda i solai di copertura, le tavole storiche di Figura 5.28 mostrano ancora una volta la presenza di solai latero-cementizi, in parte inclinati (sui locali adibiti ad archivio/deposito, Figura 5.29) e in parte sub-orizzontali (in corrispondenza del vano scala secondario, Figura 5.30, e dei vani disposti simmetricamente rispetto ad esso).



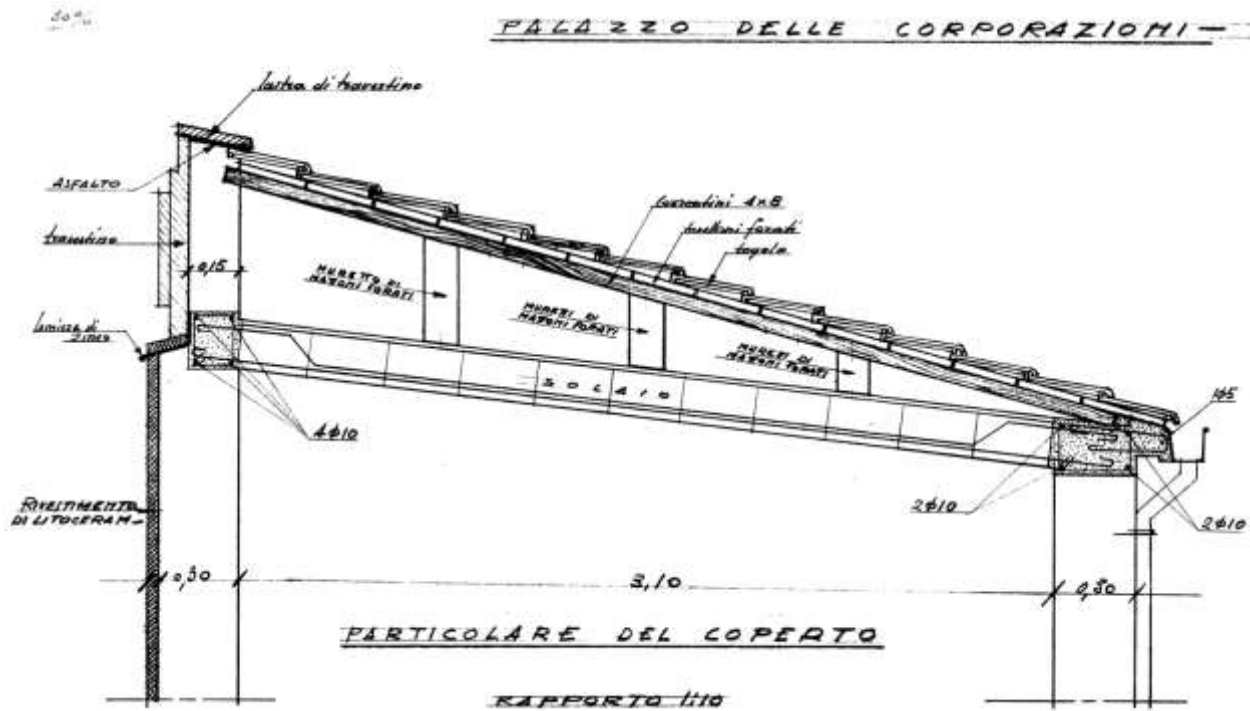


Figura 5.29 – Particolare del solaio di copertura in corrispondenza dei locali adibiti ad archivio e deposito; progetto preliminare.

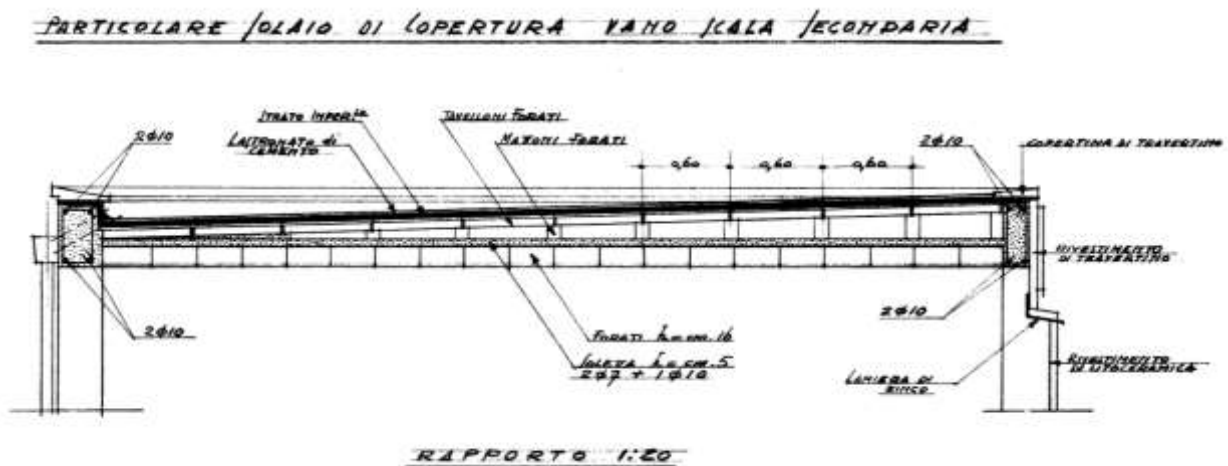


Figura 5.30 – Particolare del solaio di copertura in corrispondenza del vano scala secondario; progetto preliminare.

Sempre con riferimento agli elementi in c.a. presenti nel fabbricato, le tavole del progetto preliminare riportano alcuni dettagli delle architravi sopra le finestre e dei cordoli di piano, che risultano armati con 4 ferri (es. Figura 5.31b).

Entrambe le rampe di scale presenti nel fabbricato appaiono realizzate a gradino portante in c.a., con gradino incastrato in un cordolo in c.a. rampante, realizzato all'interno della muratura portante. Un dettaglio delle armature previste nel progetto preliminare è riportato in figura 5.32. In un computo metrico relativo ai lavori di completamento del fabbricato, risalente probabilmente al 1949-50, si parla inoltre di un "getto in c.a. a formazione soletta per scala a chiocciola a q.li 3 di cemento – n° 10 ferri $\phi 18$ ". In uno stralcio di computo metrico riportante gli importi complessivi relativi ad alcuni lavori di completamento dell'edificio, non datato e probabilmente risalente al 1950, viene nuovamente riconfermata l'esecuzione di un "getto a formazione soletta per scala a chiocciola in c.a. a q.li 3.50 di cemento, mc 0.8 di ghiaia, mc 0.4 di sabbia e n° 10 ferri $\phi 18$ ".

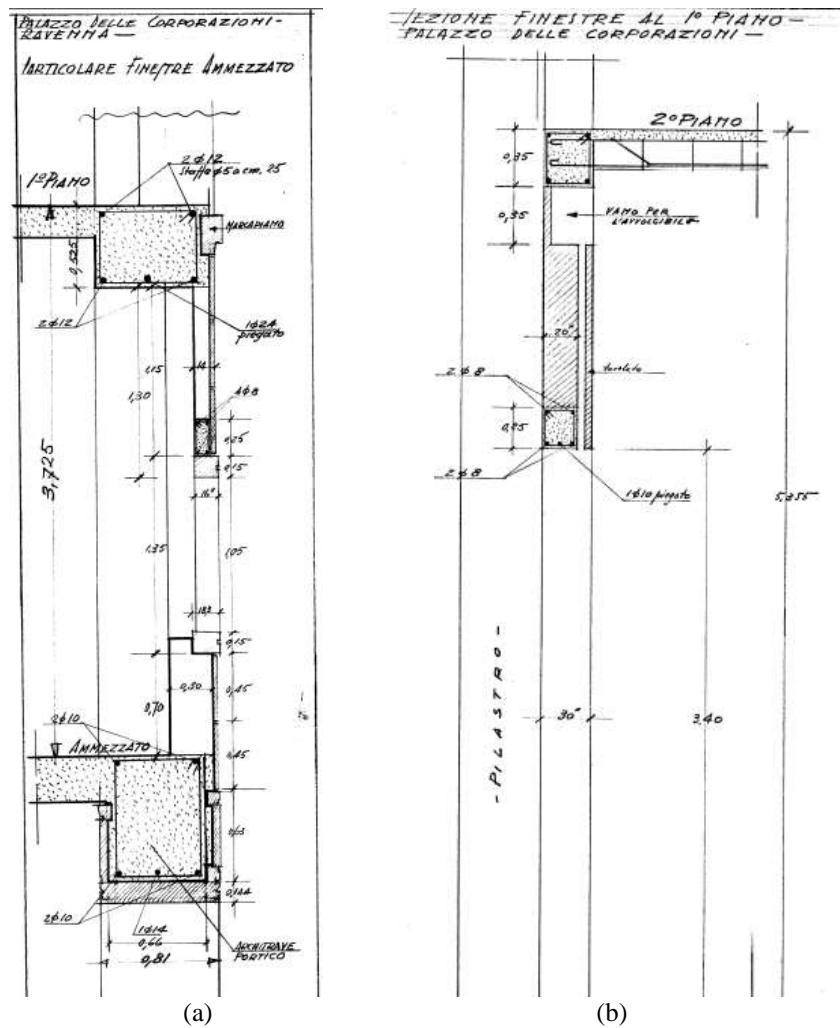


Figura 5.31 – Particolare delle finestre ai piani 1° e 2° con dettaglio delle architravi e dei cordoli di piano; progetto preliminare.

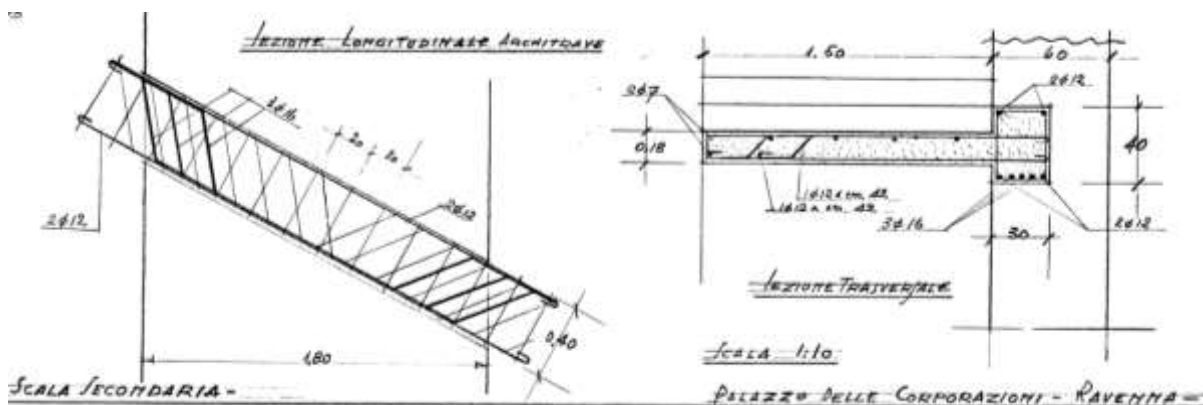


Figura 5.32 – Particolare della scala secondaria del fabbricato, realizzata in c.a.; progetto preliminare.

Per quanto riguarda invece le parti della struttura in elevazione realizzate in muratura portante, le informazioni desumibili dalla documentazione storica sono molto più scarse. Data l'epoca di costruzione, è lecito ritenere che esse siano state ragionevolmente realizzate in mattoni pieni disposti a più teste (gli spessori murari sono desumibili dalle piante architettoniche); tuttavia informazioni precise sulla composizione e sulla tessitura muraria effettivamente presenti sono state ottenute solo tramite l'esecuzione di specifiche indagini materiche (descritte ai paragrafi successivi). I computi metrici rinvenuti, relativi ai lavori di completamento del fabbricato eseguiti tra il 1948 e il 1952, fanno riferimento solo alla "costruzione di muratura in elevazione per chiusura porte e costruzione tramezzi, in mattoni nuovi legati con malta di calce idraulica nelle

proporzioni di q.li 3.50 di calce per ogni mc di sabbia” e di “tramezzi di mattoni forati posti in foglio e legati con malta di cemento” (computo del 1948); “muratura in elevazione in mattoni nuovi legati con malta di cemento nelle proporzioni di q.li 3 per mc di sabbia” (stralcio del computo probabilmente risalente al 1949-50).

Da ultimo, la documentazione storica contiene utili informazioni anche sulle strutture di fondazione. Dalle tavole risulta che le strutture verticali poggiano su fondazioni di tipo continuo in calcestruzzo non armato, sormontate da cordolo armato (Figure 5.33, 5.34), parzialmente ispezionabili dai locali originariamente adibiti a rifugio antiaereo (Figura 5.35).

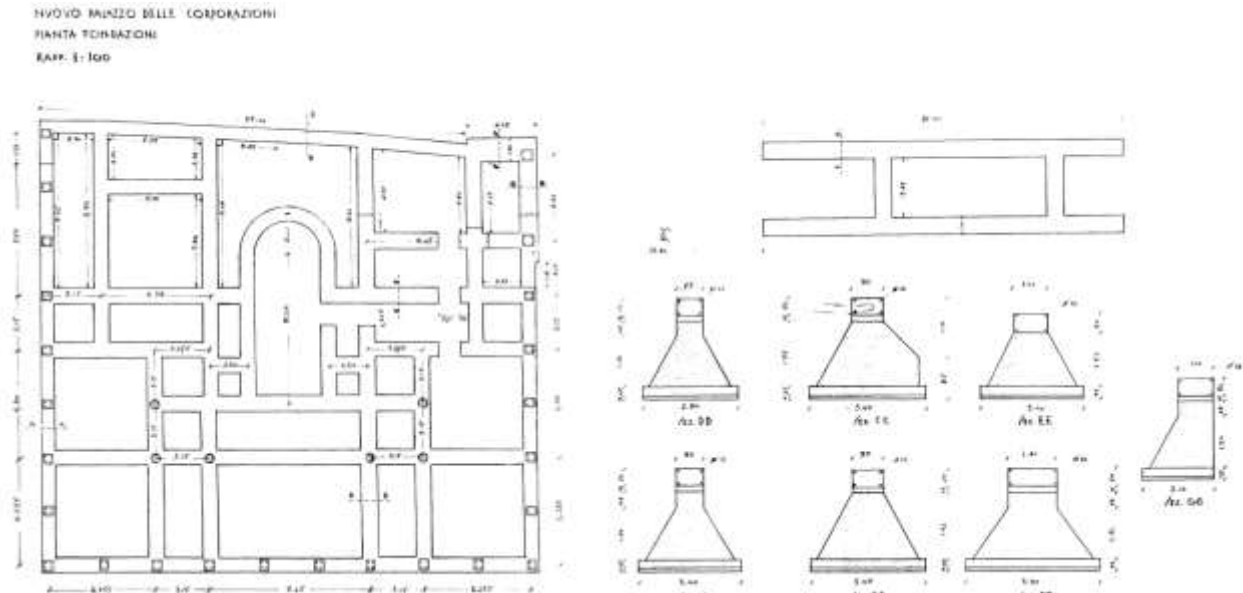


Figura 5.33 – Pianta delle fondazioni e indicazione delle sezioni adottate per le travi di fondazione (progetto preliminare).

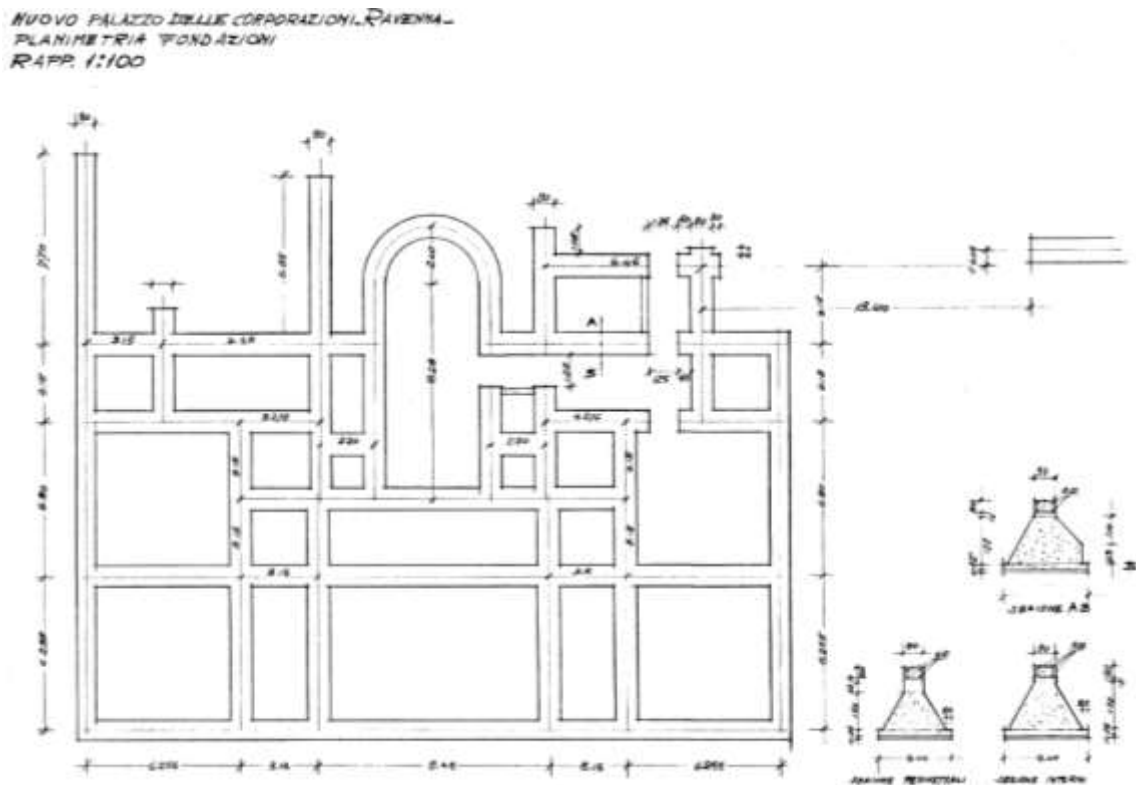


Figura 5.34 – Pianta delle fondazioni e indicazione delle sezioni adottate per le travi di fondazione; analoga alla tavola di Figura 7.21 (progetto preliminare).

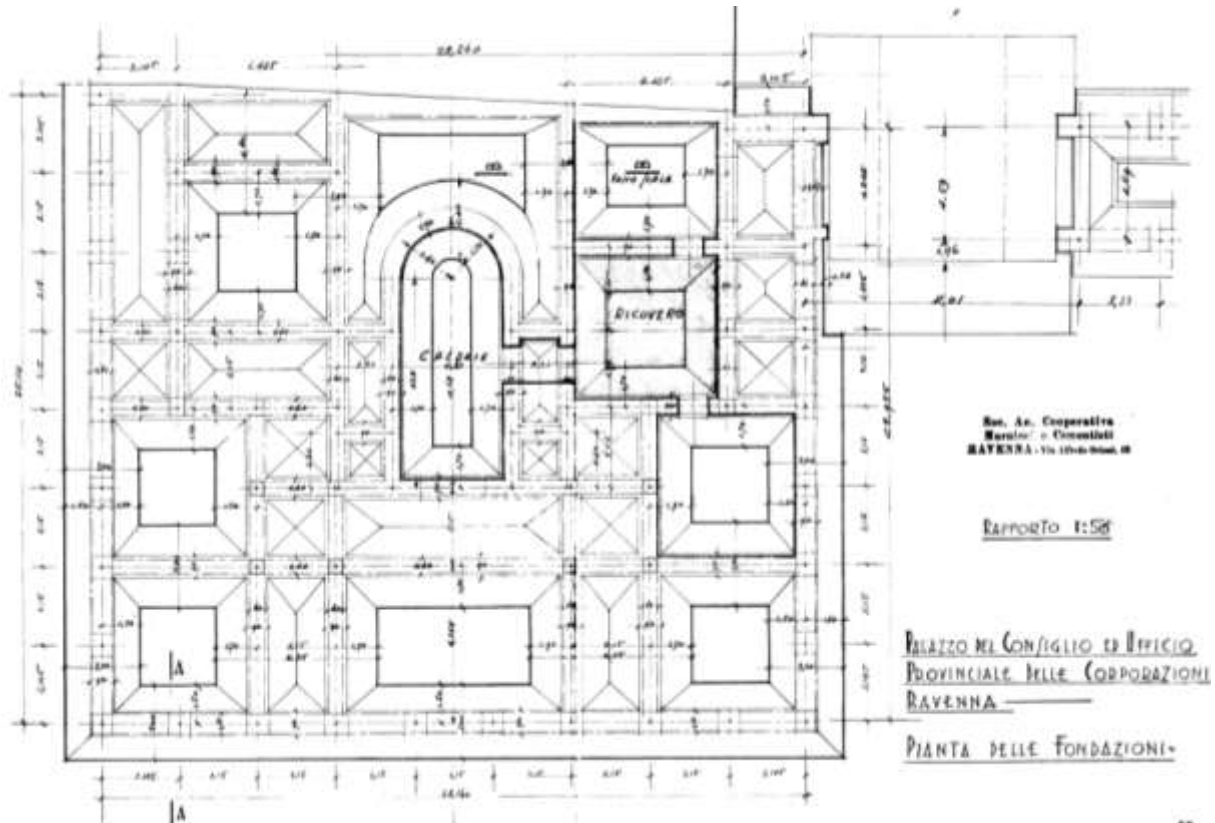


Figura 5.35 – Pianta delle fondazioni e indicazione della zona destinata ad ospitare il rifugio antiaereo (progetto preliminare).

E' tuttavia opportuno sottolineare che la geometria dei locali nel piano interrato non risulta identica a quella prevista da progetto originario e riportata in Figura 5.35, dal momento che il primo locale raggiungibile dalla botola (quello indicato con la scritta "RICOVERO" nella tavola di Figura 5.35) è in realtà molto più stretto e rispondente maggiormente al corridoio individuabile sulle tavole di Figura 5.33. Sempre relativamente al rifugio antiaereo, è inoltre presente una tavola specifica che riporta le armature del solaio di copertura del locale, a soletta piena in c.a. (Figura 5.36).

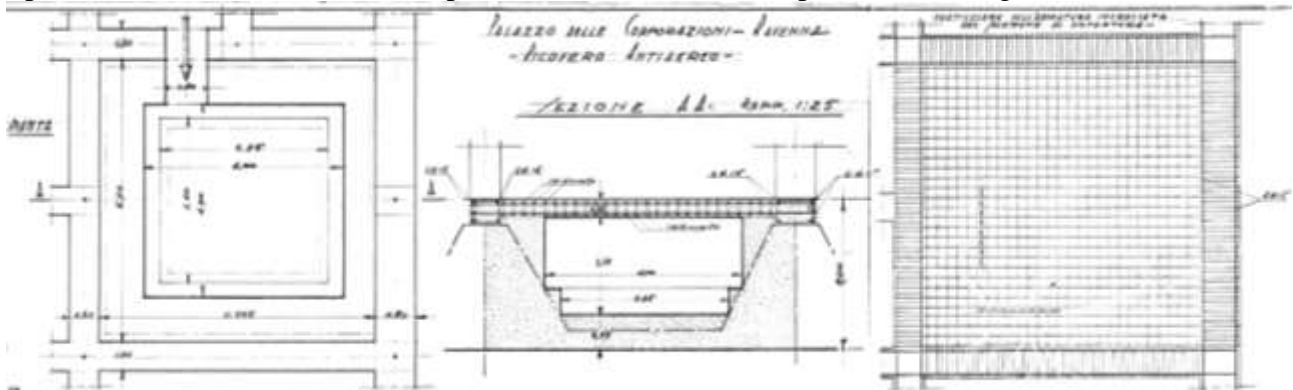


Figura 5.36 – Dettaglio relativo al solaio di copertura del locale originariamente adibito a rifugio antiaereo (progetto preliminare).

Al di sotto delle fondazioni in c.a. è stata prevista la realizzazione di una palificata (Figure 5.37-5.38), per la quale non si hanno a disposizione informazioni dettagliate.

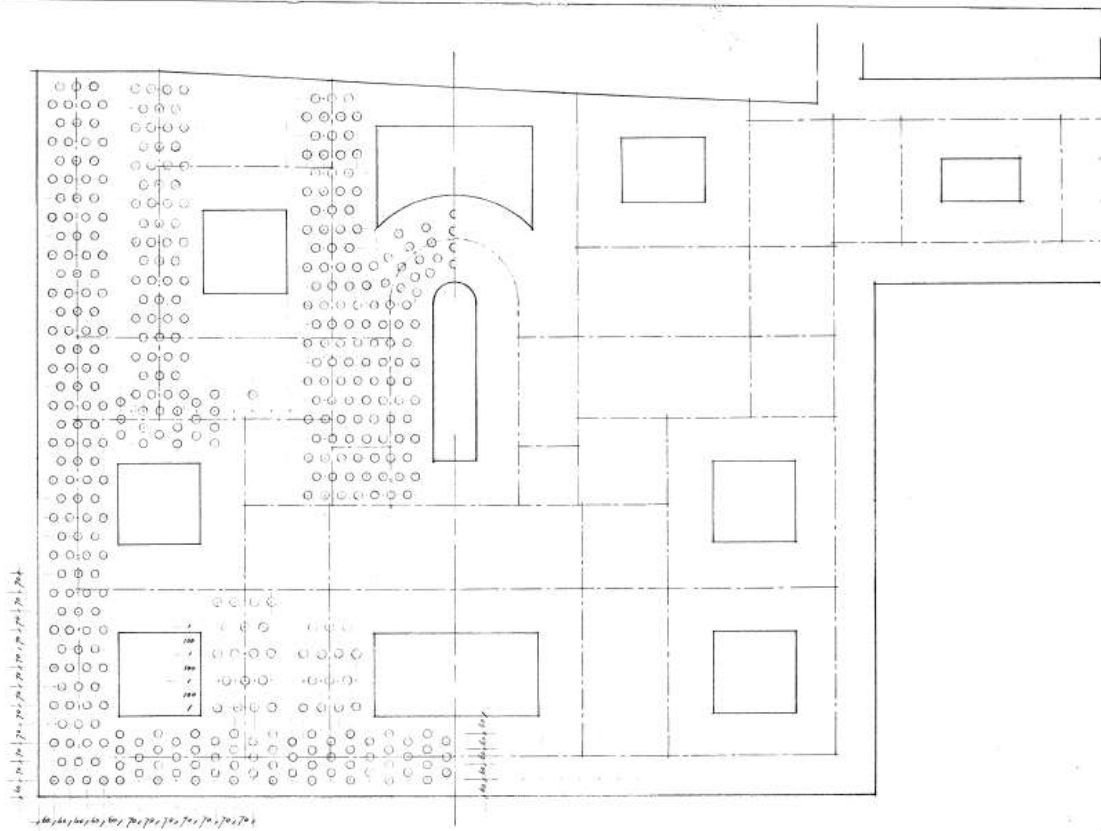


Figura 5.37 – Pianta della palificata sotto al fabbricato in esame (progetto preliminare).

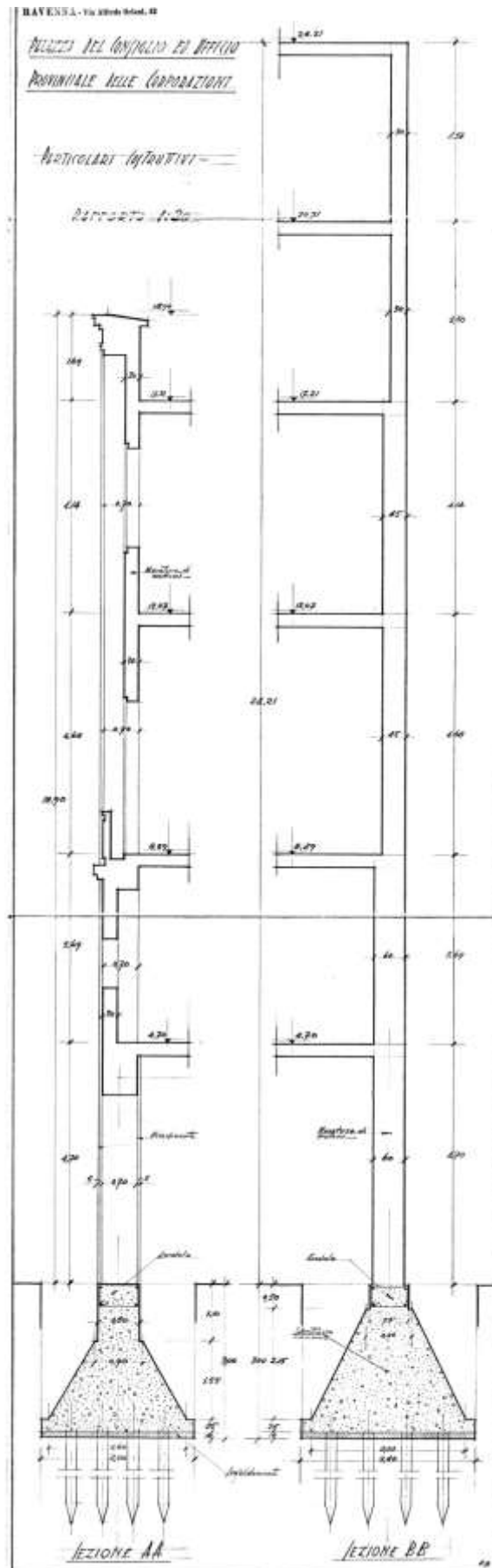


Figura 5.38 – Particolari costruttivi dell'edificio, con indicazione della palificata sotto le travi continue (progetto preliminare).

Si sottolinea infine che le tavole storiche contengono anche alcune informazioni sul giunto tecnico presente tra l'edificio in esame e la torre su via Baccarini.

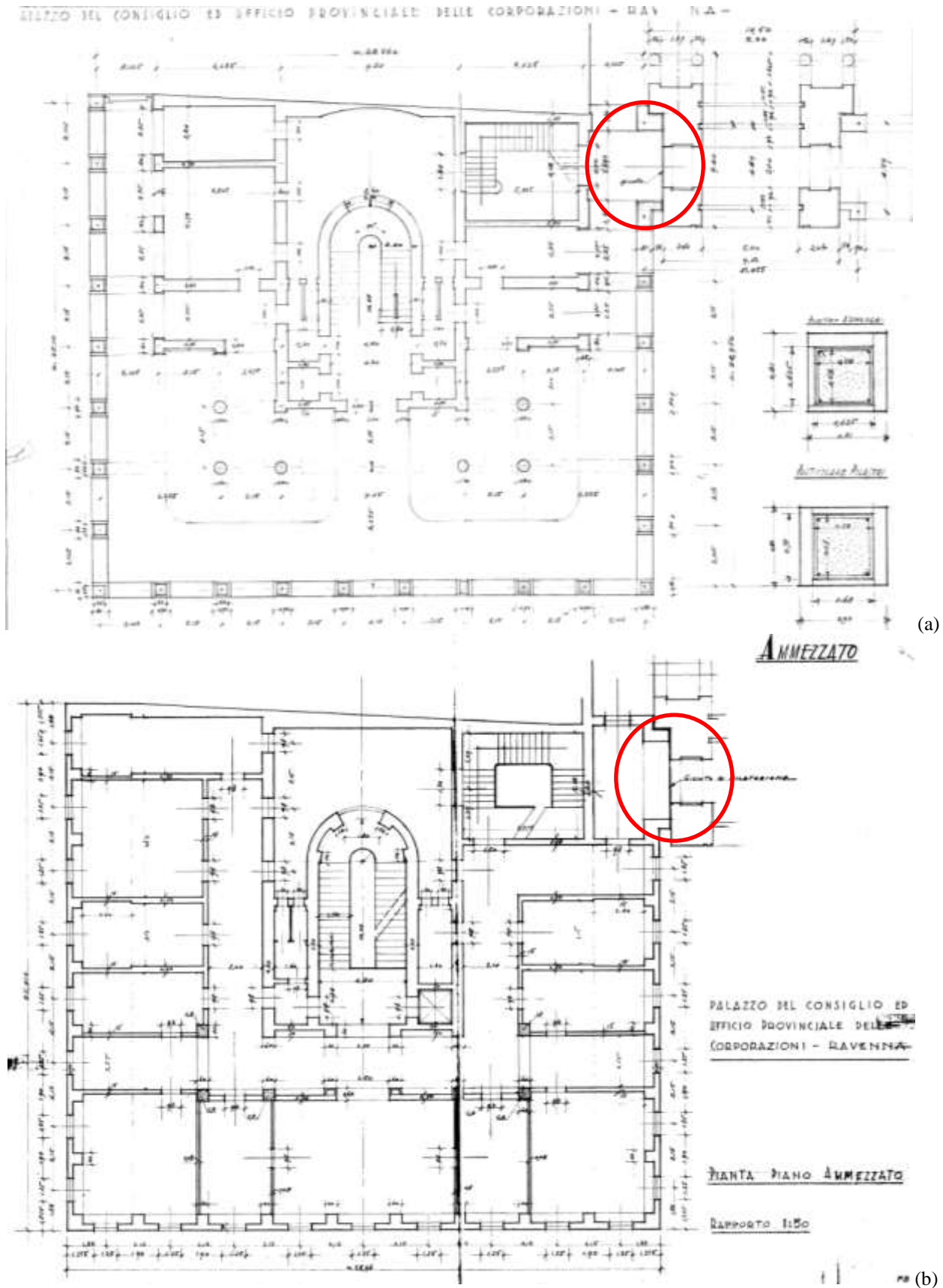
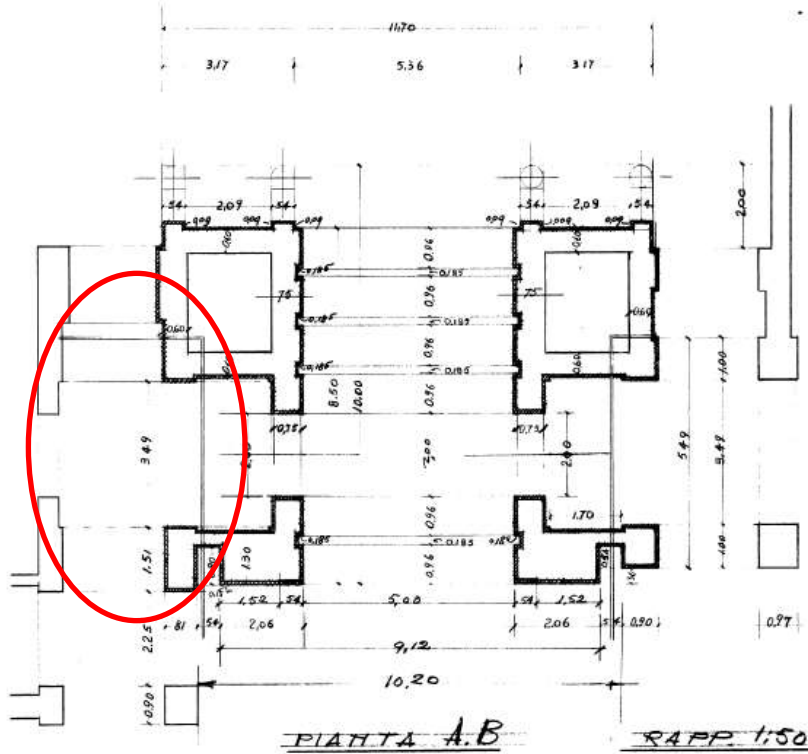


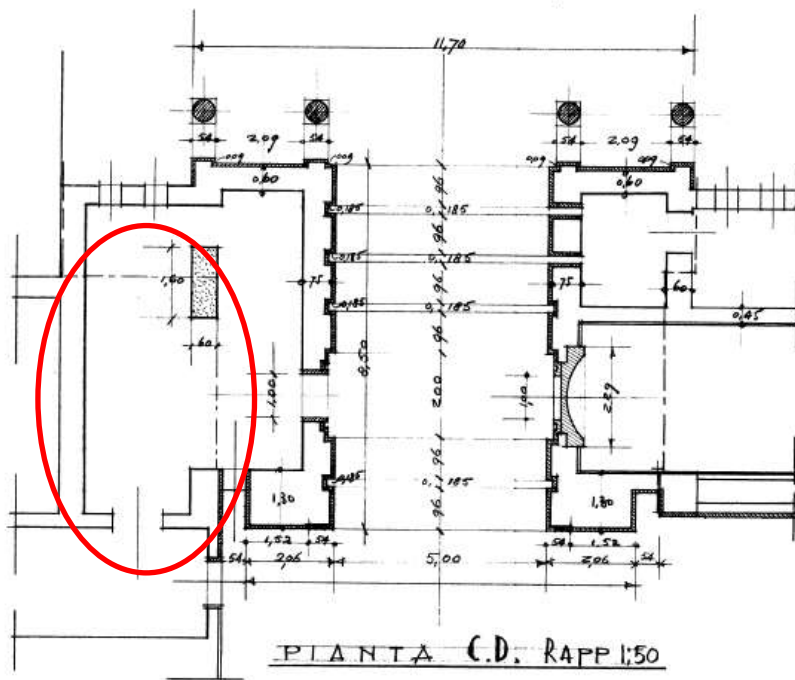
Figura 5.39 – Indicazione della posizione del giunto tecnico tra il fabbricato e la torre al piano (a) terra e (b) primo (progetto preliminare dell'edificio attuale sede S.T.B.).

La disposizione del giunto è indicata sulle tavole del progetto preliminare del fabbricato in esame con riferimento ai soli piani terra e primo, come mostrato in Figura 5.39a-b. Nelle tavole relative al progetto preliminare della torre su via Baccarini, l'andamento del giunto è invece indicato a tutti i livelli, dal piano terra al piano quarto (Figure 5.40-5.41; le sigle riportate nelle singole piante fanno riferimento a quelle indicate nella sezione trasversale di Figura 5.42).

PALAZZO DELLE CORPORAZIONI - RAVENNA
 SOTTO PA//A9910 -

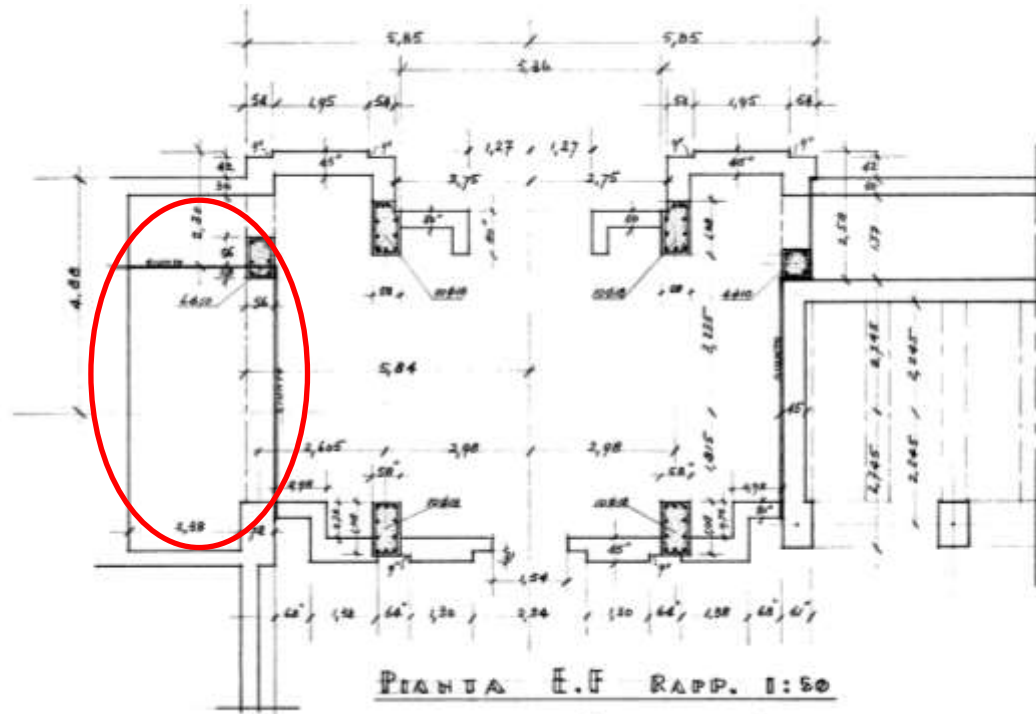


PALAZZO DELLE CORPORAZIONI - SOTTO PA//A9910 - (a)



(b)

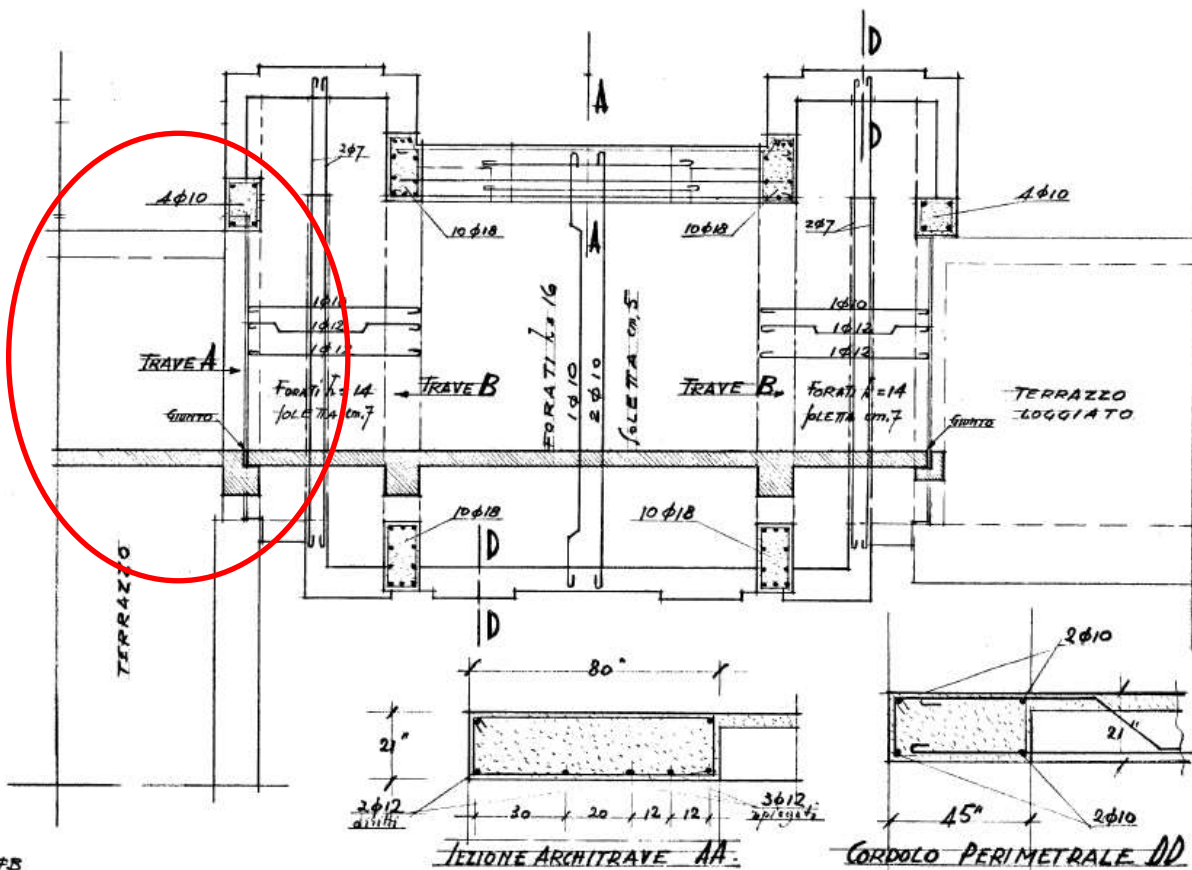
Figura 5.40 – Indicazione della posizione del giunto tecnico tra il fabbricato e la torre al piano (a) terra e (b) primo (progetto preliminare della torre su via Baccarini).



75

FOTOPALZACCO PALAZZO DELLE CORPORAZIONI (a)

ARMATURA DEL SOLAIO AL 3° PIANO.



75

(b)

Figura 5.41 – Indicazione della posizione del giunto tecnico tra il fabbricato e la torre al piano (a) secondo e terzo, e (b) quarto (progetto preliminare della torre su via Baccarini).

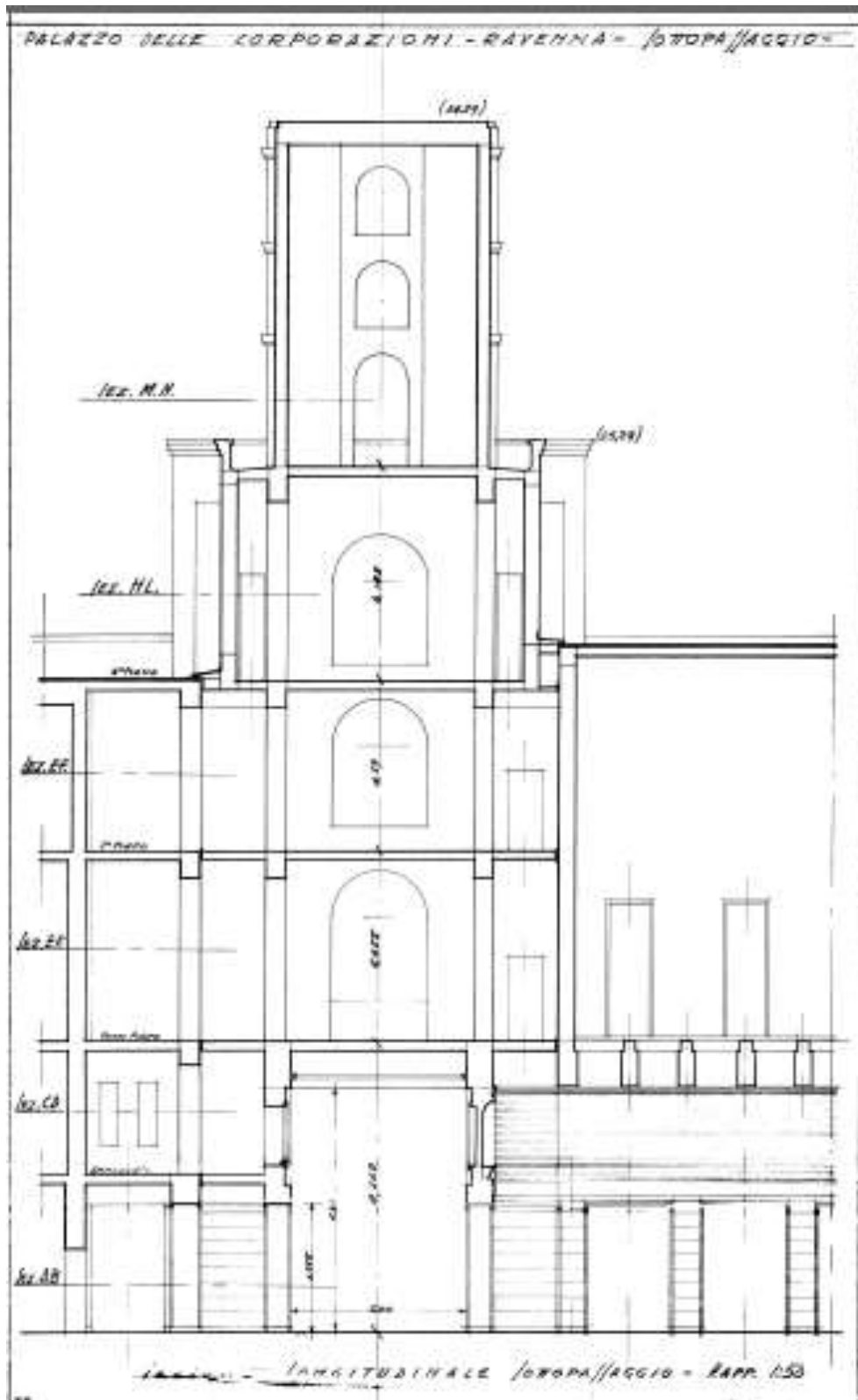


Figura 5.42 – Sezione trasversale della torre su via Baccarini, con indicazione delle sezioni corrispondenti alle piante dei vari piani riportate in Figura 4.29 e 4.30 (progetto preliminare).

Sono inoltre presenti due tavole in cui viene rispettivamente mostrato un dettaglio del giunto a livello del solaio del 4° piano della torre e una sezione trasversale del pilastro tra la torre e l'edificio oggetto di indagine (Figura 5.44).

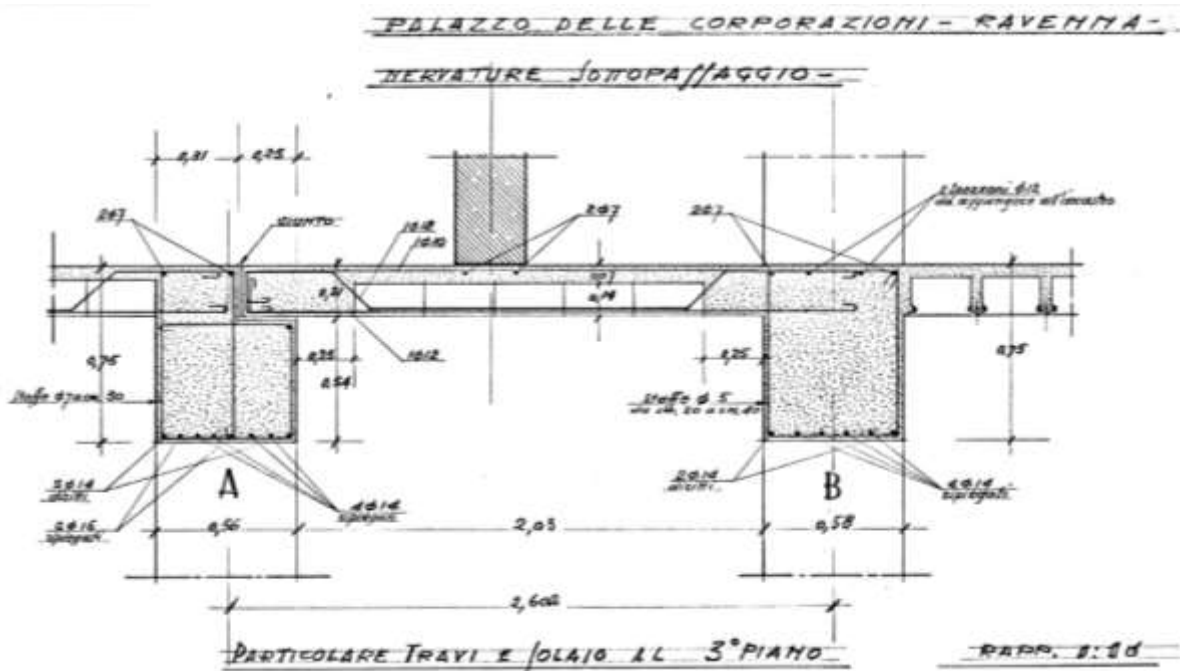


Figura 5.43 - Dettaglio del giunto a livello del solaio del 4° piano della torre.

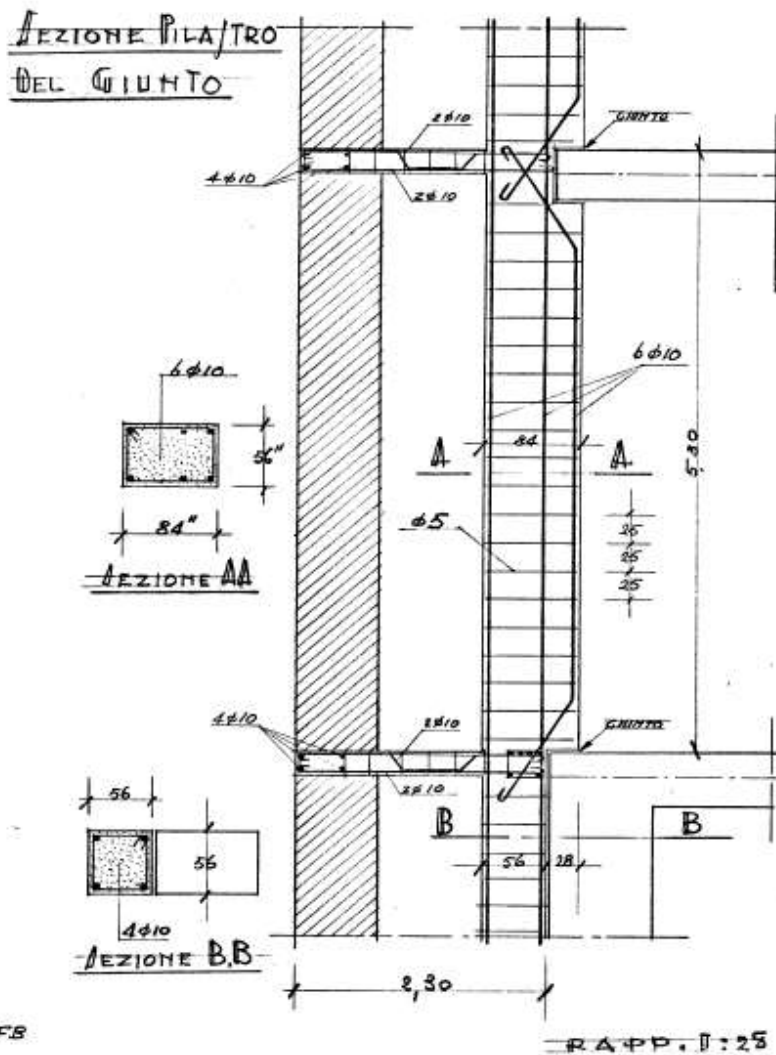


Figura 5.44 – Sezione trasversale del pilastro tra la torre e l'edificio oggetto di indagine (progetto preliminare della torre).

5.4.1.2 Pianificazione del rilievo materico

Il rilievo materico ha una duplice finalità: verificare a campione le informazioni reperite dalle tavole del progetto originario del fabbricato e chiarire le maggiori incertezze emerse ad esempio a causa della scarsa leggibilità di alcune tavole o della mancanza di dettagli relativi ad alcuni elementi strutturali. Anche la mancanza di una datazione certa degli elaborati ha determinato una non sempre chiara interpretazione delle tavole rispetto allo stato di fatto.

Il primo obiettivo delle indagini sulla struttura è quello di individuare l'esatta distribuzione dei materiali strutturali presenti (c.a. e muratura) ai vari livelli dell'edificio, conducendo sia indagini di tipo distruttivo che non. Punti cruciali risultano quindi la definizione della tipologia tessitura muraria, la stratigrafia e l'orditura degli impalcati e i dettagli costruttivi delle parti in c.a. (misura del diametro e del numero di barre presenti, rilievo dei copriferri). Tali sondaggi verranno descritti con maggior dettaglio nei paragrafi successivi, rispettivamente relativi agli elementi in muratura, in c.a. e agli orizzontamenti.

Da sottolineare come sondaggi effettivamente eseguiti abbiano subito delle variazioni rispetto a quanto originariamente pianificato, a causa di inevitabili imprevisti che si sono verificati durante l'esecuzione delle prove. Mentre in alcuni casi è stato sufficiente spostare leggermente il punto individuato per l'esecuzione dei sondaggi, in altri casi è stato necessario rinunciare all'esecuzione della prova stessa.

Nello specifico, era stata inizialmente prevista la rimozione di alcune lastre del rivestimento marmoreo su due pilastri e una trave del porticato esterno al piano terra per accertare, tramite rimozione del copriferro, le armature indicate sulle tavole storiche. Tale operazione si è rivelata tuttavia non praticabile, dal momento che l'edificio in esame è soggetto a vincolo della Soprintendenza dei Beni Storici e Culturali.

Al piano terzo, dove sono presenti numerose travi non direttamente accessibili per la presenza di un controsoffitto fisso pesante, era stata prevista l'apertura di tre nuove botole in modo tale da poter verificare le armature indicate nelle tavole storiche per ciascuna tipologia di trave e rilevare quelle mancanti. Anche in questo caso, tuttavia, tale lavorazione non è stata effettuata per non arrecare eccessivo disturbo al personale occupante gli uffici, constatata la difficoltà delle operazioni di rimozione e sostituzione del controsoffitto esistente. Si è quindi proceduto alla verifica a campione dell'armatura di una sola trave, accessibile da una botola già presente nel controsoffitto, che ha permesso di riconfermare quanto previsto da progetto originale.

Sono stati inoltre previsti numerosi sondaggi a tutti i livelli (dal piano terra al piano terzo) nei locali confinanti con la torre in adiacenza a via Baccarini, per investigare meglio le caratteristiche del giunto tecnico tra i due edifici. Anche in questo caso, non è stato però possibile eseguire i rilievi previsti al piano terzo, dal momento che il locale in esame è attualmente adibito a stanza server dell'intero edificio.

5.4.2 Elementi in muratura

Per quanto riguarda la tessitura muraria, non risulta essere direttamente visibile né esternamente, né internamente all'edificio a causa della presenza di rivestimento continuo in finto travertino che si estende esternamente fino alla quota del piano primo, proseguendo fino al piano quarto solo in corrispondenza degli allineamenti dei pilastri del porticato; le rimanenti porzioni dei prospetti risultano invece intonacate (Figura 5.45). Come già accennato in precedenza, specialmente sui prospetti che affacciano sul cortile interno sono presenti ridotte porzioni di muratura prive di intonaco per problemi legati ad infiltrazioni o efflorescenze (Figura 5.45c), che hanno pertanto permesso un primo esame visivo della tessitura muraria presente.

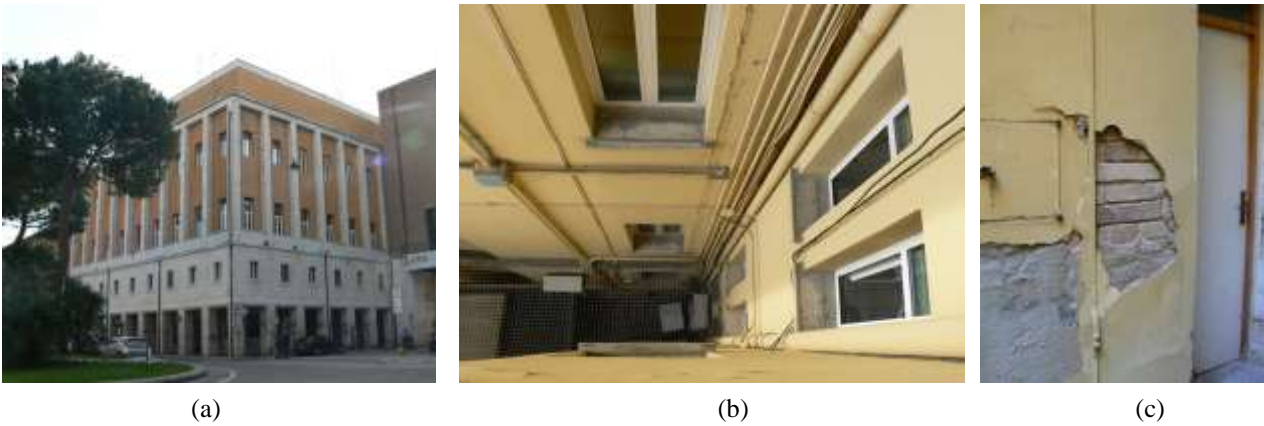


Figura 5.45 – (a) Vista dei prospetti (a) esterni e (b) interni del fabbricato; (c) porzione di intonaco danneggiato nel cortile interno, con tessitura muraria a vista.

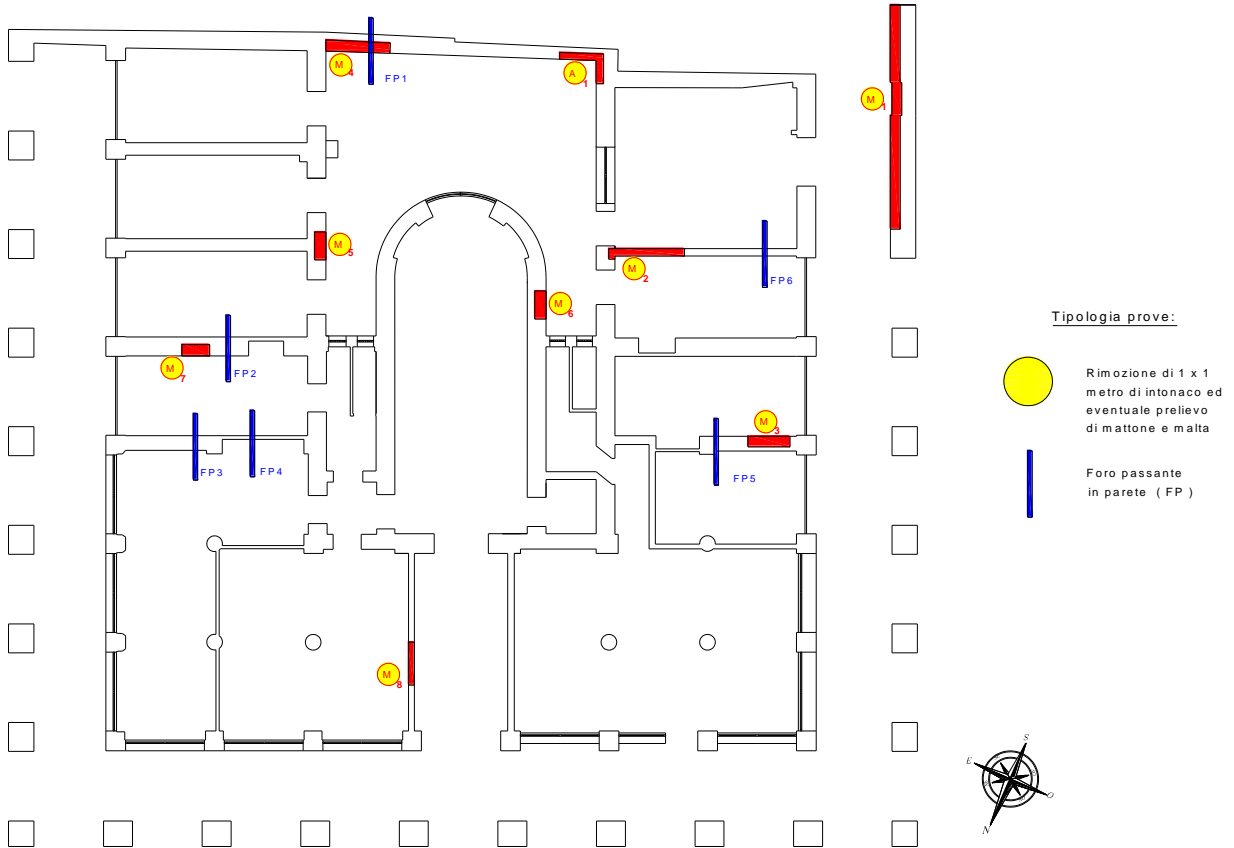
Anche negli interni del fabbricato la tessitura muraria non risulta visibile, dal momento che la maggior parte dei locali risulta a sua volta intonacata.

Per raggiungere un adeguato livello di conoscenza sul fabbricato, si è quindi ritenuto opportuno effettuare dei rilievi di tipo visivo con rimozione dell'intonaco su porzioni di parete sufficientemente ampie, accompagnati da saggi nella muratura, in modo da esaminarne con maggiore precisione sia le caratteristiche in superficie, che nello spessore murario, e da verificare l'efficacia degli ammorsamenti presenti.

L'ubicazione ed il numero dei saggi sono stati decisi in modo tale da limitare il più possibile il disturbo alle diverse attività normalmente svolte negli uffici aventi sede nell'edificio in esame, cercando al contempo di ottenere il maggior numero di informazioni significative sui dettagli costruttivi e sulle proprietà dei materiali presenti. In particolare, nell'ottica di raggiungere un livello di conoscenza LC2 secondo il DM08, l'esame di tali aspetti è stato esteso nel modo più sistematico possibile all'intero edificio, privilegiando le zone in cui - sulla scorta della documentazione disponibile - ci si attendeva una maggiore variabilità o comunque le informazioni erano più incerte.

La dislocazione in pianta dei punti di sondaggio sugli elementi verticali è riportata in modo esaustivo nell'Appendice 5. A titolo di esempio, nelle Figure 5.46 – 5.48 vengono riportate le piante chiave dei diversi piani, in cui sono evidenziati i punti in cui si è provveduto ad effettuare la rimozione dell'intonaco e/o il prelievo di malta e mattoni.

SONDAGGI SU SETTI MURARIE SEGUITI AL PIANO TERRA



SONDAGGI SU SETTI MURARIE SEGUITI AL PIANO PRIMO

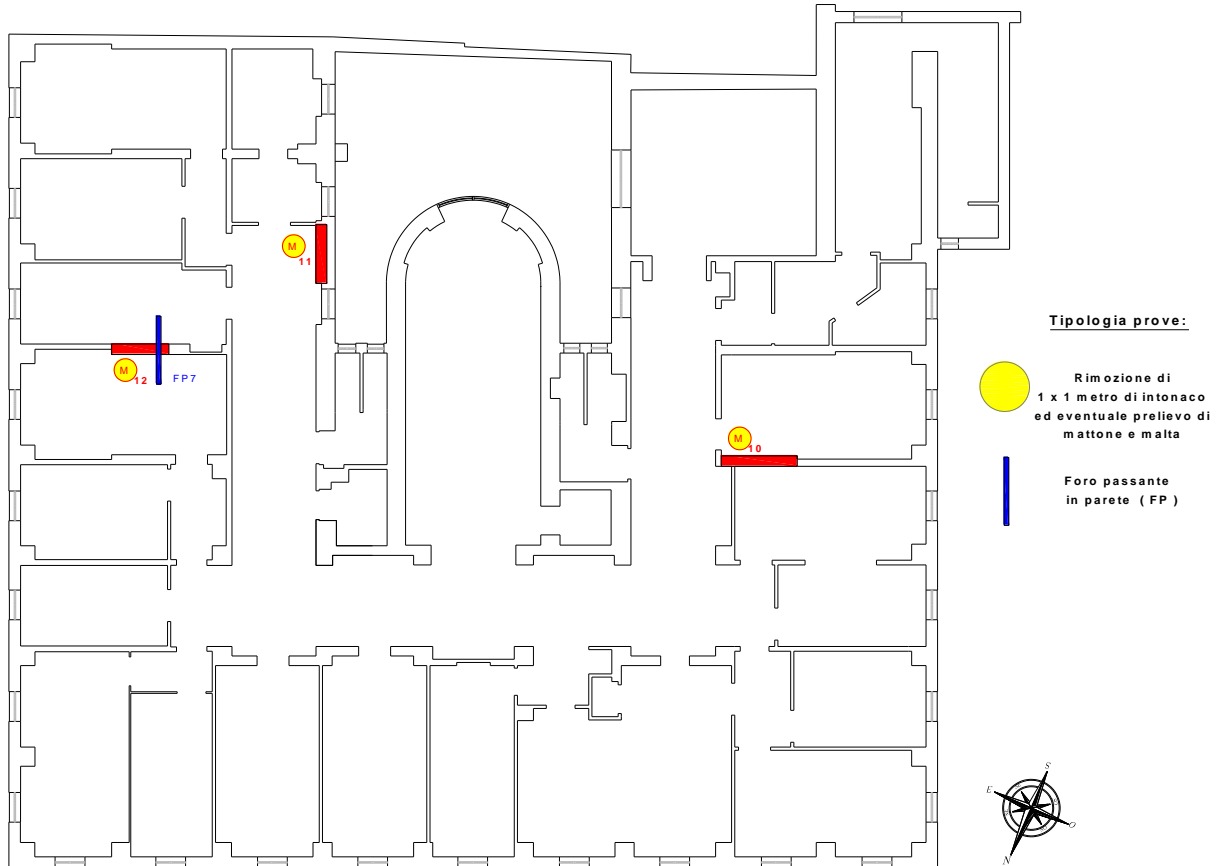
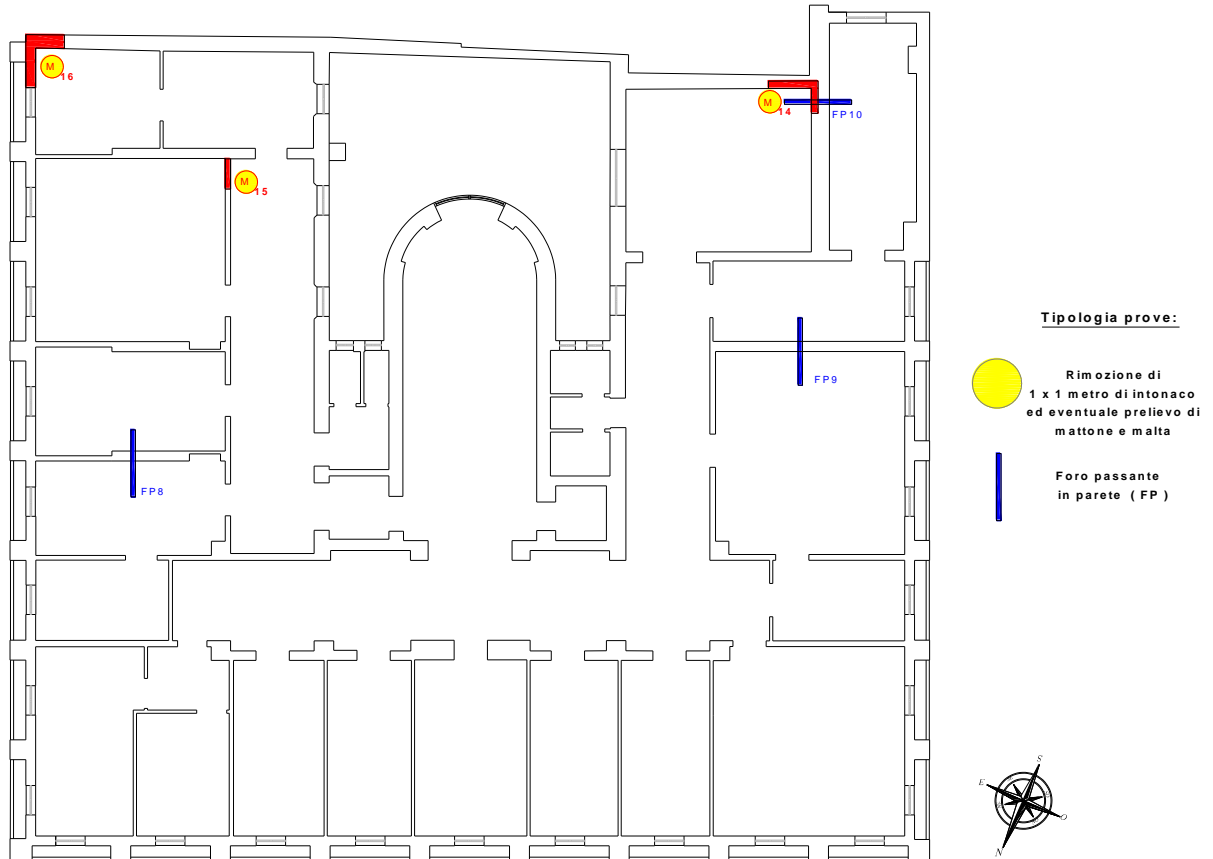


Figura 5.46 – Pianta chiave con indicazione dei punti di sondaggio ai piani terra e primo.

SONDAGGI SU SETTI MURARIE ESEGUITI AL PIANO SECONDO



SONDAGGI SU SETTI MURARIE ESEGUITI AL PIANO TERZO

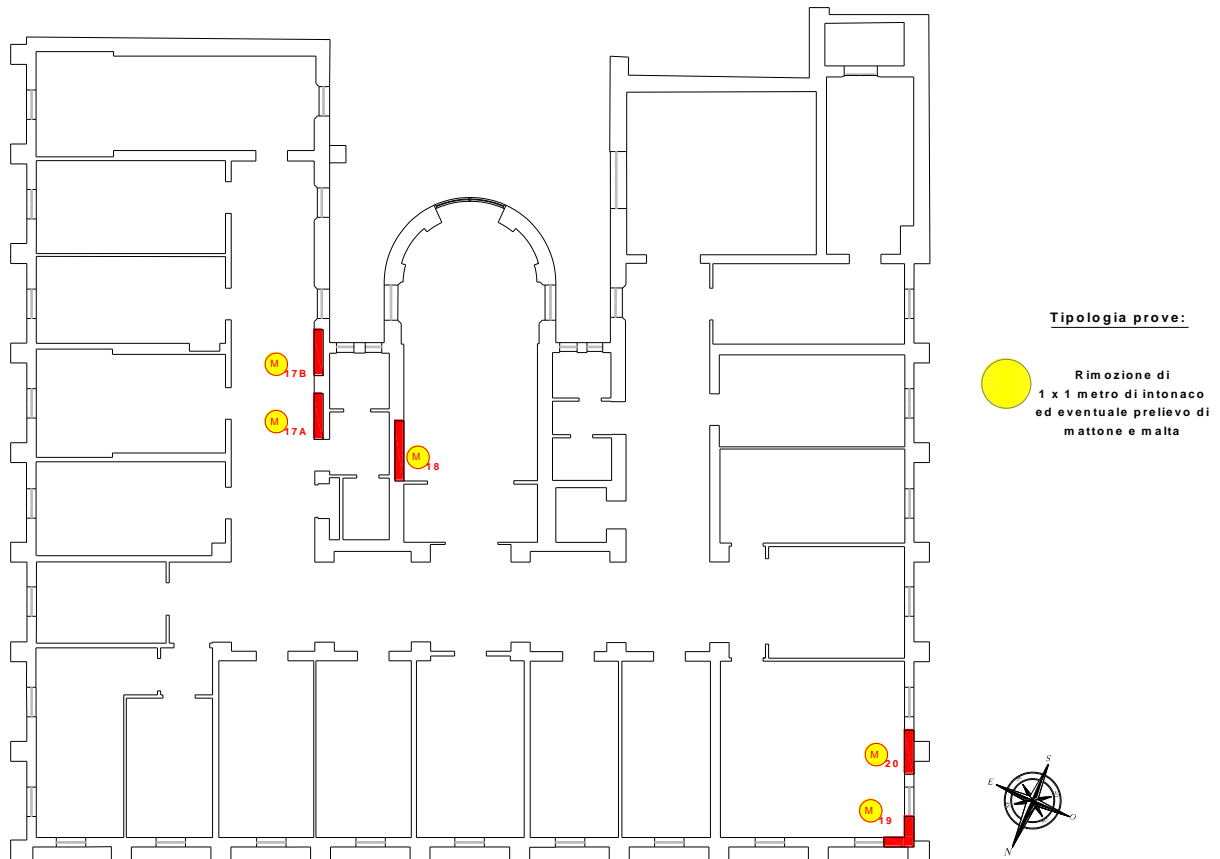
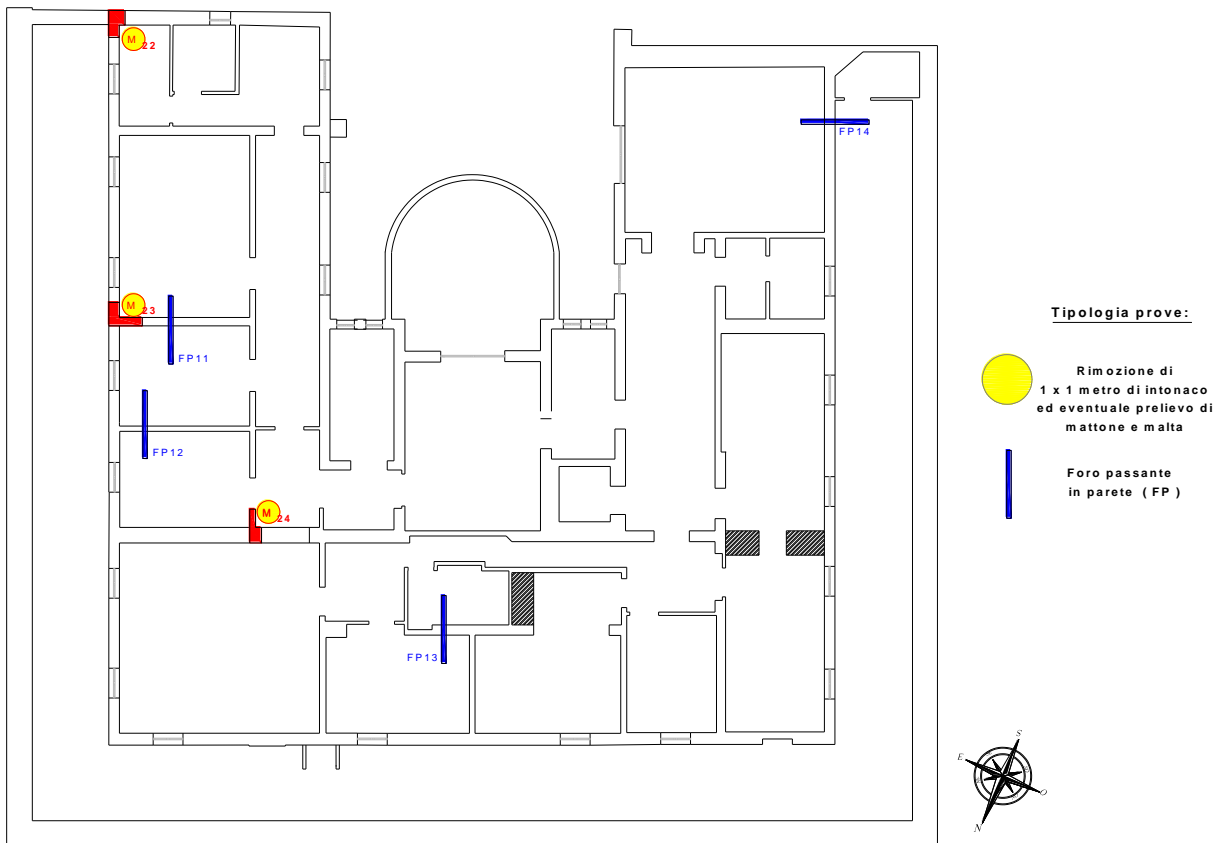


Figura 5.47 – Pianta chiave con indicazione dei punti di sondaggio ai piani secondo e terzo.

SONDAGGI SU SETTI MURARI ESEGUITI AL PIANO QUARTO



SONDAGGI SU SETTI MURARI ESEGUITI AL PIANO QUINTO

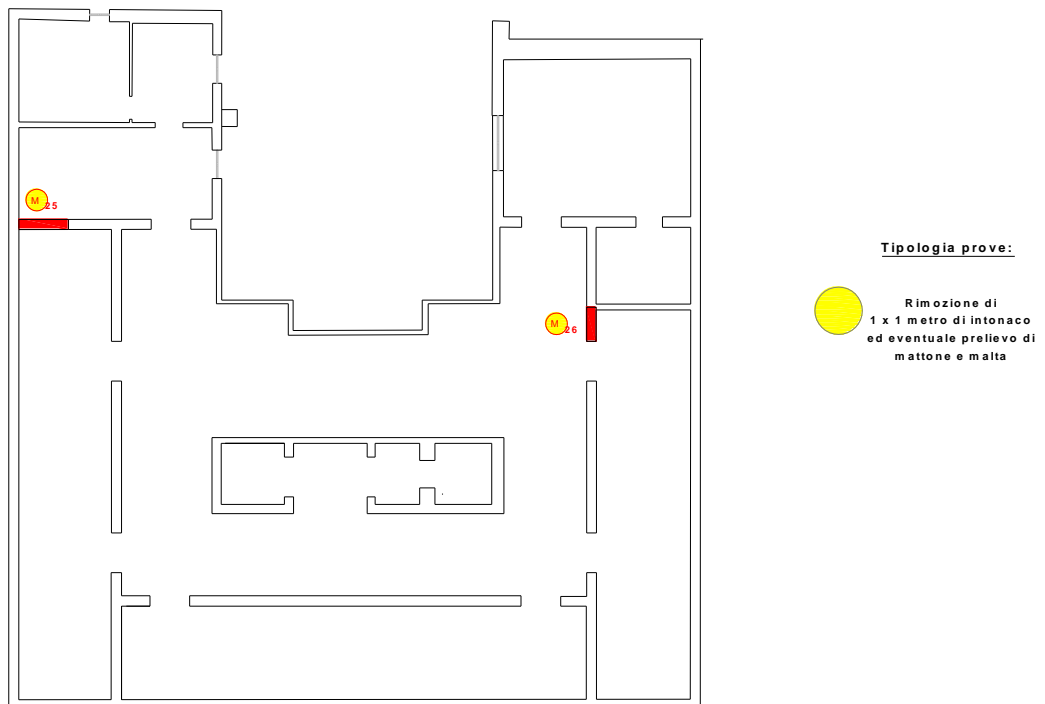


Figura 5.48 – Pianta chiave con indicazione dei punti di sondaggio ai piani quarto e quinto.

Le attività svolte, riepilogate sinteticamente in Tabella 5.1, si sono quindi articolate principalmente nelle seguenti fasi:

- nelle parti già prive di intonaco è stata eseguita un'ispezione visiva della tessitura muraria; nelle altre zone, tale esame è stato preceduto dalla messa a nudo di una porzione di parete di dimensioni idonee (Figura 5.49);
- laddove possibile, sono stati eseguiti piccoli fori con trapano per ricavare lo spessore dei setti (Figura 5.49b);
- in alcuni dei punti esaminati (Figura 5.49 c e d) sono stati prelevati dei campioni di laterizio e di malta da sottoporre ad indagini specialistiche di laboratorio (prove di compressione per i mattoni e prove di identificazione e classificazione mineralogica per la malta).



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 5.49 – (a) Rimozione dell'intonaco dalla parete; (b) esecuzione di foro con trapano per ricavare lo spessore murario; (c) e (d) prelievo di campioni di laterizio e malta, da sottoporre successivamente a prove specialistiche.

In questa fase saranno descritti sinteticamente i risultati dell'esame delle tessiture murarie. Nella fase successiva dello studio verranno poi condotte prove specialistiche in laboratorio su malta e mattoni prelevati in sito.

TIPOLOGIA INDAGINE	N° INDAGINI	SIGLA
Rilievo visivo della tipologia muraria, di cui: - con rimozione dell'intonaco - senza rimozione dell'intonaco	25 24 1	A1, M1-M8 / M10-M12 / M14-M20 / M22 – M26 -
Fori con trapano per la valutazione dello spessore totale	14	FP1-FP14
Prelievo di mattoni	14	M1, M2, M3, M4, M5, M7, M10, M11, M14, M16, M17b, M18, M20, M24
Prelievo di malta	21	M1, M2, M3, M4, M5, M6, M7, M10, M11, M12, M14, M16, M17b, M18, M19, M20, M22, M23, M24, M25, M26

Tabella 5.1 – Prospetto riassuntivo delle indagini sulla muratura.

Analizzando con maggior dettaglio i punti oggetto di rimozione dell'intonaco e/o prelievo di campioni (indicati in pianta con la sigla M e di cui è riportata una schedatura completa in Appendice 5, cui si rimanda per maggiori dettagli), questi sono stati ubicati in modo abbastanza distribuito ai vari piani, limitandosi ai locali effettivamente "accessibili". I punti di sondaggio sono stati posizionati in modo tale da interessare murature sia esterne che interne al fabbricato, preferibilmente di spessore diverso, in modo da verificare le diverse tessiture murarie presenti. Sono state inoltre individuate alcune zone specifiche, per le quali l'esame della documentazione disponibile ha dato adito a maggiori dubbi e incertezze. In particolare, si è ritenuto indispensabile investigare la porzione di fabbricato in adiacenza alla torre su via Baccarini ai vari piani; tali indagini hanno riguardato elementi in parte in muratura (al piano terra) e in parte in c.a. (ai piani primo e secondo). E' stata inoltre investigata la muratura di confine con l'aggregato edilizio tra via Mazzini e via Baccarini, nonché la muratura in corrispondenza dell'ingresso principale del fabbricato, realizzata durante i lavori di completamento del fabbricato tra il 1948 e il 1952.

Per quanto riguarda la zona limitrofa alla torre su via Baccarini, al piano terra è stata prevista la rimozione di una striscia di intonaco di altezza pari a 1m lungo tutta la parte intonacata del porticato esterno (punto M1, Figura 5.50), in modo tale da controllare l'effettiva presenza di elementi in c.a., intercalati da pilastri in muratura, come previsto nel progetto originario della CMC. Come si vede dalla Figura 5.51, la rimozione dell'intonaco ha consentito l'individuazione di un setto in c.a. non indicato sulle tavole di lunghezza pari a 1.45m, seguito da una fila di mattoni di larghezza 0.28 m, da un pilastro in muratura di larghezza 0.60 m (indicato con P1 in Figura 5.51) e da un pilastro in c.a. di larghezza 0.64 m (indicato con P2 in Figura 5.51). Le dimensioni di tali pilastri e la loro posizione hanno confermato quanto indicato nella tavola storica del progetto esecutivo, di cui è riportato uno stralcio in Figura 5.51c. Non è stato invece possibile eseguire sondaggi in grado di evidenziare i pilastri P3 e P4, che dovrebbero essere rispettivamente in muratura e c.a., in quanto ricoperti dal rivestimento in lastre di finto travertino, non rimovibile. Tra i pilastri P2 e P3 è attualmente presente una parete di muratura, non indicata nel progetto originario. Il prelievo di un mattone (Figura 5.50b) ha permesso di verificare che si tratta di una muratura a una testa, che nasconde la struttura retrostante della torre, che a questo piano è cava all'interno (Figura 5.52).



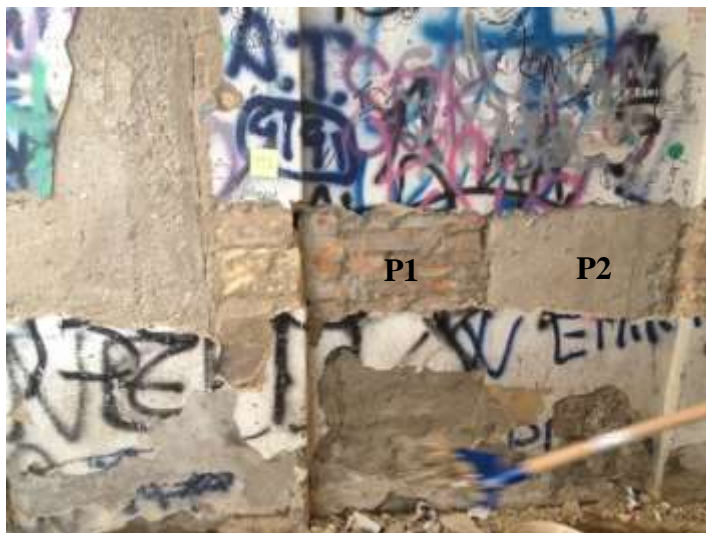
(a)

(b)

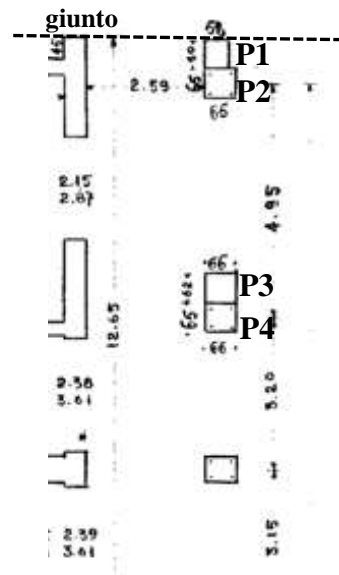
Figura 5.50 – (a) Rimozione dell’intonaco dalla parete in corrispondenza della torre su via Baccarini; (b) prelievo di un mattone.



(a)



(b)



(c)

Figura 5.51 – Punto di sondaggio M1, nella zona adiacente alla torre su via Baccarini: (a) vista generale; (b) dettaglio del pilastro in muratura e di quello in c.a.; (c) dettaglio della corrispondente tavola storica.



Figura 5.52 – Vista dell'interno della torre, dal "buco" ottenuto tramite prelievo del mattone M1.

Sempre al piano terra si è inoltre voluto verificare che le pareti a lato dell'ingresso principale del fabbricato, costruite durante i lavori di completamento del 1948-52, fossero effettivamente delle tramezzature come indicato nei computi metrici dell'epoca. Il sondaggio effettuato (M8, Figura 5.53a) ha confermato le informazioni storiche reperite, avendo messo in luce la presenza di una muratura di mattoni forati.

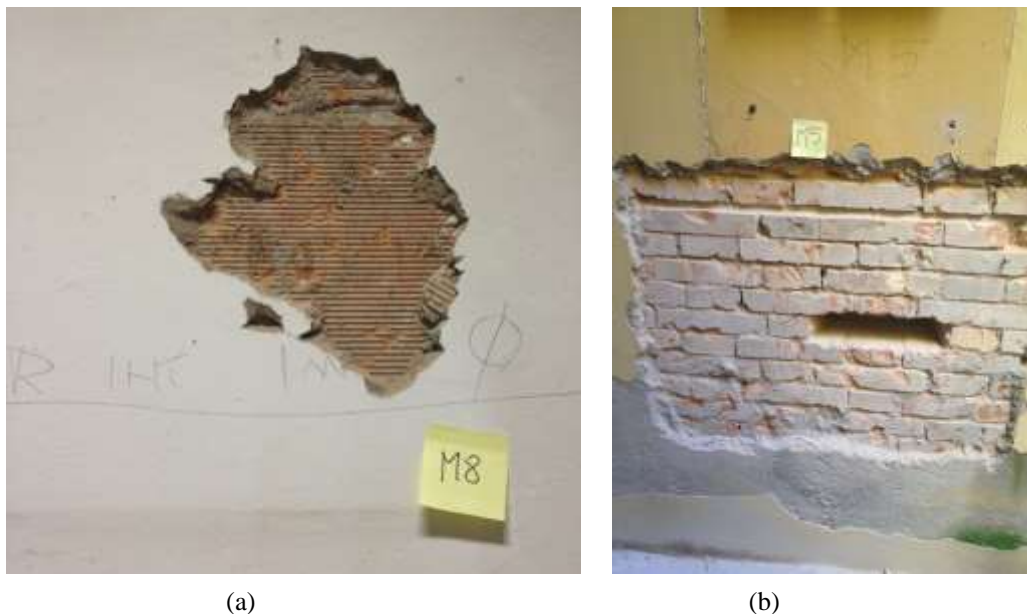


Figura 5.53 – (a) Sondaggio M8 al piano terra, su una parete a lato dell'ingresso principale; (b) tessitura muraria regolare, punto di sondaggio M5, sulla muratura del cortile interno.

Complessivamente, al piano terra sono stati eseguiti 8 saggi (da M1 a M8), corredati da 2 ispezioni visive della tessitura muraria su porzioni di muro di limitata estensione, una già a vista e l'altra scoperta mediante rimozione dell'intonaco (A1). Sono stati inoltre eseguiti 3 saggi al primo e al secondo piano (da M10 a M12 e da M14 a M16, rispettivamente), 4 saggi al piano terzo (da M17 a M20), 3 al piano quarto (da M22 a M24) e 2 al piano quinto (M25 e M26).

Ai piani inferiori del fabbricato (dal terra al terzo compresi), tali sondaggi hanno messo in luce una tessitura muraria generalmente regolare, in quanto realizzata con mattoni pieni di dimensioni standard, pressoché uguali tra loro. La disposizione dei mattoni appare abbastanza regolare, con filari orizzontali, mentre lo sfalsamento dei giunti verticali è solo parzialmente rispettato. I giunti di malta sono caratterizzati da spessore variabile; la malta utilizzata è risultata in genere friabile al tatto per l'elevata percentuale di aggregato presente. I saggi nello spessore murario hanno evidenziato la presenza di elementi di collegamento trasversali che attraversano la muratura nel proprio spessore (Figura 5.54a), sebbene in taluni casi si sia registrata la presenza di un limitato numero di mattoni forati (es. Figura 5.54b).

Un discorso a parte deve invece essere effettuato per i piani quarto e quinto, dove è stato rilevato un sensibile peggioramento della qualità muraria. Al piano quarto, infatti, i saggi hanno evidenziato la presenza di diversi filari di mattoni forati (Figura 5.55a) e/o mattoni rotti (Figura 5.55b), che si alternano ai mattoni pieni. Al piano quinto, la muratura appare invece costituita prevalentemente da mattoni forati, sia per quanto riguarda la murature interne, che quelle perimetrali (Figura 5.55c). I sondaggi hanno in generale messo in luce la presenza di ammorsamenti negli incroci d'angolo ai vari piani (Figure 5.54a, 5.55, 5.56); la regola dello sfalsamento dei giunti sembra essere stata generalmente rispettata.



(a)



(b)

Figura 5.54 – Verifica della presenza di elementi di collegamento trasversali nello spessore murario: (a) sondaggio M10 su una parete interna al piano 1°; (b) sondaggio M16 su una muratura perimetrale al piano 2°.



(a)



(b)



(c)

Figura 5.55 – Peggioramento della qualità muraria ai piani superiori: presenza di (a) filari di mattoni forati e (b) mattoni rotti al piano quarto; (c) muratura del piano quinto realizzata interamente in mattoni forati (M25).

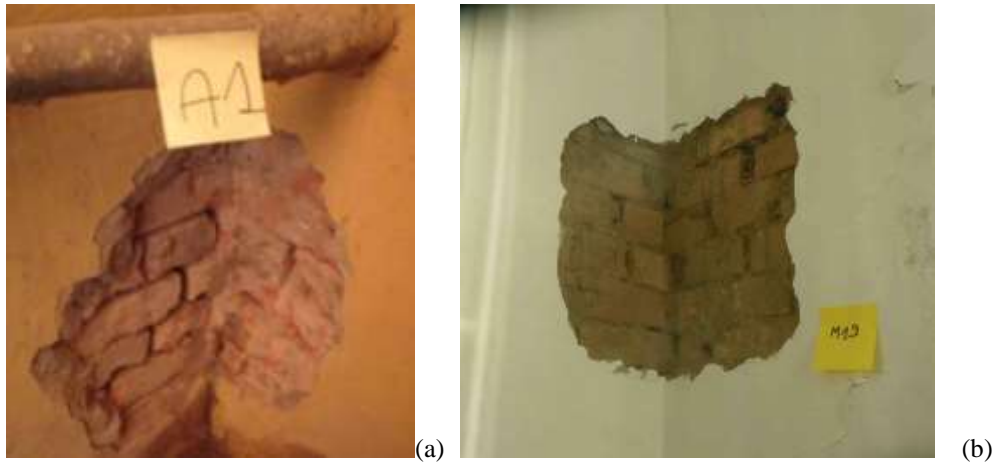


Figura 5.56 – Verifica degli ammorsamenti negli incroci d’angolo al piano (a) terra e (b) terzo.

In corrispondenza del punto di sondaggio M20 al piano terzo, è stata inoltre verificata l’effettiva presenza di pilastri in muratura sul perimetro esterno del fabbricato, come indicato anche nelle tavole storiche. A tale scopo, oltre alla rimozione dell’intonaco, con prelievo di malta e mattone, è stato eseguito anche un foro non passante nello spessore murario.

Sulla scorta delle informazioni reperite in fase di rilievo geometrico-strutturale e durante l’esecuzione dei saggi è stato infine possibile redigere alcune tavole riassuntive (riportate in Appendice 5) in cui, piano per piano, sono state evidenziate le diverse tipologie di muratura presenti nell’edificio, con indicazione dei relativi spessori medi.

5.4.3 Elementi in cemento armato

Le indagini sugli elementi in c.a. hanno riguardato le diverse tipologie strutturali presenti nell’edificio, ovvero travi, pilastri, cordoli di piano e scale. E’ stata prevista l’esecuzione di diversi sondaggi diretti, con rimozione dell’intonaco e messa a nudo delle barre d’armatura, integrati da un’estesa campagna di rilievi pacometrici. Si sottolinea che, in un numero limitato di punti, le barre d’armatura non sono state raggiunte a causa della presenza di copriferri molto elevati.

Nell’ottica di raggiungere un livello di conoscenza LC2 secondo il DM08, l’esame di tali aspetti è stato esteso nel modo più sistematico possibile all’intero edificio, privilegiando le zone in cui - sulla scorta della documentazione disponibile - ci si attendeva una maggiore variabilità o comunque le informazioni erano più incerte.

La dislocazione in pianta dei punti di sondaggio sugli elementi verticali e orizzontali in c.a. è riportata in modo esaustivo nell’Appendice 5, in cui è contenuta anche una schedatura dettagliata dei rilievi eseguiti. A titolo di esempio, nelle Figure 5.57 – 5.59 vengono riportate le piante chiave dei diversi piani, in cui sono evidenziati i punti in cui si è provveduto all’effettuazione dei saggi diretti e/o dei rilievi pacometrici.

5.4.3.1 Travi e cordoli

Per quanto riguarda i rilievi eseguiti sugli elementi orizzontali in c.a. (travi e cordoli), essi sono riportati sinteticamente in Tabella 5.2.

TIPOLOGIA INDAGINE (TRAVI E CORDOLI IN C.A.)	N° INDAGINI	SIGLA
Saggio diretto con rimozione copriferro e misurazione diametro barre con calibro	16	S1, S3, S4, S8, S9, S11, S12, S13, S14, S15, S16, S17, S18, S19, S21, S22
Saggio diretto con rimozione intonaco e parte del copriferro	6	S2, S5, S6, S7, S10, S20
Indagine pacometrica (ferroscan)	40	FS1 – FS40

Tabella 5.2 – Prospetto riassuntivo delle indagini sugli elementi orizzontali in c.a.

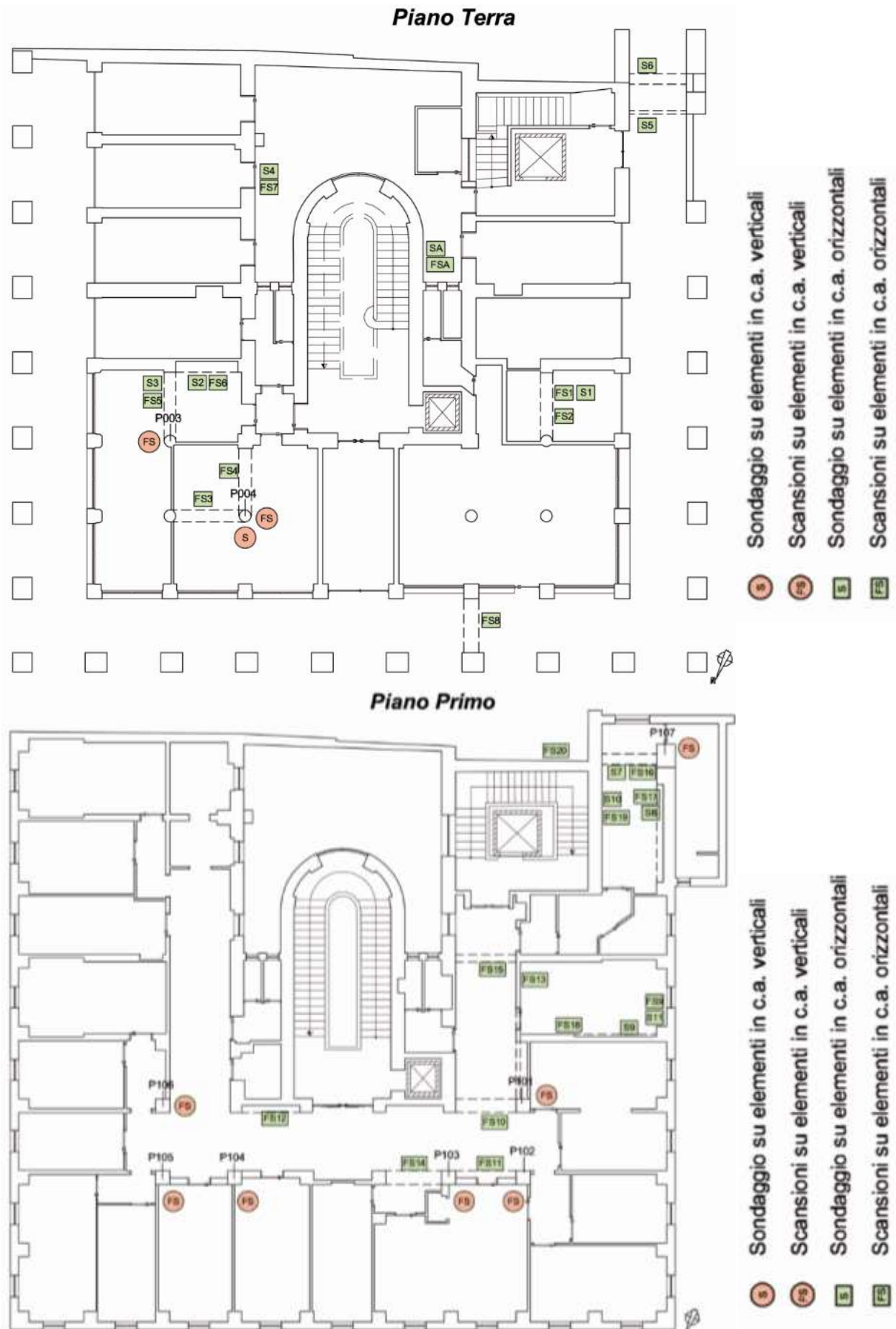


Figura 5.57 – Pianta chiave con indicazione dei punti di sondaggio sugli elementi in c.a. ai piani terra e primo.

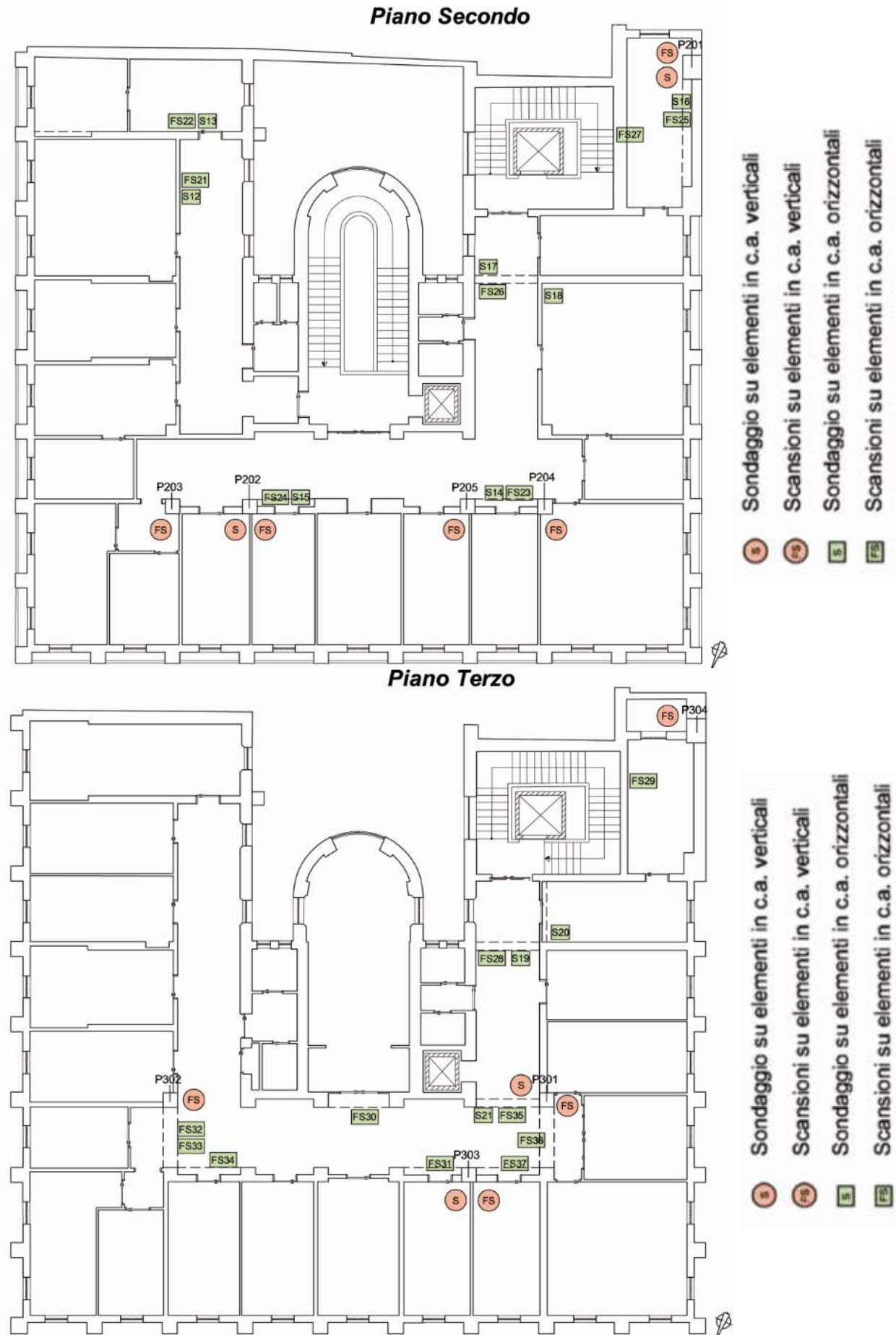


Figura 5.58 – Pianta chiave con indicazione dei punti di sondaggio sugli elementi in c.a. ai piani secondo e terzo.

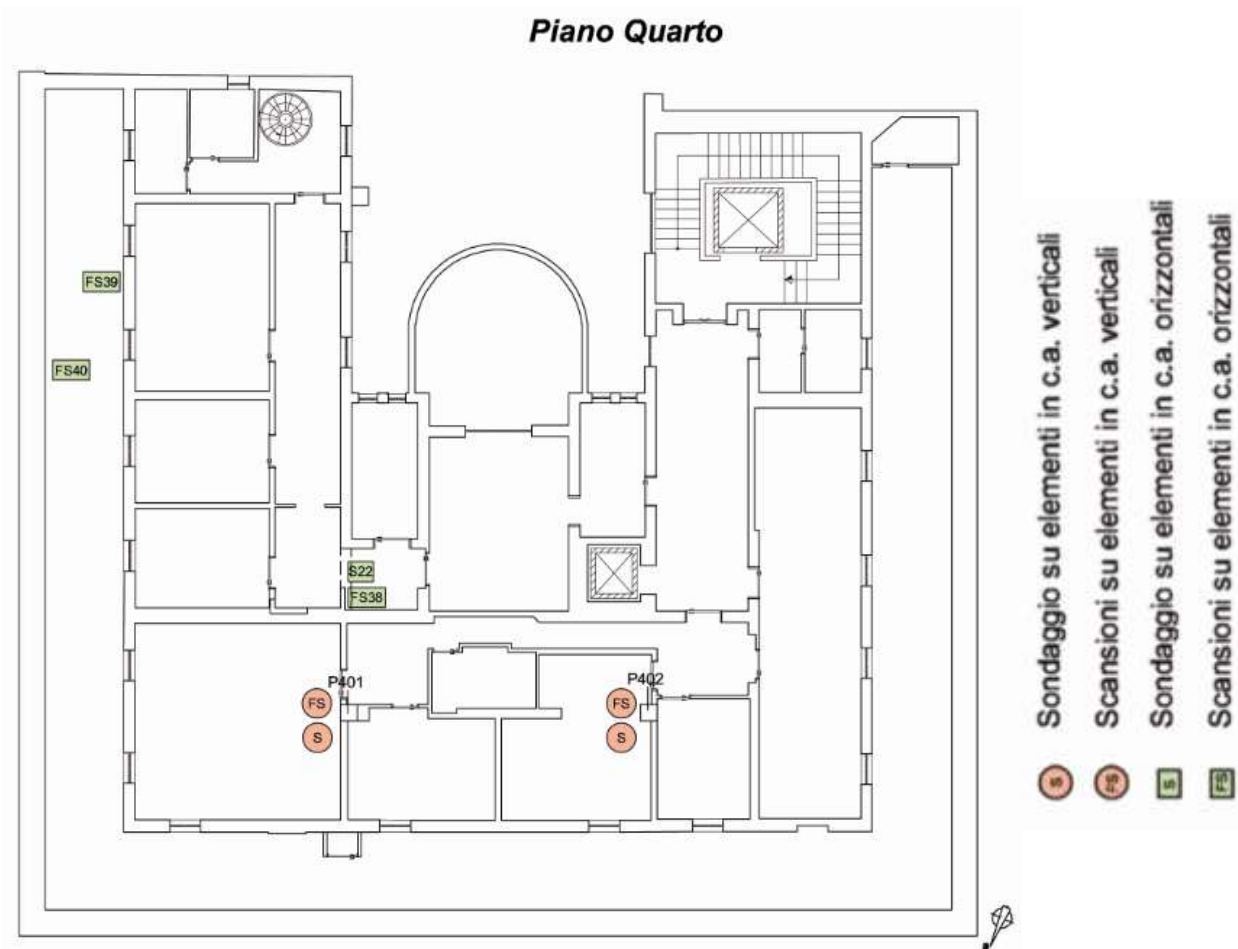


Figura 5.59 – Pianta chiave con indicazione dei punti di sondaggio sugli elementi in c.a. al piano quarto.

Nello specifico, sono state effettuate le seguenti indagini su *travi e cordoli*:

- piano terra: 6 saggi diretti, di cui 3 con misurazione del diametro delle barre con calibro, e 8 indagini pacometriche;
- piano primo: 5 saggi diretti, di cui 3 con misurazione del diametro delle barre con calibro, e 12 indagini pacometriche;
- piano secondo: 7 saggi diretti, tutti con misurazione del diametro delle barre con calibro (in un caso è stata rilevata la sola staffa, sondaggio S14), e 7 indagini pacometriche;
- piano terzo: 2 saggi diretti, di cui 1 con misurazione del diametro delle barre con calibro, e 2 indagini pacometriche; sono stati inoltre eseguiti un saggio diretto (S21) e 8 indagini pacometriche sugli elementi orizzontali in c.a. lato corridoio (Figura 7.48a);
- piano quarto: 1 saggio diretto con misurazione del diametro delle barre con calibro, e 3 indagini pacometriche.

I punti di sondaggio sono stati ancora una volta individuati sulla base dell'esame delle tavole storiche e hanno avuto come obiettivo sia la verifica dei dati disponibili, che l'acquisizione di informazioni sugli elementi più incerti. I maggiori dubbi hanno riguardato principalmente le travi del piano terra, dal momento che non si avevano a disposizione informazioni chiare negli elaborati storici.

Sono state quindi innanzitutto investigate le travi interne che appoggiano sui pilastri circolari (indicate con la sigla TB negli elaborati riportati in Appendice 5, Figura 5.60b). I sondaggi hanno evidenziato che tali elementi, di sezione 50x70 cm, sono armati inferiormente in mezzera con 4 ferri. Le scansioni pacometriche eseguite (Figura 5.61) hanno inoltre mostrato la presenza due ferri correnti, di diametro $\phi 12$ (desunto tramite saggio diretto sulle travi TB027 e TB041, disposte

simmetricamente in pianta) e due ferri piegati centrali. Si sottolinea che per la trave TB007 di Figura 5.60b e 5.62, il saggio diretto è stato arrestato prima del raggiungimento della barra, dato l'elevato spessore del copriferro presente (sono stati infatti rimossi 6 cm di ricoprimento, comprensivi di intonaco, Figura 5.63).

Sempre al piano terra è stata inoltre rilevata la trave TD040 (Figura 5.62), in spessore di solaio, che collega uno dei pilastri esterni del porticato al pilastro interno circolare. Le indagini pacometriche hanno permesso di ricavare la base dell'elemento, pari a 50 cm, nonché l'armatura inferiore in mezzeria, costituita da 4 ferri (Figura 5.64).

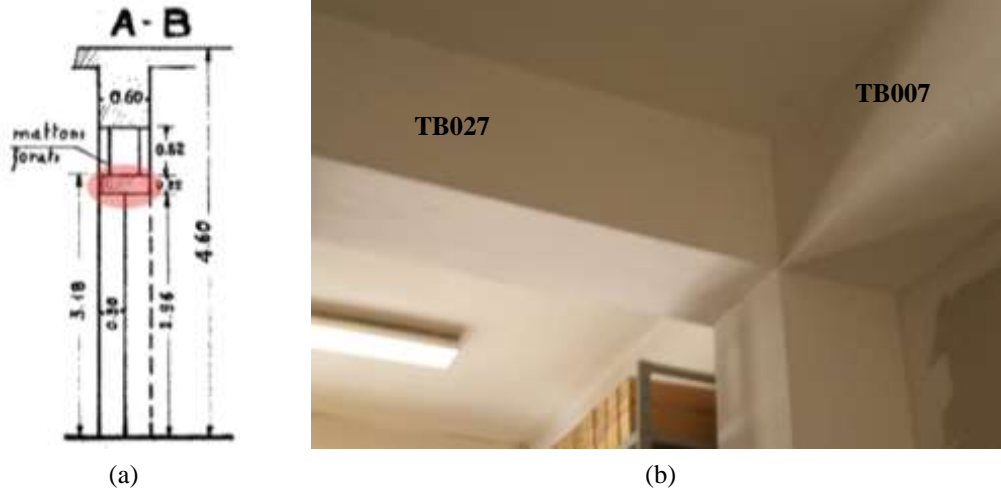


Figura 5.60 – (a) Elementi orizzontali lato corridoio al piano 3° (stralcio della tavola del progetto preliminare); (b) vista delle travi interne al piano terra soggette a rilievo materico-strutturale.

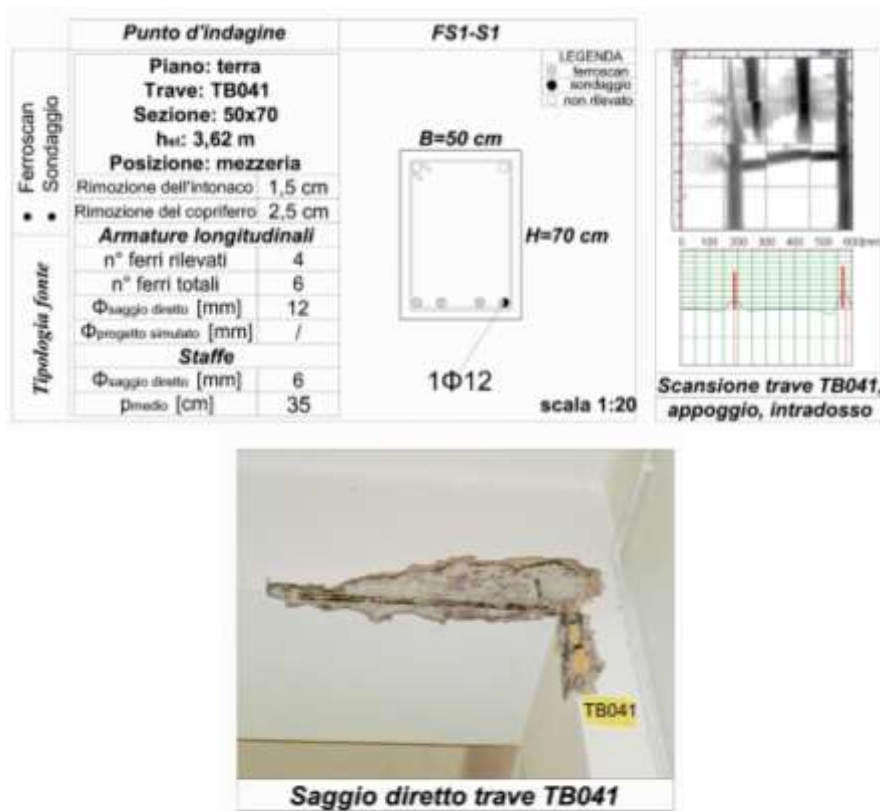


Figura 5.61 – Principali risultati del saggio materico-strutturale condotto sulla trave TB041 al piano terra.

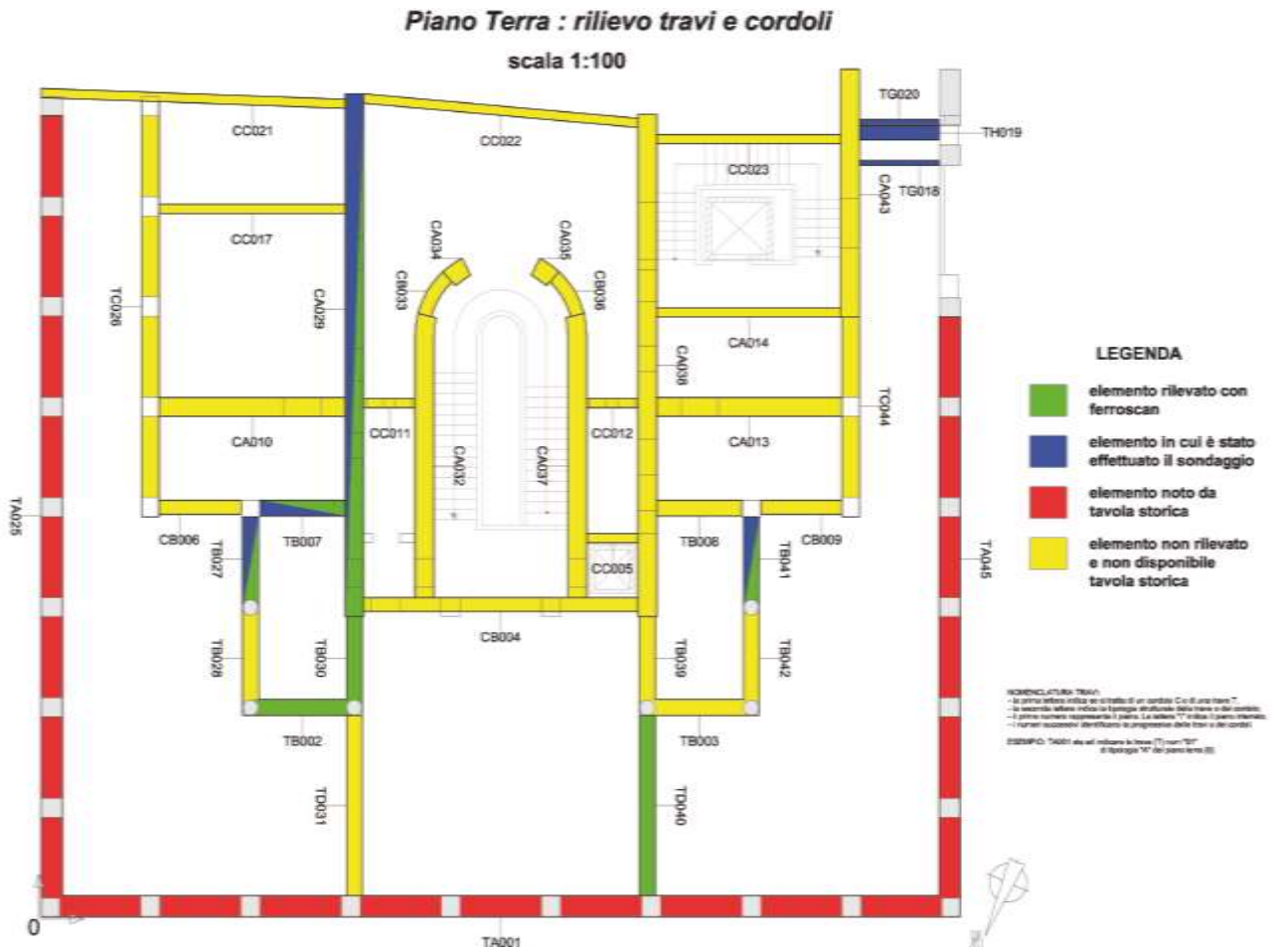


Figura 5.62 – Pianta con indicazione della nomenclatura adottata per le travi del piano terra.



Figura 5.63 – Sondaggio sulla trave TB007 al piano terra.

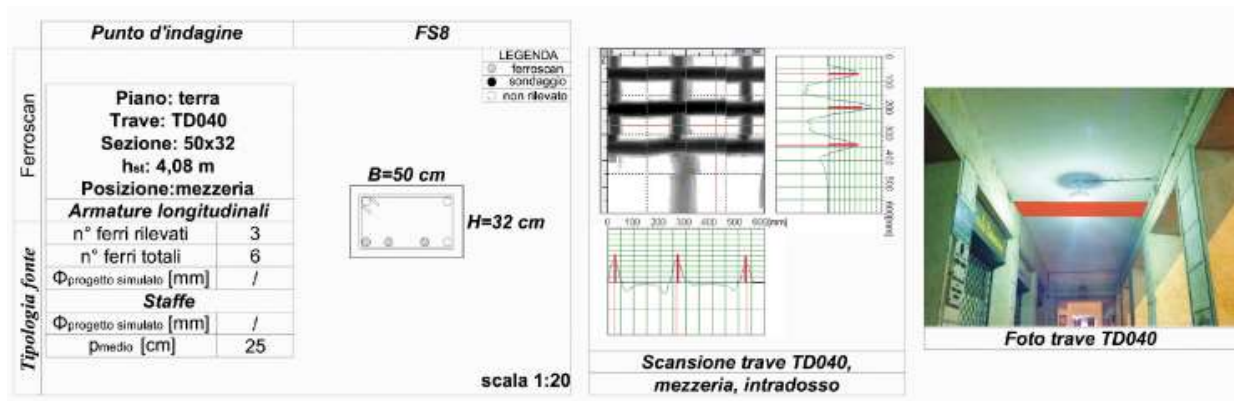


Figura 5.64 – Sondaggio sulla trave TD040 al piano terra.

Altro punto di interesse è stato rappresentato dalla porzione di fabbricato in adiacenza alla torre su via Baccarini, dove le tavole storiche indicano la presenza di un giunto tecnico. In tale zona è attualmente visibile un cassone ribassato rinforzato sui lati tramite cordoli in c.a.; nella zona centrale del cassone è inoltre presente una trave in c.a. effettivamente attraversata dal giunto (realizzato tramite interposizione di un elemento in laterizio, Figura 5.65), indicata con le sigle TG020 e TH019 in Figura 5.62.

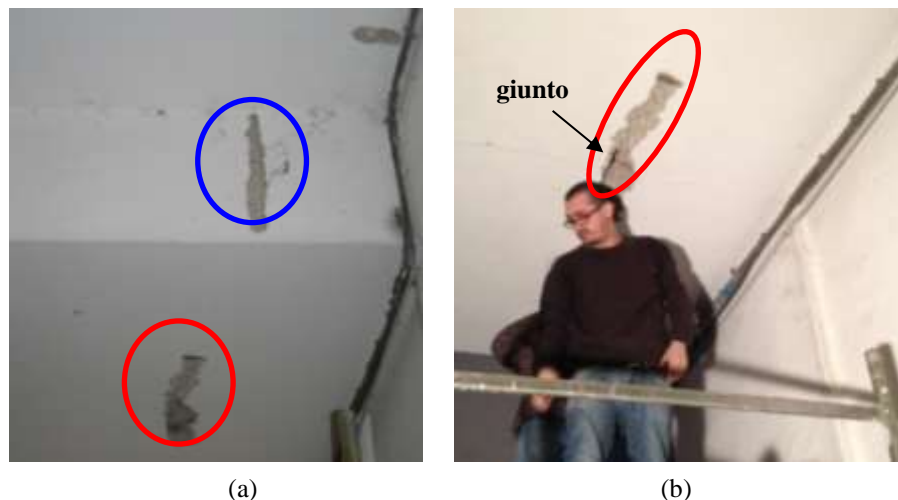
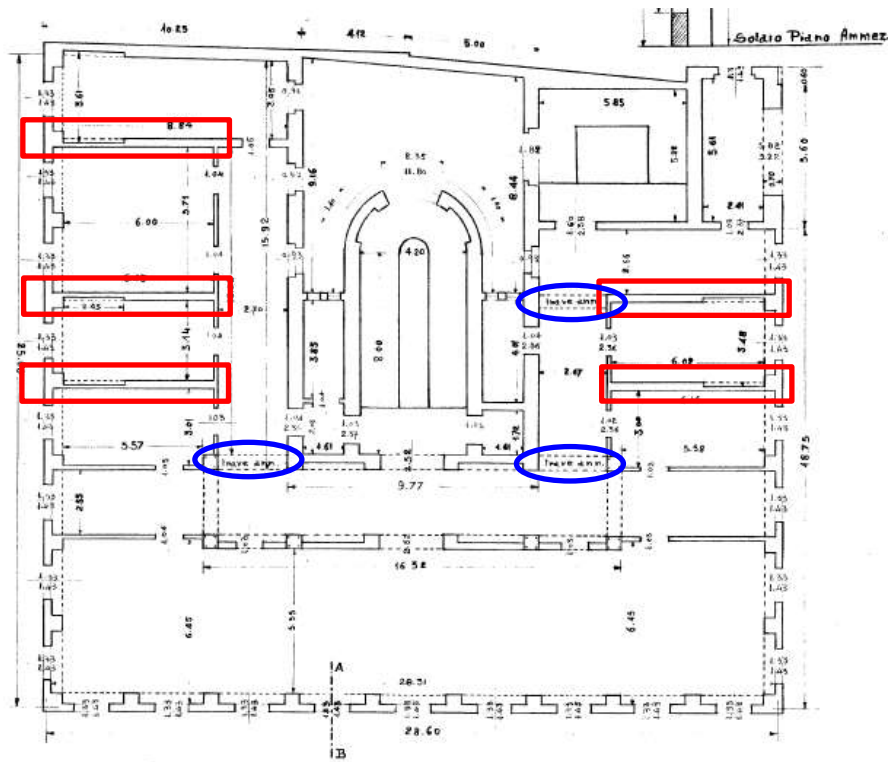


Figura 5.65 – Sondaggio sulle travi TG020 e TH019 al piano terra: in rosso la trave al centro del cassone, attraversata dal giunto; in blu il cordolo di bordo.

Per quanto riguarda il piano primo, è stata innanzitutto verificata la presenza di alcune travi non riportate nel progetto preliminare, ma indicate nella pianta del progetto esecutivo del 1937. Come si evince dall'esame di Figura 5.66, le travi in questione (indicate con TF) si estendono al di sopra dei muri trasversali interni dell'edificio, paralleli al prospetto principale e interessati da nicchie; sono inoltre presenti alcune travi annegate nel solaio in corrispondenza del corridoio principale (indicate con TG e TE). I sondaggi effettuati hanno confermato la presenza di tali elementi strutturali ed il loro ingombro in pianta; è stato inoltre possibile stabilire il numero di ferri all'intradosso (nonché il diametro di una delle barre correnti) per ciascuna tipologia considerata (Figure 5.67-5.68). Tali dati non erano indicati nelle tavole dell'epoca.



(a)



(b)

Figura 5.66 – (a) Estratto del progetto esecutivo del 1937, con indicazione in pianta delle travi al piano primo; (b) pianta con indicazione della nomenclatura adottata per le travi del piano primo.



Figura 5.67 – Rilievo della trave TF al piano primo (sovrastante i muri interni con nicchie).

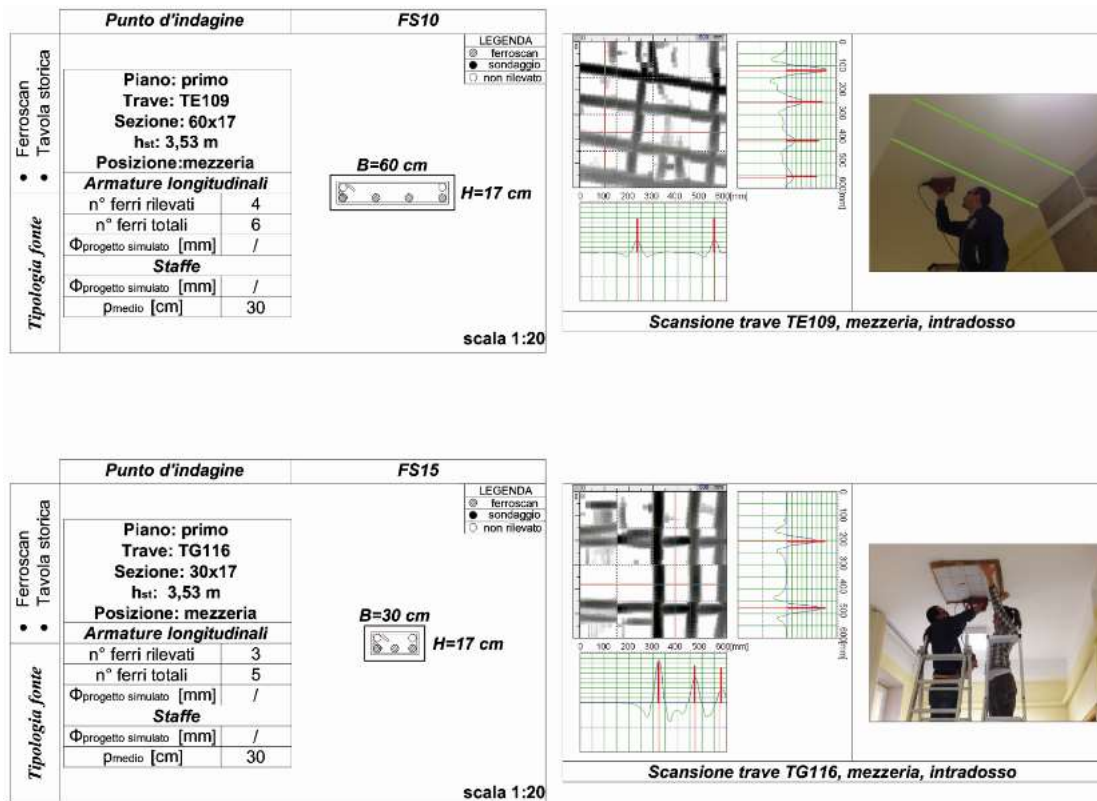


Figura 5.68 – Rilievo delle travi TE e TG al piano primo (annegate nel solaio in corrispondenza del corridoio centrale).

Sempre al piano primo, è stata eseguita una verifica a campione delle travi riportate nel progetto preliminare e richiamate per comodità di lettura in Figura 5.69 (rispettivamente indicate con le sigle TA, TB, TC, TD in Figura 5.66b). Nello specifico, sono state eseguite delle indagini pacometriche che hanno evidenziato una buona corrispondenza tra il progetto e lo stato di fatto in termini di disposizione e numero delle barre presenti all'intradosso. Per la sola trave TA (Figura 5.70), più facilmente accessibile, è stato inoltre eseguito un saggio diretto che ha permesso di confermare anche il diametro della barra corrente, uguale a quello indicato in Figura 5.69 (“Architrave DD”). E’ stata infine approfondita la zona limitrofa alla torre su via Baccarini, per la quale le tavole storiche disponibili forniscono nuovamente informazioni discordanti e incomplete. Tale zona è attualmente costituita da due locali adibiti ad archivio/deposito, uno dei quali realizzato proprio all’interno della torre stessa. Le indagini condotte hanno evidenziato la presenza di una trave sovrastante il muro di separazione tra i due vani, il quale rappresenta probabilmente una tramezzatura costruita successivamente (Figura 5.71, trave TI). Tale ipotesi sembrerebbe confermata anche da quanto riportato nel progetto esecutivo del 1937, in cui la trave in questione è indicata a livello di ingombro in pianta. I rilievi hanno inoltre messo in luce la presenza di una trave in corrispondenza della linea di passaggio del giunto (indicata con la sigla TH in Figura 5.66b), sulla quale appoggia il campo di solaio “A” di figura 5.66b, a nervatura incrociata. L’ispezione di questa trave, che ribassa di circa 50 cm dal solaio, è risultata tuttavia complessa, dal momento che

la rimozione dell'intonaco ha evidenziato la presenza di un cassone non strutturale nella parte centrale dell'elemento, mentre sul fianco è stata rilevata la presenza di una parte in c.a. che si estende a tutta altezza. Anche le scansioni pacometriche sono apparse disturbate e di difficile interpretazione.

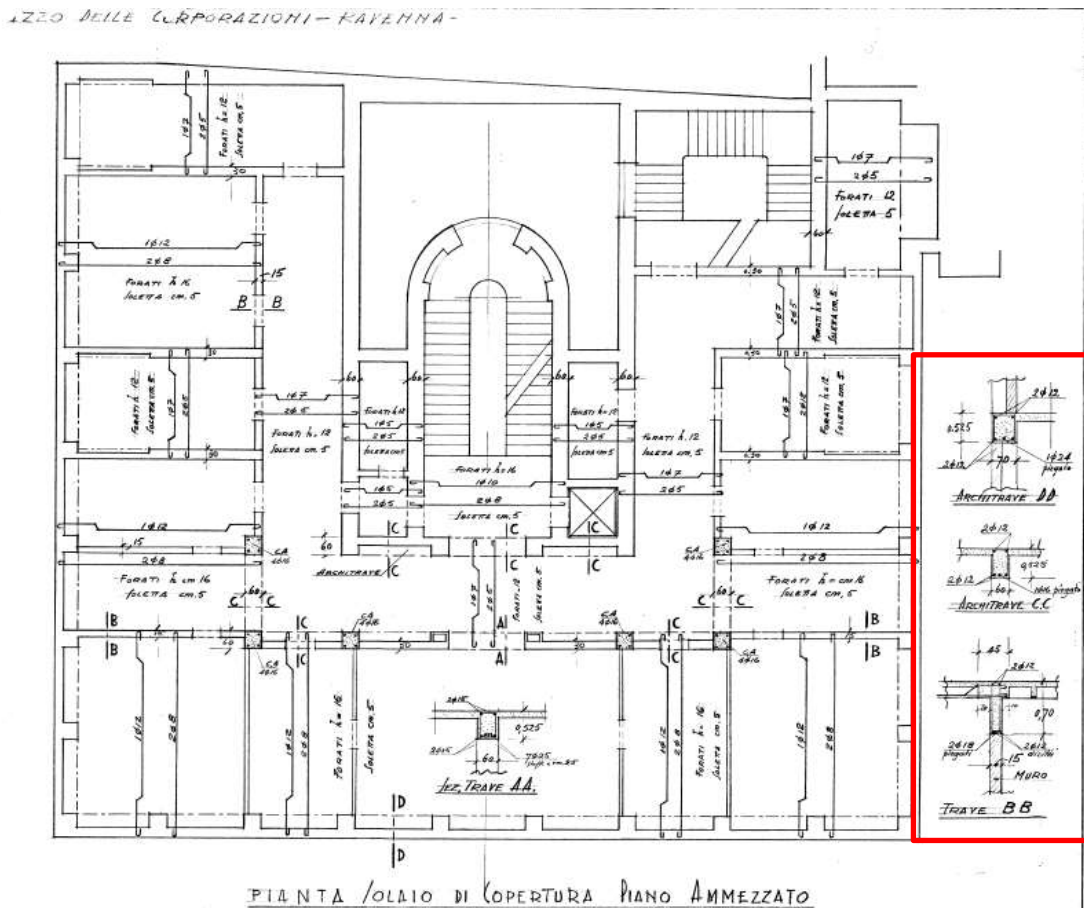


Figura 5.69 – Piano primo: progetto esecutivo del 1937, con indicazione di alcune travi e relativa armatura.

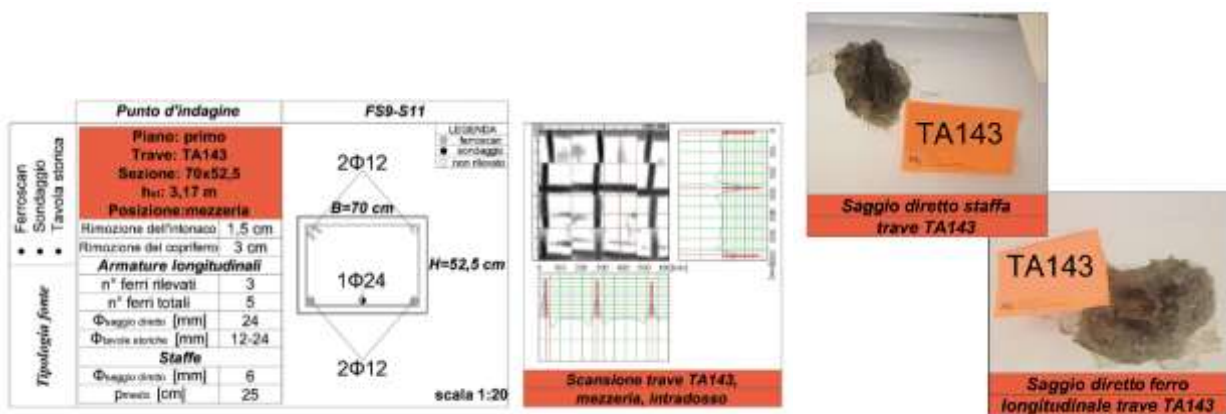


Figura 5.70 – Rilievo della trave TA al piano primo.

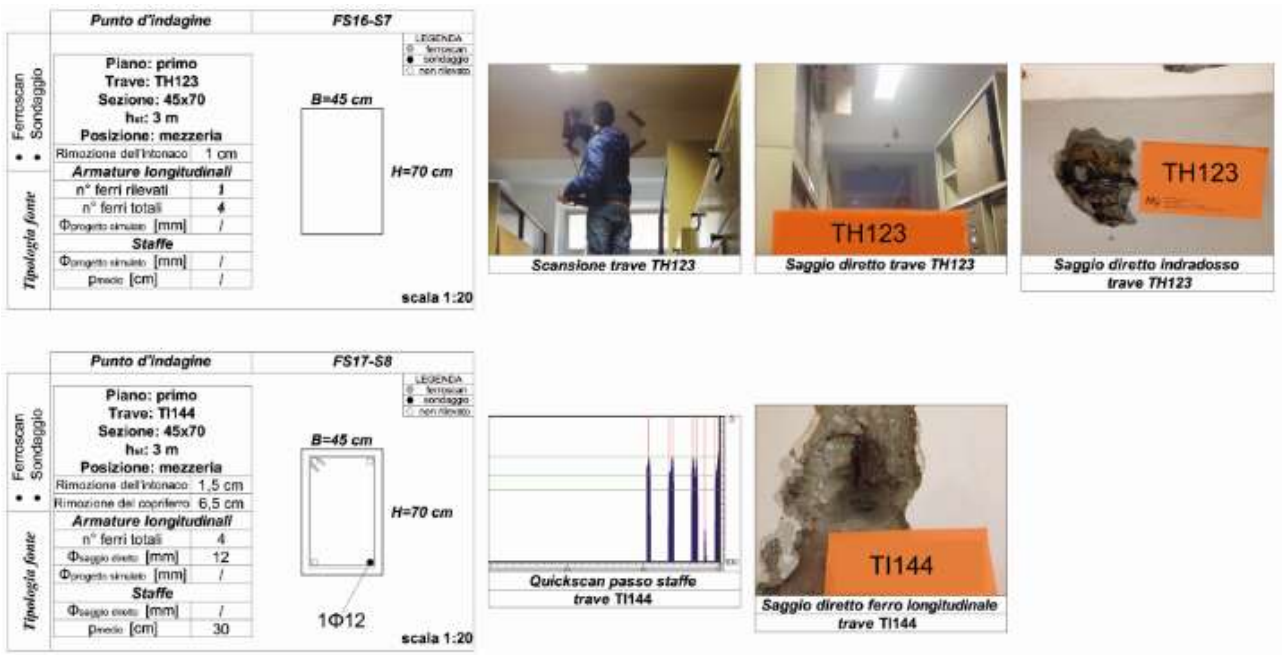


Figura 5.71 – Rilievo delle travi TH e TI al piano primo, nella zona limitrofa alla torre su via Baccarini.

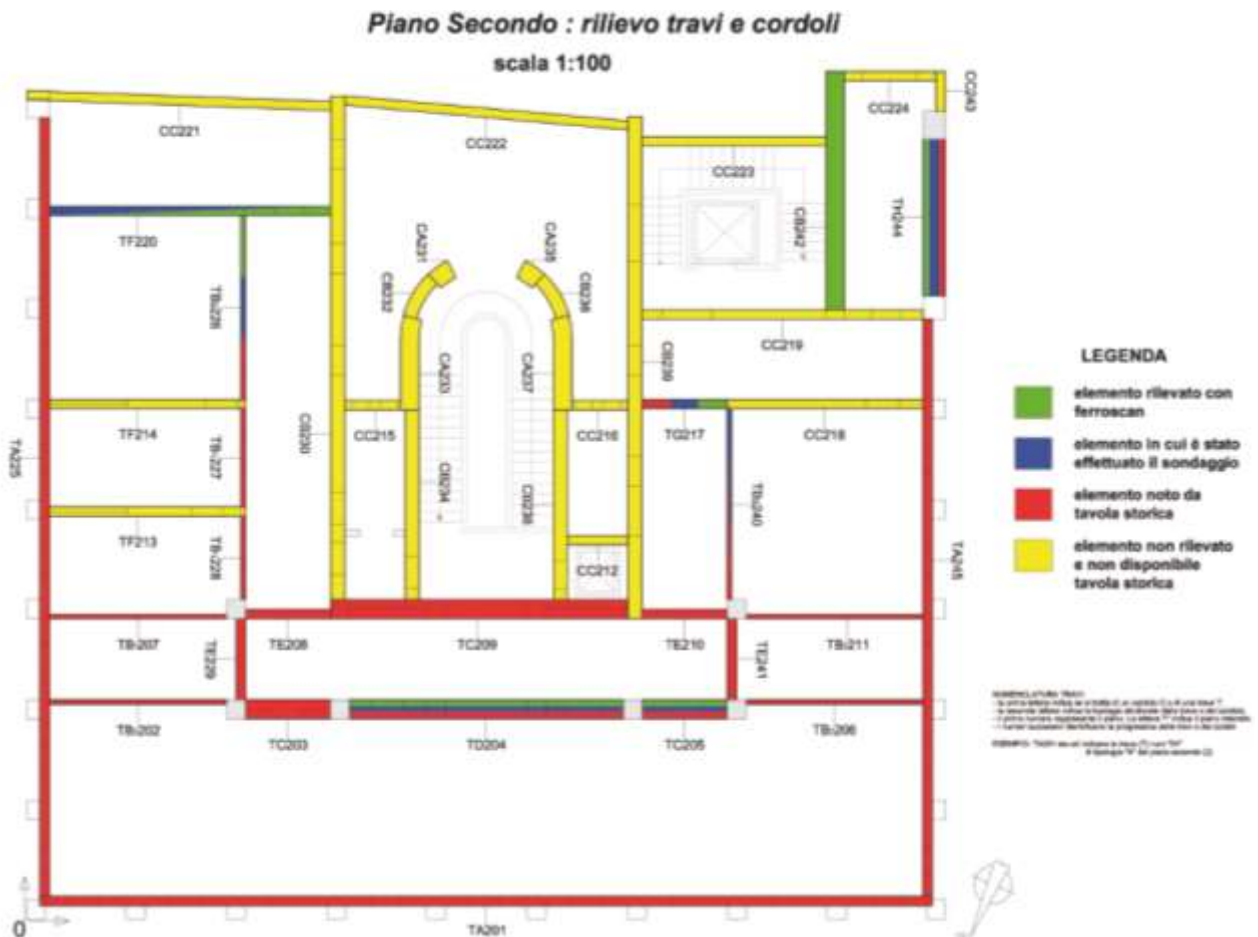


Figura 5.72 – Pianta con indicazione della nomenclatura adottata per le travi del piano secondo.

Per quanto riguarda le travi del piano secondo, l'attività di rilievo è stata principalmente finalizzata alla verifica delle informazioni – stavolta abbastanza dettagliate - contenute nel progetto preliminare. A tal fine, per ciascuna tipologia di trave individuata (TB, TC, TD, TH, secondo la nomenclatura di Figura 5.72) sono stati eseguiti sia un sondaggio diretto, che ha consentito la

misurazione delle barre, sia un'indagine pacometrica, che ha permesso di individuare il numero di ferri presenti (es. Figura 5.73, trave TB). Anche l'esame della trave TH (Figura 5.74), ubicata nella zona limitrofa alla torre su via Baccharini, ha confermato le informazioni storiche disponibili (stavolta desunte dal progetto preliminare della torre).

Da ultimo, è stato eseguito un saggio diretto corredato da rilievo pacometrico per la trave TF del piano secondo (Figura 5.75), il cui ingombro è indicato in tratteggio sulle sole tavole del progetto esecutivo del 1937. Le indagini in sito hanno inoltre permesso di verificare la presenza della trave TG in spessore di solaio, anch'essa presente solo negli esecutivi del 1937 (e indicata come “trave annegata”). Per la medesima trave sono stati effettuati ancora una volta sia le scansioni pacometriche, che un saggio diretto con misurazione dell'armatura.

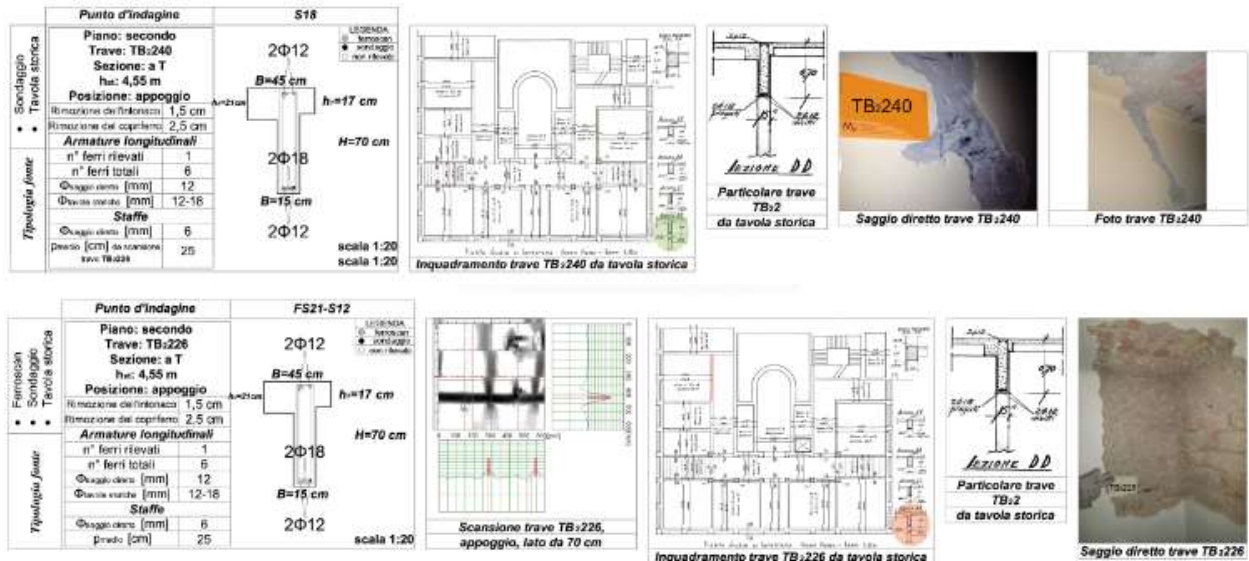


Figura 5.73 – Rilievo di due travi di tipologia TB al piano secondo.

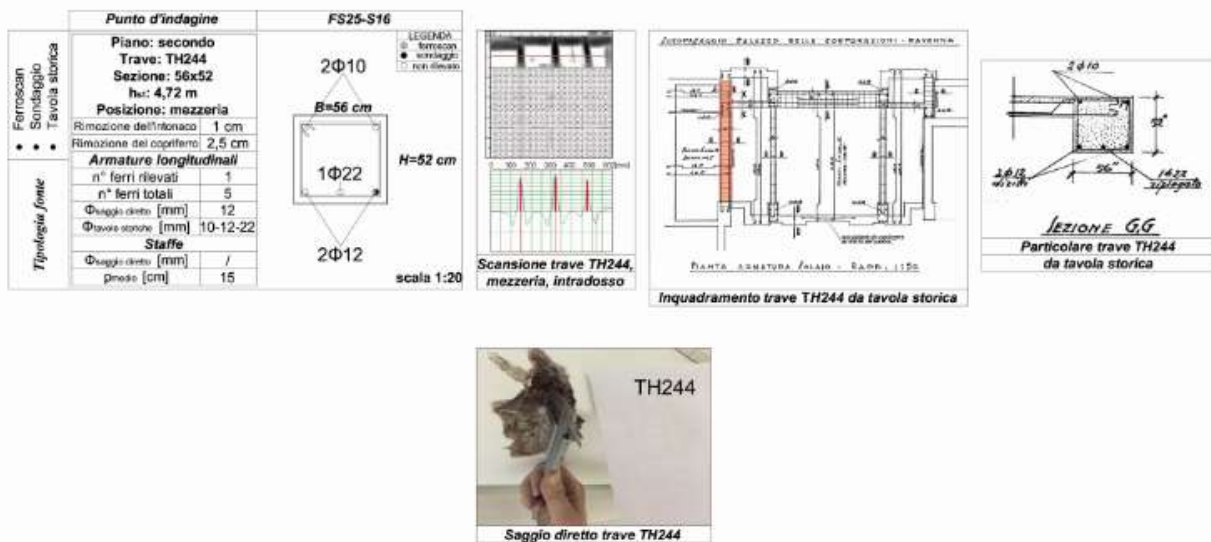


Figura 5.74 – Rilievo della trave TH al piano secondo.

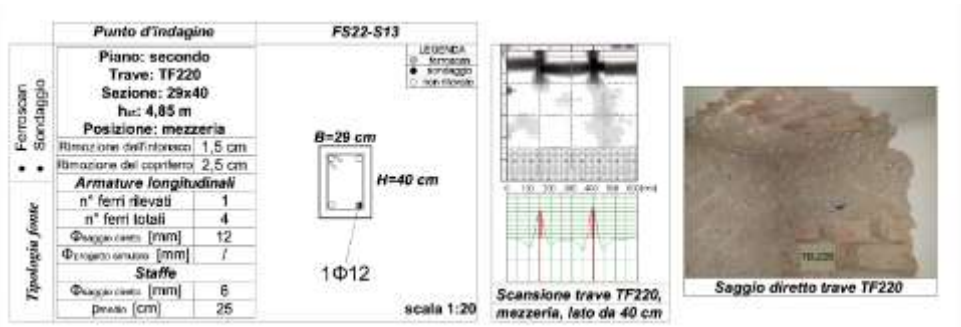


Figura 5.75 – Rilievo della trave TF al piano secondo.

Passando alle travi del piano terzo, anche in questo caso si dispone di informazioni sufficientemente approfondite desumibili dal progetto preliminare. Come anticipato, tali travi risultano nascoste dalla presenza di un controsoffitto fisso pesante che non si è potuto rimuovere in sede di rilievo. Si è quindi proceduto alla verifica a campione dell'armatura di una sola trave, accessibile da una delle tre botole già presente nel controsoffitto, che ha permesso di riconfermare quanto previsto da progetto originale (trave T3 di Figura 5.76). I risultati delle indagini e il confronto con la documentazione storica corrispondente sono mostrati in Figura 5.77. Dalla medesima botola si è inoltre potuto effettuare un esame visivo della trave TE che sorregge la muratura perimetrale del 4° piano (Figura 5.78); l'altezza della trave, misurata in modo approssimativo utilizzando un distanziometro laser, è risultata ancora una volta confrontabile con quella riportata nella documentazione esistente.

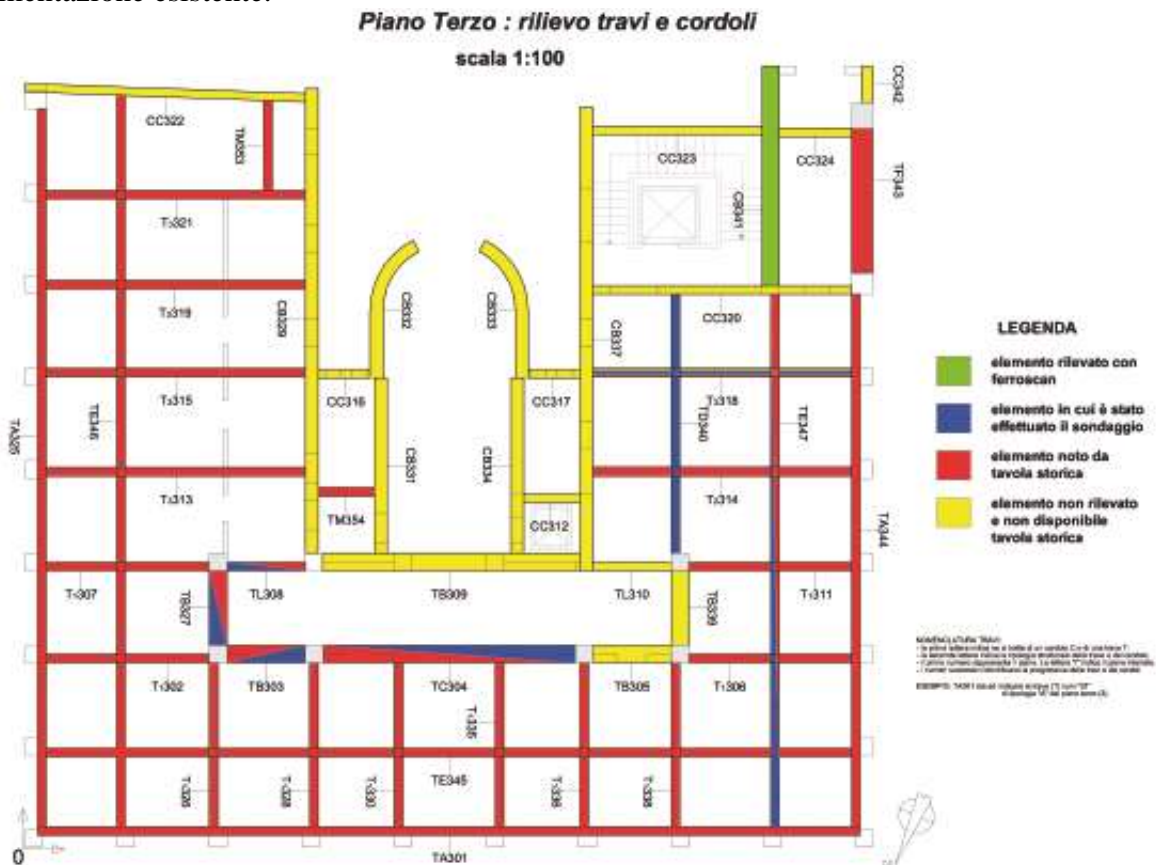


Figura 5.76 – Pianta con indicazione della nomenclatura adottata per le travi del piano terzo.

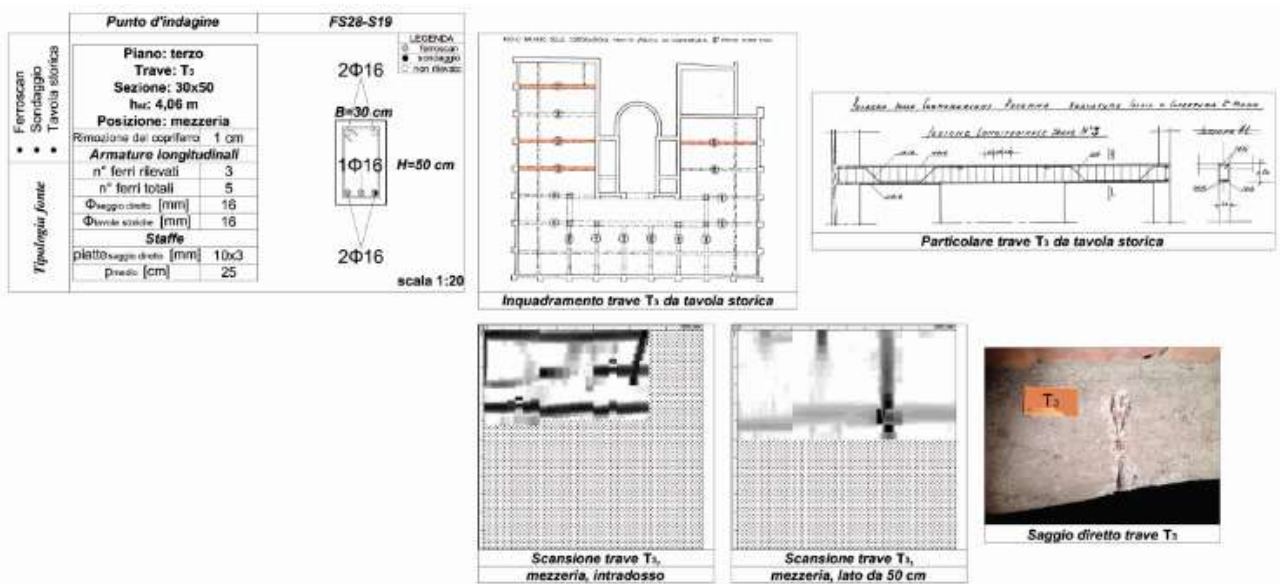


Figura 5.77 – Rilievo della trave T3 e confronto con la documentazione storica.

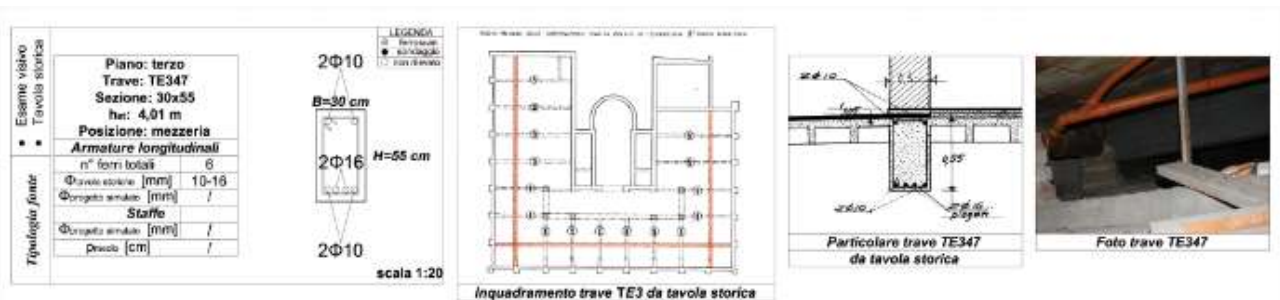


Figura 5.78 – Esame visivo delle travi del terzo piano a sostegno della muratura perimetrale del piano sovrastante (TE).



Figura 5.79 – Esame visivo delle travi del terzo piano poste in corrispondenza del corridoio centrale, lato Piazza.

Sempre sfruttando una delle botole esistenti, sono state inoltre controllate a vista la presenza e le dimensioni delle travi TB, TC e TL che interessano il corridoio principale nell'ala del fabbricato prospiciente Piazza Caduti della Libertà (es. Figura 5.79a-b). Non è stato invece possibile effettuare indagini più approfondite a causa delle ridotte dimensioni della botola e dell'eccessiva distanza tra la botola stessa e le travi in questione.

Sono state inoltre verificate le dimensioni e le armature degli elementi orizzontali in c.a. posti a lato del corridoio principale, a circa 50 cm al di sotto del controsoffitto (Figure 5.80 – 5.82). Tali elementi, di altezza pari a 20 cm, sono posizionati verticalmente lungo gli stessi allineamenti delle

travi alte al di sopra del controsoffitto, da cui risultano distanziati tramite l'interposizione di elementi in laterizio forato.

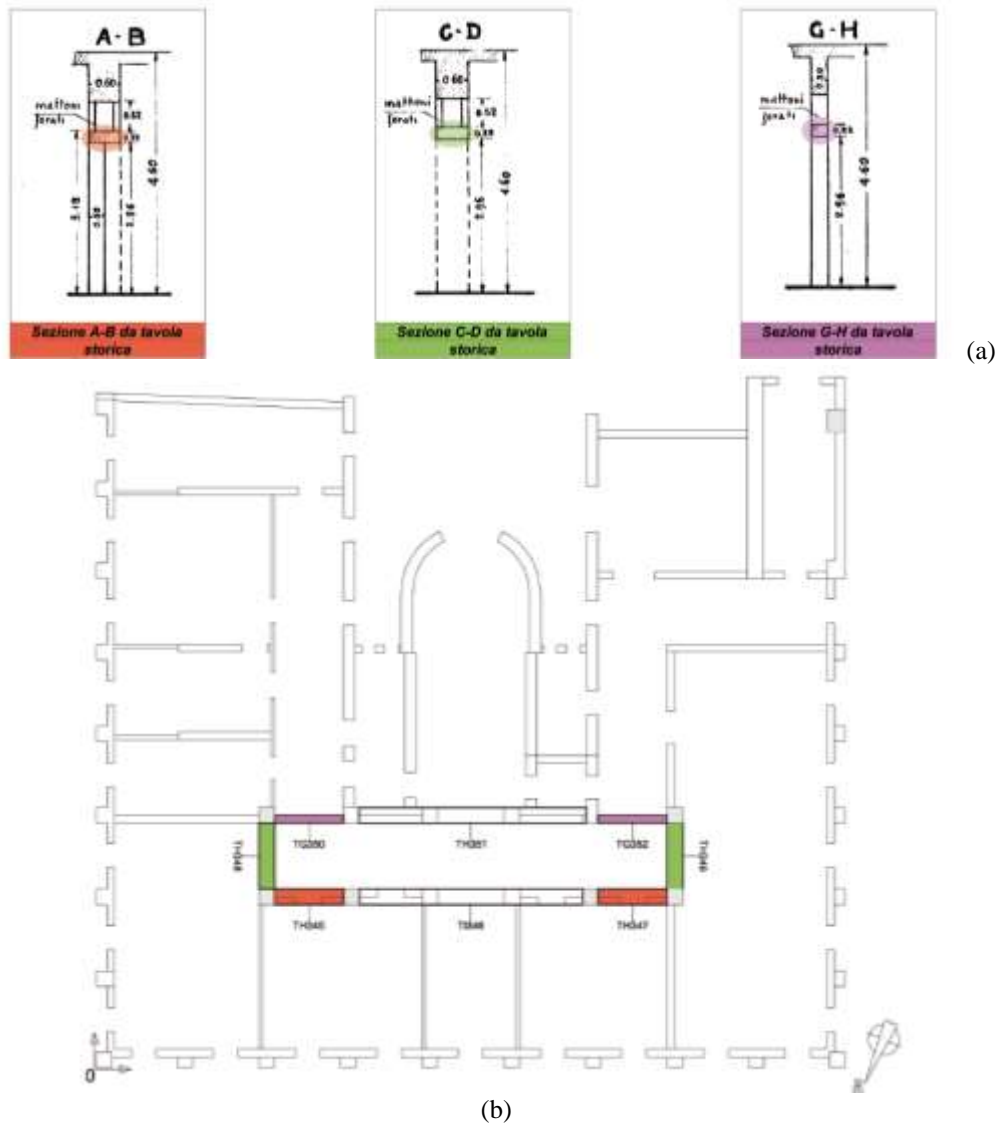


Figura 5.80 – (a) Elementi orizzontali in c.a. posti a lato del corridoio principale al piano terzo (da progetto preliminare); (b) pianta con indicazione della nomenclatura adottata per gli elementi orizzontali in c.a. lato corridoio al piano terzo.

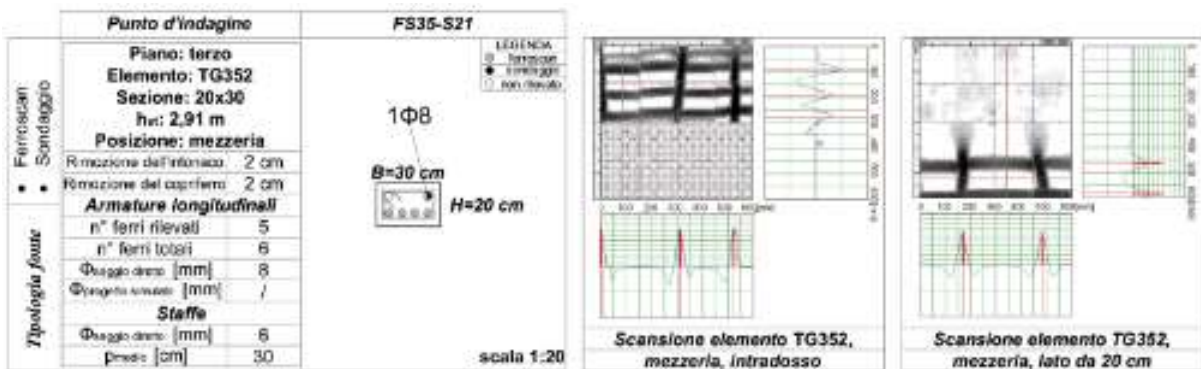


Figura 5.81 – Rilievo dell'elemento orizzontale in c.a. TG, lato corridoio principale al piano terzo.



Figura 5.82 – Rilievo dell'elemento orizzontale in c.a. TG, lato corridoio principale al piano terzo (foto dei sondaggi).

Per quanto riguarda infine il piano quarto, i rilievi sono stati limitati alla sola parte controsoffittata con elementi rimovibili, posta in corrispondenza del corridoio nella zona originariamente adibita ad appartamento, attualmente vuota e in parte utilizzata come archivio/deposito. Qui è stato possibile rilevare la trave TC (Figura 5.83), verificando ancora una volta la corrispondenza con le tavole storiche disponibili (Figura 5.84). Le rimanenti travi del piano, la cui posizione risulta nota dalle tavole del progetto preliminare, non sono invece risultate ispezionabili per la presenza di un controsoffitto fisso. Per la sola trave TB sono comunque disponibili gli esecutivi dell'epoca di costruzione.



Figura 5.83 – Pianta con indicazione della nomenclatura adottata per le travi del piano quarto.

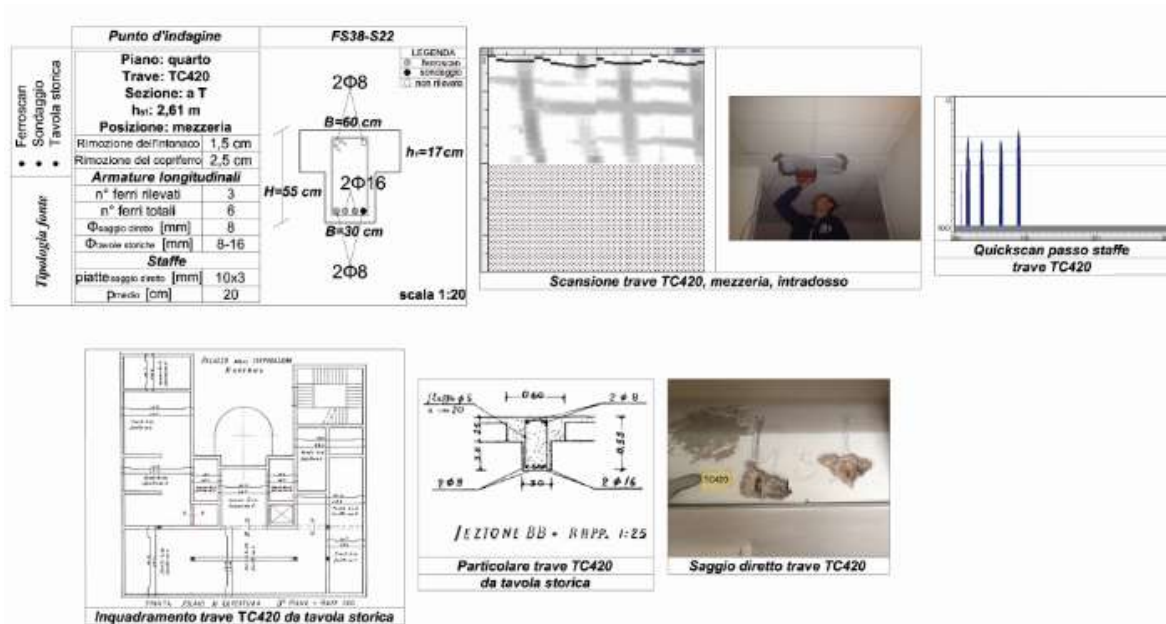


Figura 5.84 – Rilievo della trave TC al piano quarto e confronto con la documentazione storica disponibile.

Sempre al quarto piano si è infine rilevata l’armatura presente nel cordolo di coronamento del parapetto della terrazza tramite indagine pacometrica (Figura 5.85), verificando ancora una volta la buona attendibilità delle tavole storiche a disposizione.

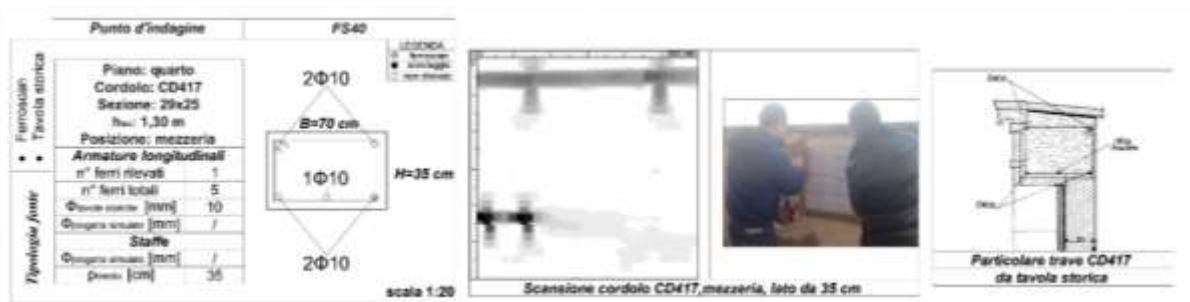


Figura 5.85 – Rilievo del cordolo di coronamento del parapetto della terrazza al piano quarto e confronto con la documentazione storica disponibile.

In sede di pianificazione delle indagini in sito è stata inoltre prevista una verifica del collegamento tra le pareti murarie ed i solai, che è risultato essere realizzato tramite *cordoli in cemento armato*, debolmente armati, come indicato anche sulle tavole storiche disponibili. La presenza dei cordoli è stata verificata predisponendo un opportuno sondaggio con rimozione dell’intonaco alla quota del solaio di copertura del piano terra; tale sondaggio, denominato S4 e approssimativamente allineato al saggio sulla muratura M5, è stato effettuato nel cortile esterno (Figura 5.86a). La messa a nudo di una barra di armatura con relativa misura del diametro ha evidenziato la presenza di ferri $\phi 10$; dalla scansione pacometrica è inoltre risultata la presenza di due barre nell’altezza del cordolo stesso (Figura 5.86b). Come detto, è stato anche scoperto un cordolo al secondo piano, in corrispondenza della scala secondaria; anche in questo caso, la scansione pacometrica ha evidenziato la presenza di due barre. La sola indagine pacometrica è stata inoltre estesa ad altri cordoli ai vari piani del fabbricato (1 al piano secondo – FS27, 1 al piano terzo – FS29, 1 al piano quarto – FS39), confermando sempre la presenza di due barre nello spessore, come indicato anche nelle tavole storiche.

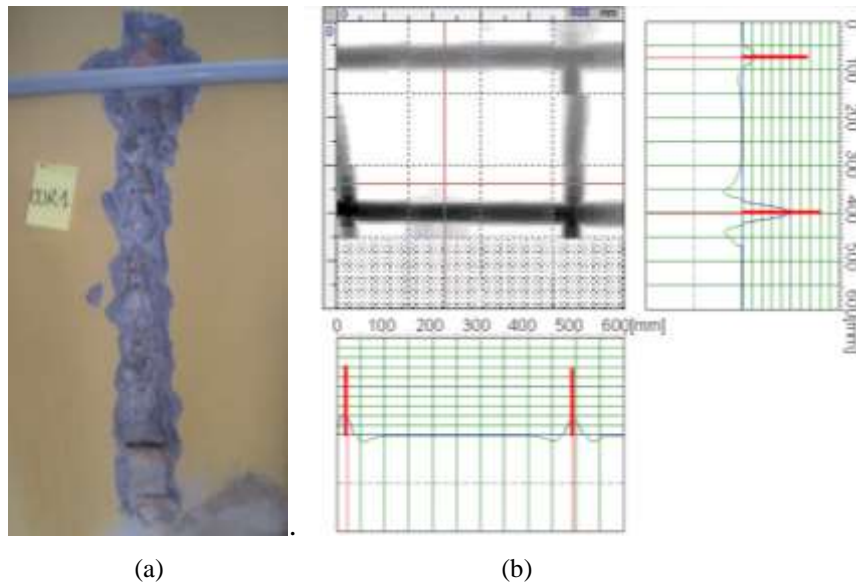


Figura 5.86 – Cordolo a livello del solaio di copertura del piano terra: (a) vista generale del sondaggio e (b) scansione pacometrica effettuata.

Tramite rimozione dell'intonaco è stata inoltre verificata la presenza del cordolo rampante a sostegno della scala principale (Figura 5.87); la relativa indagine pacometrica ha evidenziato la presenza di due barre longitudinali nell'altezza ad una distanza di circa 20 cm, confermando ancora una volta quanto indicato nella relativa tavola storica.

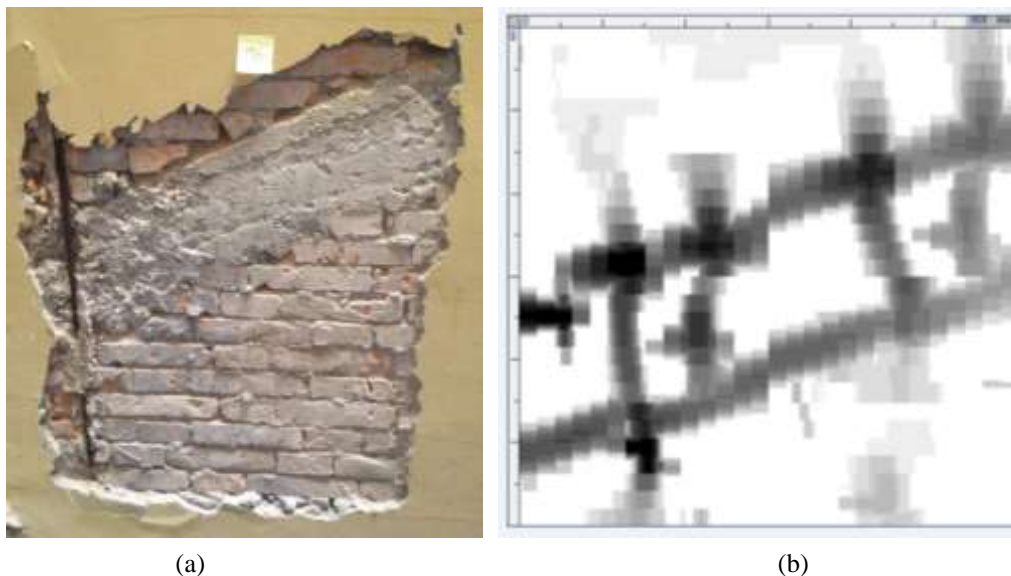


Figura 5.87 – Cordolo rampante a sostegno della scala principale: (a) vista generale del sondaggio e (b) scansione pacometrica effettuata.

5.4.3.2 Pilastri

Per quanto riguarda gli elementi verticali in c.a. (pilastri), sono state eseguite le seguenti indagini:

- piano terra: 1 saggio diretto con misurazione del diametro delle barre con calibro, e 2 indagini pacometriche;
- piano primo: 7 indagini pacometriche;
- piano secondo: 2 saggi diretti con misurazione del diametro delle barre con calibro, e 5 indagini pacometriche;
- piano terzo: 2 saggi diretti con misurazione del diametro delle barre con calibro, e 4 indagini pacometriche;

- piano quarto: 2 saggi diretti, di cui uno con misurazione del diametro delle barre con calibro, e 2 indagini pacometriche.

TIPOLOGIA INDAGINE (PILASTRI IN C.A.)	N° INDAGINI	SIGLA
Saggio diretto con rimozione copriferro e misurazione diametro barre con calibro	6	P004, P201, P202, P301, P303, P402
Saggio diretto con rimozione intonaco e parte del copriferro	1	P401
Indagine pacometrica (ferroscan)	20	P003-P004, P101-P107, P201-P205, P301-P304, P401-P402

Tabella 5.3 – Prospetto riassuntivo delle indagini sugli elementi verticali in c.a.

Come per le travi, anche per i pilastri i punti di sondaggio sono stati determinati sulla base dell'esame delle tavole storiche e hanno avuto come obiettivo sia la verifica dei dati disponibili, che l'acquisizione di informazioni sugli elementi più incerti. I maggiori dubbi hanno riguardato principalmente i pilastri in corrispondenza del giunto tecnico in prossimità della torre su via Baccarini, nonché i pilastri del quarto piano.

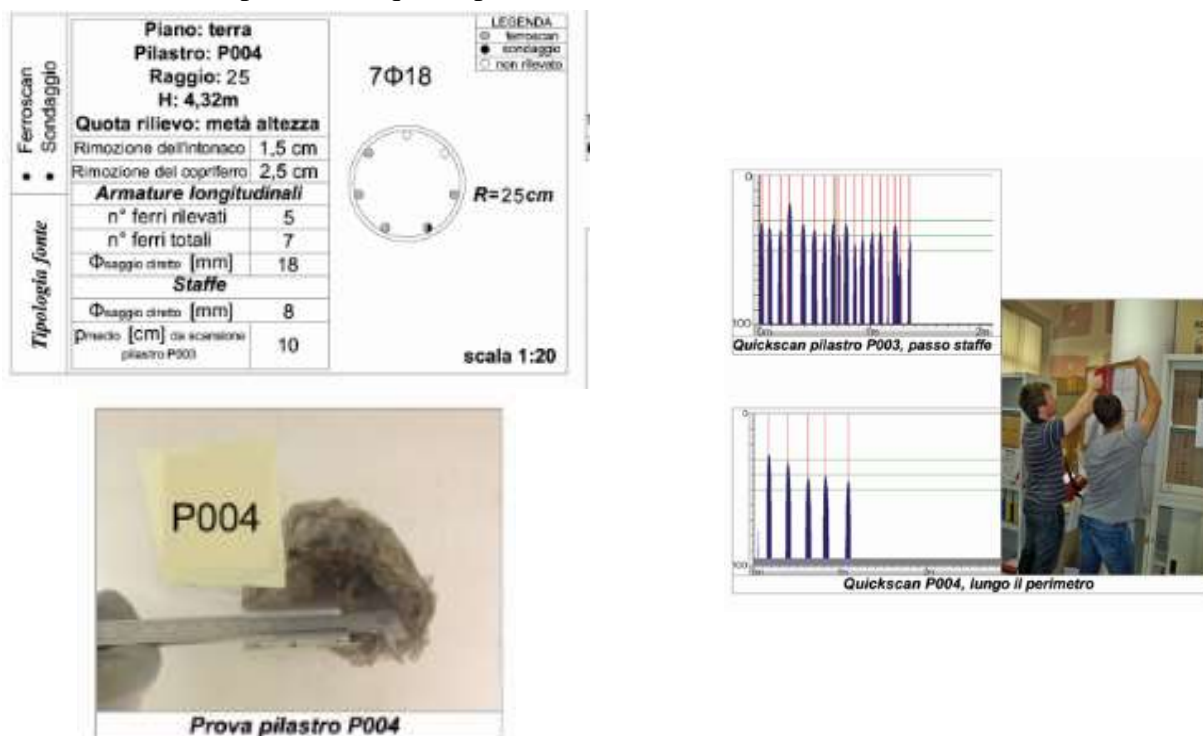


Figura 5.88 – Rilievo dei pilastri circolari al piano terra.

Al piano terra i rilievi si sono limitati ai soli pilastri interni circolari, dal momento che, come più volte ripetuto, non è stato possibile intervenire su quelli del porticato esterno data la presenza del rivestimento in finto travertino. La misura del diametro dei pilastri circolari è risultata di 50 cm, dato che risulta deducibile anche dalle tavole del progetto esecutivo del 1937. Le indagini pacometriche, concentrate nella sola zona adibita ad archivio, hanno inoltre confermato il numero di ferri (pari a 7) indicati nella documentazione storica. L'esecuzione di un sondaggio diretto ha permesso di stabilire il diametro delle barre longitudinali e delle staffe presenti, rispettivamente pari a 18 mm e 8 mm (Figura 5.88).



Figura 5.89 – Vista di alcuni pilastri al piano primo.

Al piano primo si è scelto di eseguire soltanto diffuse scansioni pacometriche, data la presenza di un intonaco più difficilmente ripristinabile (Figura 5.89). Le indagini condotte hanno permesso di confermare il numero di ferri indicati nelle tavole storiche, ovvero 4 a pilastro, nonché le dimensioni geometriche degli elementi stessi (Figura 5.90).

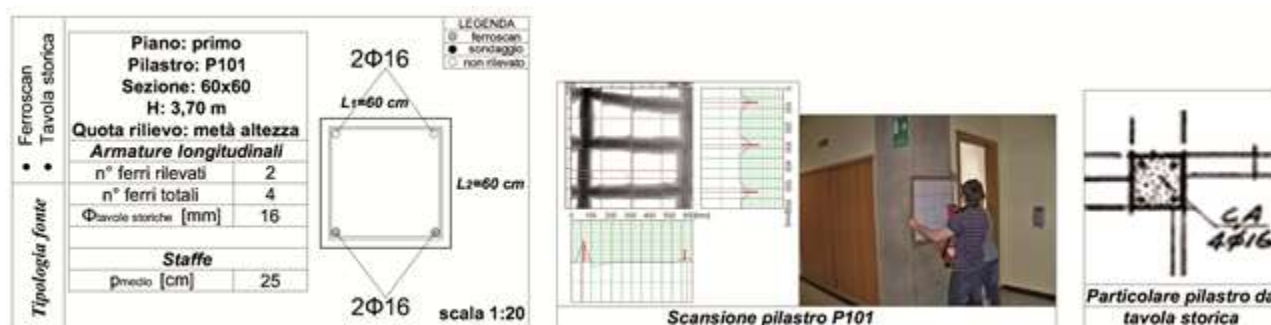


Figura 5.90 – Rilievo pacometrico dei pilastri interni al piano primo.

Sempre al piano primo, le indagini condotte sul pilastro in corrispondenza del giunto hanno permesso di verificare il numero di ferri presenti sul lato minore del pilastro (pari a 2; Figura 5.91); non è stato invece possibile effettuare alcun rilievo sul lato maggiore per la presenza di scaffalature a tutta altezza (il locale è infatti adibito ad archivio). Il passo delle staffe misurato sulla porzione di pilastro indagata è risultato doppio rispetto a quello riportato negli elaborati progettuali (50 cm contro 25 cm). Un esame più dettagliato del medesimo pilastro è stato comunque condotto al piano secondo, dove è stato possibile effettuare anche un saggio diretto, con misurazione del diametro di una barra longitudinale e di una staffa.

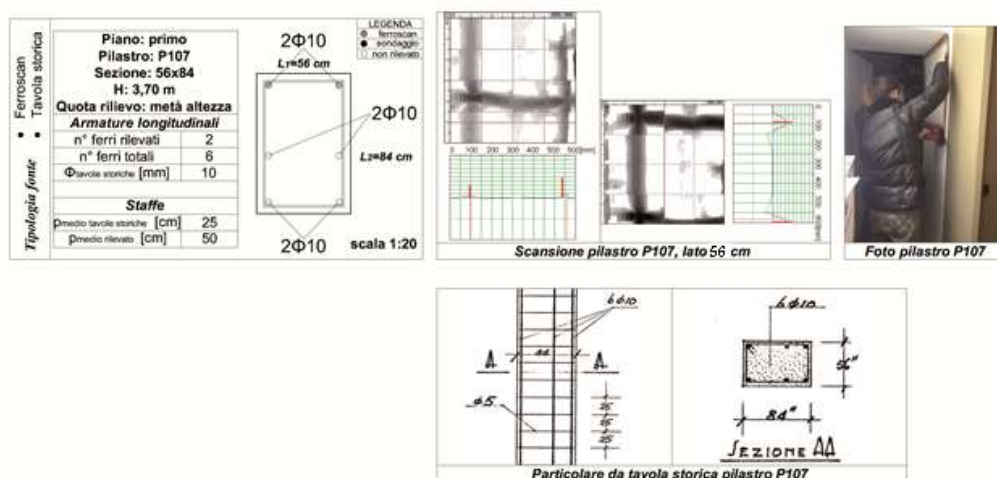


Figura 5.91 – Rilievo pacometrico del pilastro in corrispondenza del giunto al piano primo.

Nello specifico, il sondaggio, effettuato al piede del pilastro, ha portato alla messa a nudo del ferro

intermedio (posto a 56 cm dallo spigolo sinistro dell'elemento, si veda la Figura 5.92), mettendo in luce la presenza di una sovrapposizione, realizzata tramite legatura di due barre longitudinali. Il diametro di tali barre, pari a 12 mm, è apparso maggiore di quello dichiarato nelle tavole. Le staffe, di diametro pari a 6 mm, sono risultate in questo caso poste ad una distanza uguale a quella prevista in sede di progetto, ovvero 25 cm. Sempre al piano secondo, sono state inoltre effettuate delle scansioni pacometriche su 4 pilastri interni posti lungo lo stesso allineamento del corridoio principale; alla quota del secondo piano è stato inoltre eseguito un saggio diretto che ha permesso di rilevare il diametro di uno dei ferri longitudinali.

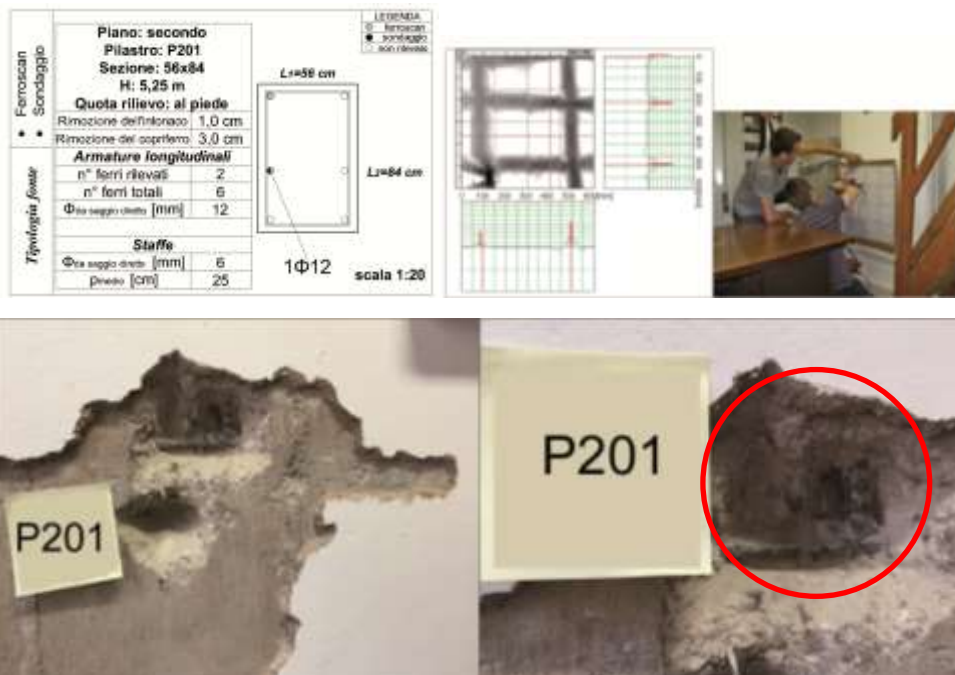


Figura 5.92 – Rilievo pacometrico e saggio diretto sul pilastro in corrispondenza del giunto al piano secondo.

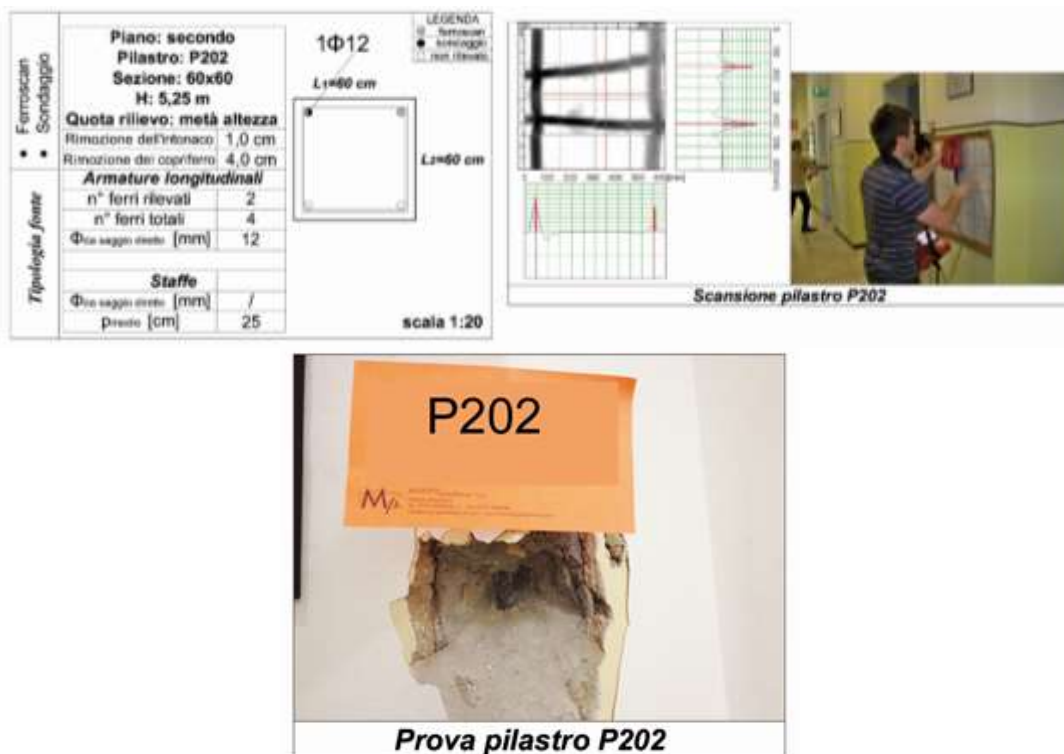


Figura 5.93 – Rilievo pacometrico e saggio diretto su uno dei pilastri interni al piano secondo.

Come si vede da Figura 5.93, è risultato un diametro del ferro longitudinale pari a 12 mm; tale

misurazione potrebbe tuttavia non essere del tutto precisa, date le difficoltà incontrate nella messa a nudo del ferro, posto molto in profondità (con rimozione di oltre 5 cm di ricoprimento).

Si ricorda che, per questi pilastri interni, le tavole storiche riportano soltanto il numero di ferri presenti (pari a 4), mentre un'indicazione del diametro viene fornita per il solo piano primo (dove dovrebbero essere presenti dei $\phi 16$). Le staffe, individuate solo tramite scansione pacometrica, sono risultate disposte ad un passo di 25 cm. Passando ad esaminare i pilastri interni del terzo piano, le scansioni effettuate hanno nuovamente confermato la presenza di 4 ferri. Riguardo al rilievo dei diametri con calibro, anche in questo caso le misurazioni condotte sono risultate affette da incertezze legate alle difficoltà di messa a nudo delle barre; lo spessore dei ricoprimenti è infatti nuovamente risultato molto elevato (dell'ordine di 5.5 cm). Per entrambi i pilastri esaminati è stata comunque riscontrata la presenza di barre $\phi 12$, confermando il dato rilevato per il pilastro P202 al piano sottostante. Le staffe sono invece risultate piatte (di dimensione pari a 10 mm x 3 mm), con passo pari a 25 cm.

Sempre al piano terzo è stata infine effettuata una scansione sul pilastro posto in corrispondenza del giunto tra l'edificio in esame e la torre su via Baccarini. Come si vede dalla Figura 5.94, la scansione è stata effettuata in esterno, sul terrazzino della stanza server, e ha messo in luce la presenza di due barre, poste ad un interasse di circa 50 cm, come risulterebbe anche da tavola storica. Le staffe sono in questo caso caratterizzate da un passo di 30 cm.

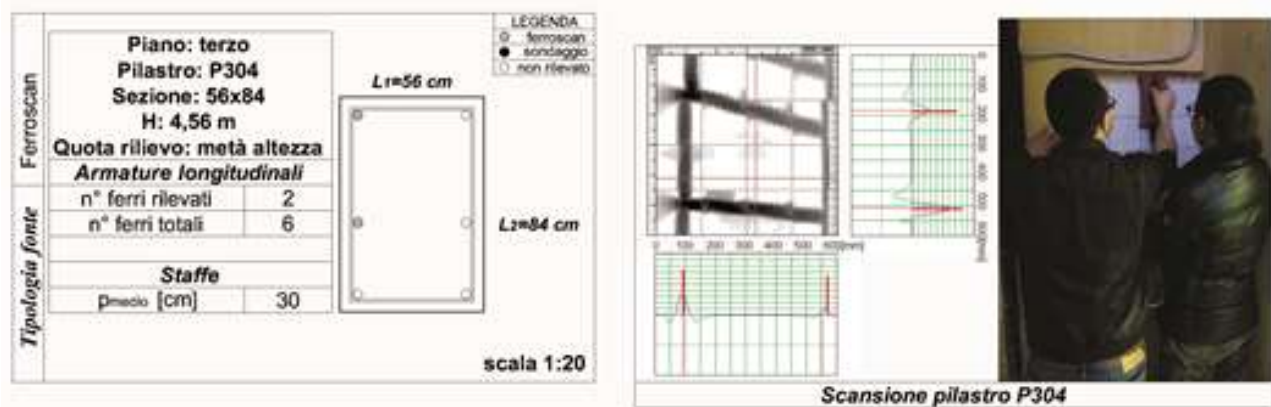


Figura 5.94 – Rilievo pacometrico del pilastro in prossimità del giunto al piano terzo.

Al piano quarto, le indagini sono state concentrate sui due pilastri in c.a. indicati nel progetto esecutivo del 1937; in entrambi i casi, si è proceduto ad eseguire un sondaggio diretto con rimozione dell'intonaco. La presenza di una controparete in laterizio ha reso tuttavia difficile il raggiungimento della superficie in c.a.; nel caso del pilastro P401, non è stato infatti possibile procedere alla successiva rimozione del copriferro e messa a nudo delle barre (Figura 5.95a).

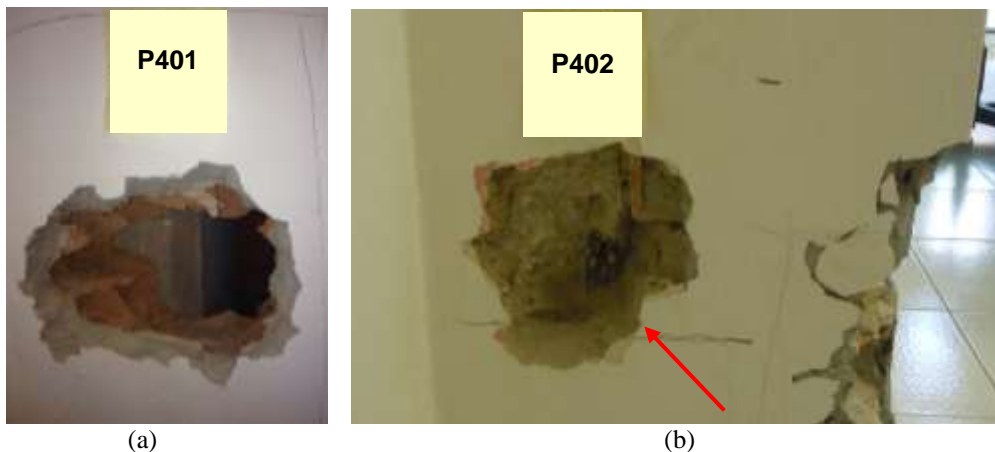


Figura 5.95 – Sondaggio sui pilastri interni (a) P401 e (b) P402 al piano quarto.

Nel caso invece del pilastro 402 (Figura 5.95b), uno dei lati rivestiti è risultato più facilmente accessibile, permettendo di verificare – anche se con difficoltà - il diametro di barre longitudinali e staffe, rispettivamente pari a 12 mm e 6 mm. Il passo delle staffe è risultato anche in questo caso pari a 25 cm.

E' stata infine effettuata la rimozione di una porzione di intonaco e controparete in laterizio in corrispondenza del pilastro interno che, secondo il progetto esecutivo del 1937, dovrebbe essere in muratura; in questo caso, non è stato effettivamente ritrovato alcun elemento in c.a., mentre l'esecuzione di un foro con trapano ha evidenziato la presenza di mattoni pieni.

La schedatura degli elementi in c.a. è riportata in modo completo in Appendice 5, cui si rimanda per maggiori dettagli. Si sottolinea che possono essere presenti alcune discrepanze tra la nomenclatura riportata nei post-it visibili nelle foto dei sondaggi e quella effettivamente adottata in sede di rielaborazione dei dati raccolti.

5.4.4 Orizzontamenti

Per quanto riguarda gli impalcati, in linea generale dall'esame delle tavole storiche è stato possibile reperire per ogni piano la tipologia di solaio, l'altezza della parte strutturale, il numero di ferri longitudinali presenti e l'orditura. Tuttavia, si è ritenuto necessario verificare, in una prima fase per lo meno a campione, le informazioni contenute nelle tavole.

Poche informazioni sono state desunte da rilievi a vista di piccole porzioni di intradosso di solaio prive di intonaco. Come già osservato, nella porzione di fabbricato interrata, originariamente adibita a rifugio antiaereo e attualmente dismessa, i solai risultano a vista in diversi punti, con presenza di pignatte sfondellate e messa a nudo delle barre di armatura. Ciò risulta in contrasto con quanto indicato in una delle tavole storiche del progetto preliminare, che faceva riferimento ad una soletta in c.a. e non ad un solaio latero-cementizio per la copertura di tale locale. Si ricorda comunque che anche la geometria dei vani del piano interrato non risulta identica a quella prevista da progetto originario, dal momento che il primo locale raggiungibile dalla botola è in realtà molto più stretto e somiglia maggiormente al corridoio individuabile sulle tavole.

Un'altra limitata porzione di solaio a vista è presente al piano terra, in un piccolo disimpegno posto a sinistra della scala principale, nella parte adibita ad archivio/deposito (lato via Mazzini, Figura 5.96a). Il solaio in questione appartiene alla tipologia latero-cementizia e presenta un'orditura monodirezionale, in accordo con quanto previsto nella documentazione storica.

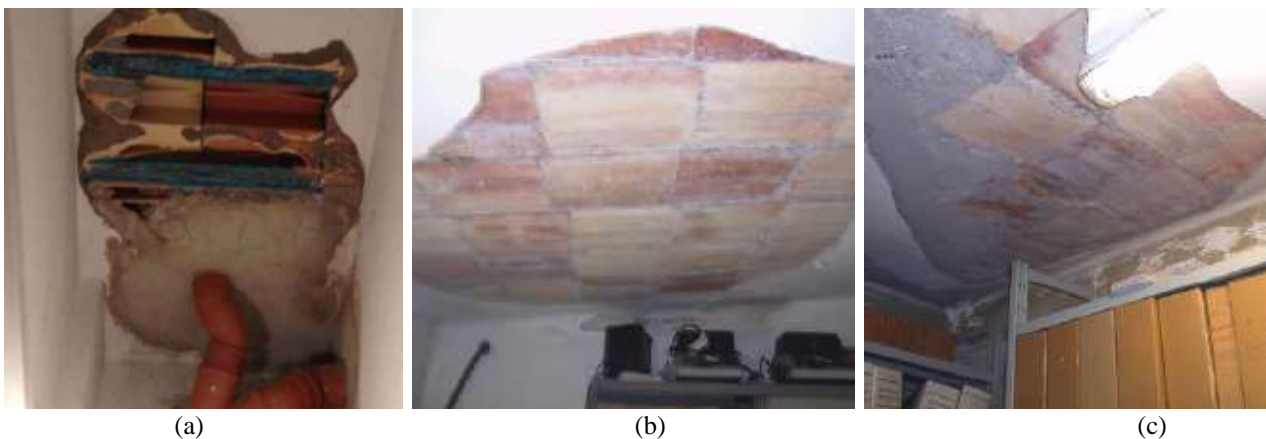


Figura 5.96 – Porzione di solaio latero-cementizio a vista: (a) al piano terra; al piano quinto nell'ala prospiciente (b) via Baccarini e (c) via Mazzini.

Altre porzioni di solaio latero-cementizio a vista sono infine presenti nei locali del piano quinto prospicienti via Baccarini e via Mazzini (Figura 5.96), anch'essi adibiti ad archivio/deposito. Le orditure rilevate hanno nuovamente confermato quanto indicato negli elaborati storici.

Per quanto riguarda invece i rilievi condotti sugli orizzontamenti, a tutti i piani dell'edificio essi sono prevalentemente consistiti nella rimozione dell'intonaco all'intradosso e nella misura del loro

spessore totale (tramite foro con trapano) e di quello del pacchetto non strutturale sovrastante, con determinazione della relativa stratigrafia tramite microcarotaggio fino all'estradosso della pignatta. Tramite la rimozione dell'intonaco all'intradosso si è potuto determinare la tipologia di solaio, l'orditura e, ove possibile, il numero e il diametro dei ferri longitudinali presenti. Altre indagini, unicamente mirate alla determinazione dell'orditura dei solai, sono state condotte effettuando rilievi pacometrici. Dove non è stato possibile effettuare alcun tipo di indagini, o per l'inaccessibilità del locale o per la presenza di un controsoffitto non smontabile, sono state mantenute le informazioni contenute nelle tavole storiche.

Il prospetto di sintesi delle indagini svolte sugli orizzontamenti è riportato in Tabella 5.4, mentre la posizione dei punti di sondaggio è indicata nelle Figure 5.97 – 5.99 per i diversi piani del fabbricato; per maggiori dettagli sulle singole indagini si rimanda comunque all'Appendice 5. Anche in questo caso, si sottolinea che nell'Appendice possono essere presenti delle discrepanze tra il nome con cui si è indicato il sondaggio e la sigla riportata sui post-it visibili nelle fotografie, a causa dell'inevitabile variazione della posizione e del numero di rilievi effettivamente eseguiti rispetto a quelli originariamente previsti, con conseguente riordino e ri-numerazione dei punti di sondaggio.

TIPOLOGIA INDAGINE	N° INDAGINI	SIGLA
Esame visivo per individuare tipologia solaio, geometria degli elementi costituenti e orditura, con eventuale misura del diametro delle barre mediante calibro:	24	
- <i>senza rimozione intonaco</i>	5	V1, V6, V9, V11, V12
- <i>previa rimozione dell'intonaco</i>	10	R1 - R10
- <i>previa rimozione controsoffitto mobile</i>	7	V2, V3, V4, V5, V7, V8, V10
- <i>previo taglio controsoffitto fisso</i>	2	D1, D2
Determinazione dello spessore totale del solaio tramite foro con trapano	2	F1 – F2
Determinazione della stratigrafia tramite microcarotaggio fino ad estradosso soletta	8	C1 – C8
Indagini pacometriche per rilievo orditure mediante:	26	
- <i>ferroscan</i>	18	FS1- FS18
- <i>quickscan</i>	8	QS1-QS8

Tabella 5.4 – Prospetto riassuntivo delle indagini sui solai.

Partendo dal piano terra, si è scelto di concentrare maggiormente le indagini nella zona prospiciente Piazza Caduti per la Libertà.

Nella zona occupata dal porticato esterno, interessata dal transito di numerosi pedoni nell'arco dell'intera giornata, si è preferito effettuare soltanto indagini di tipo non distruttivo (ovvero scansioni pacometriche) che hanno permesso di individuare l'orditura dei solai e l'interesse tra le nervature.

Le indagini hanno evidenziato la presenza, nelle zone d'angolo del porticato, di un solaio a piastra in c.a. con armature disposte a raggera (Figura 5.100; punti FS1, FS2, FS3, FS7 in Figura 5.79), in

accordo con quanto indicato in una delle tavole storiche rinvenute (riquadro verde), riportata per comodità di lettura in Figura 5.101. Anche il passo delle barre rilevato tramite scansione (compreso tra 10 e 20 cm a seconda della zona) è confrontabile con quello indicato nelle tavole originali (18-30 cm). Sulla medesima porzione di solaio, nella parte di fabbricato destinata ad archivio/deposito, è stata inoltre effettuata una rimozione dell'intonaco, che ha effettivamente messo in luce la presenza di una piastra continua in c.a. (Figura 5.100; punto R1 in Figura 5.97).

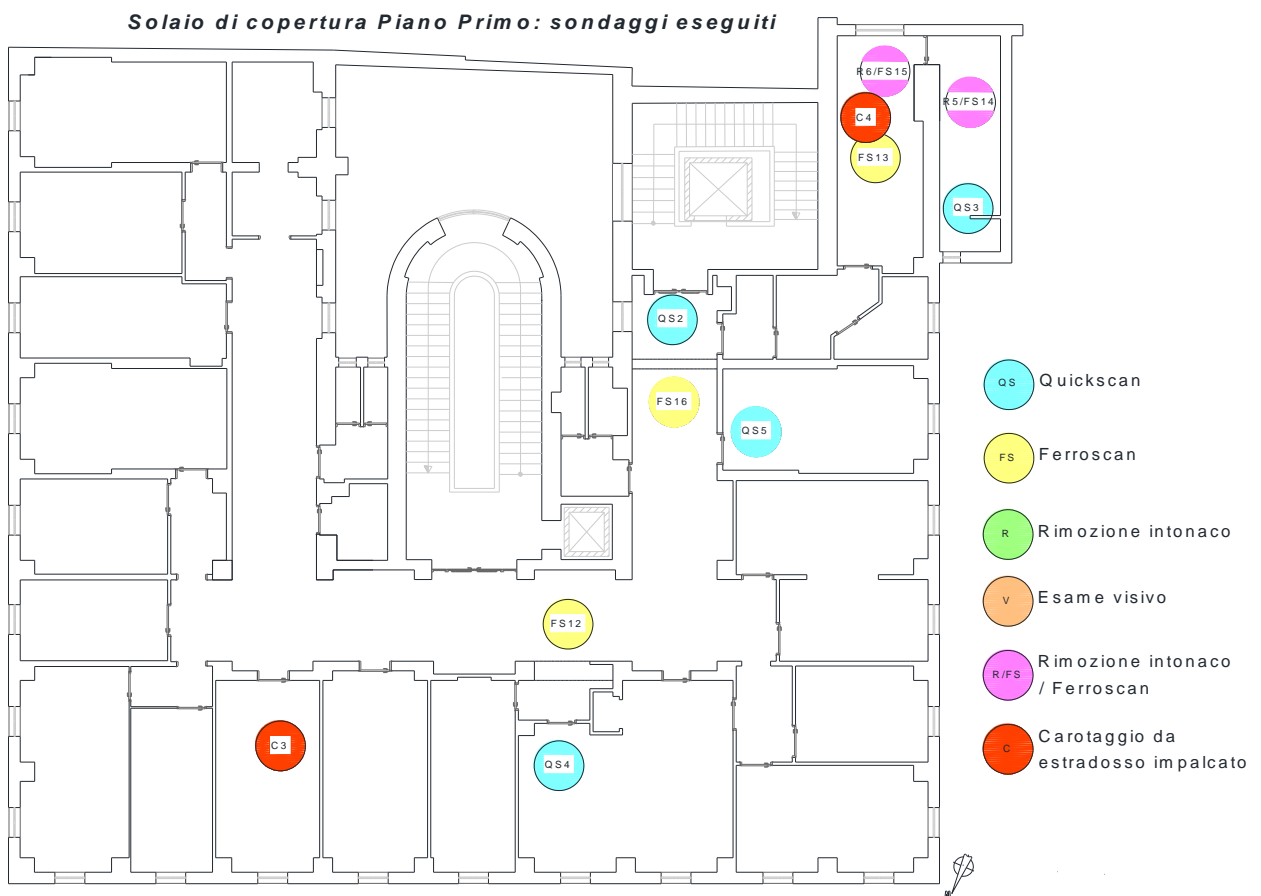
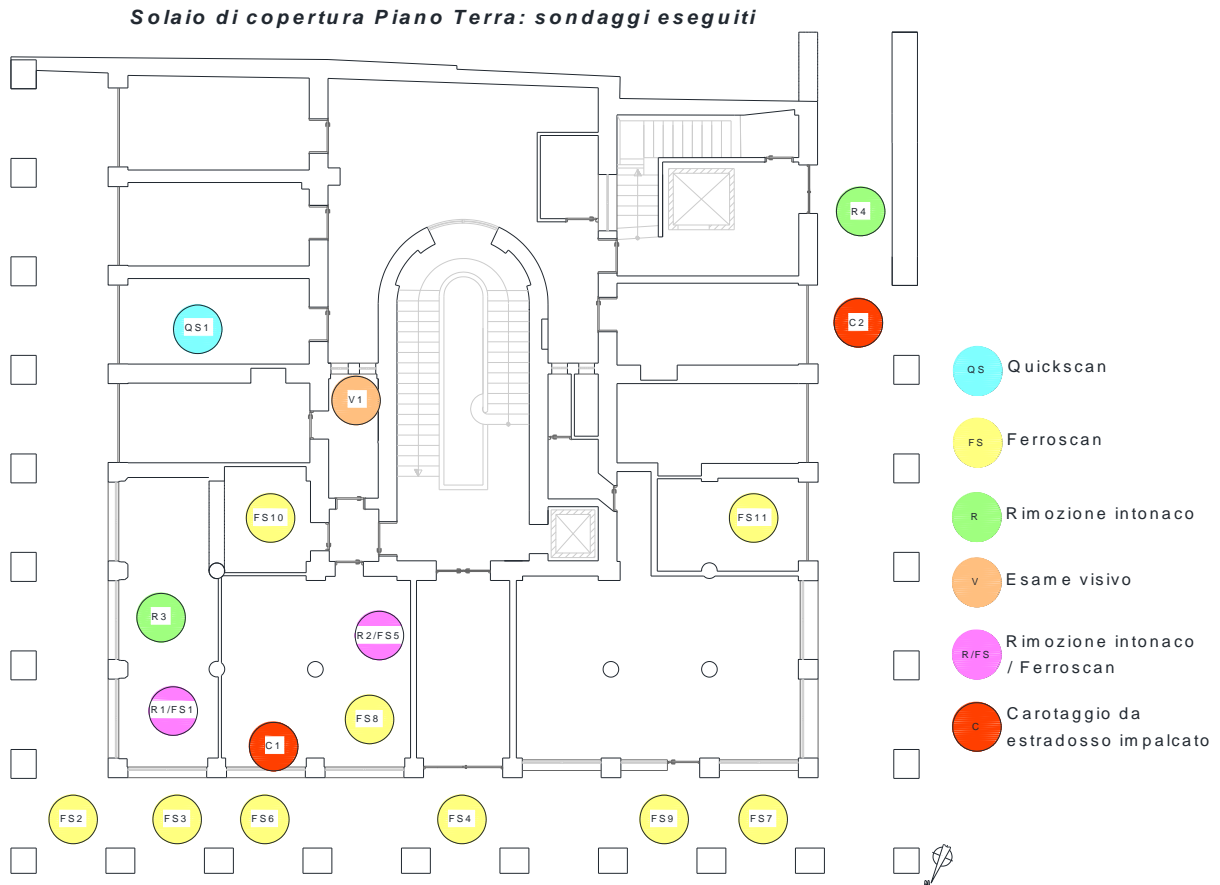


Figura 5.97 – Pianta chiave con indicazione dei punti di sondaggio sui solai ai piani terra e primo.

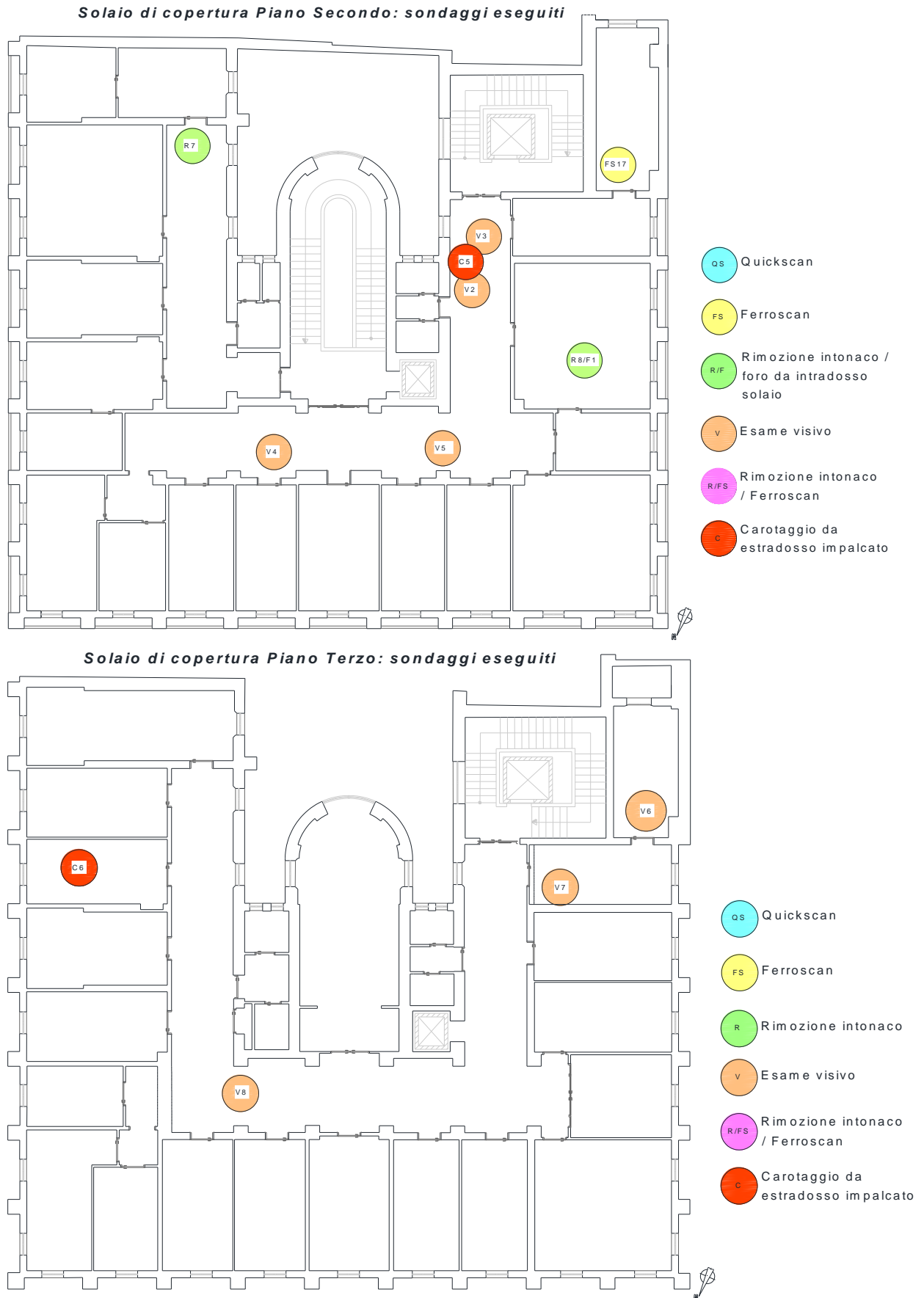
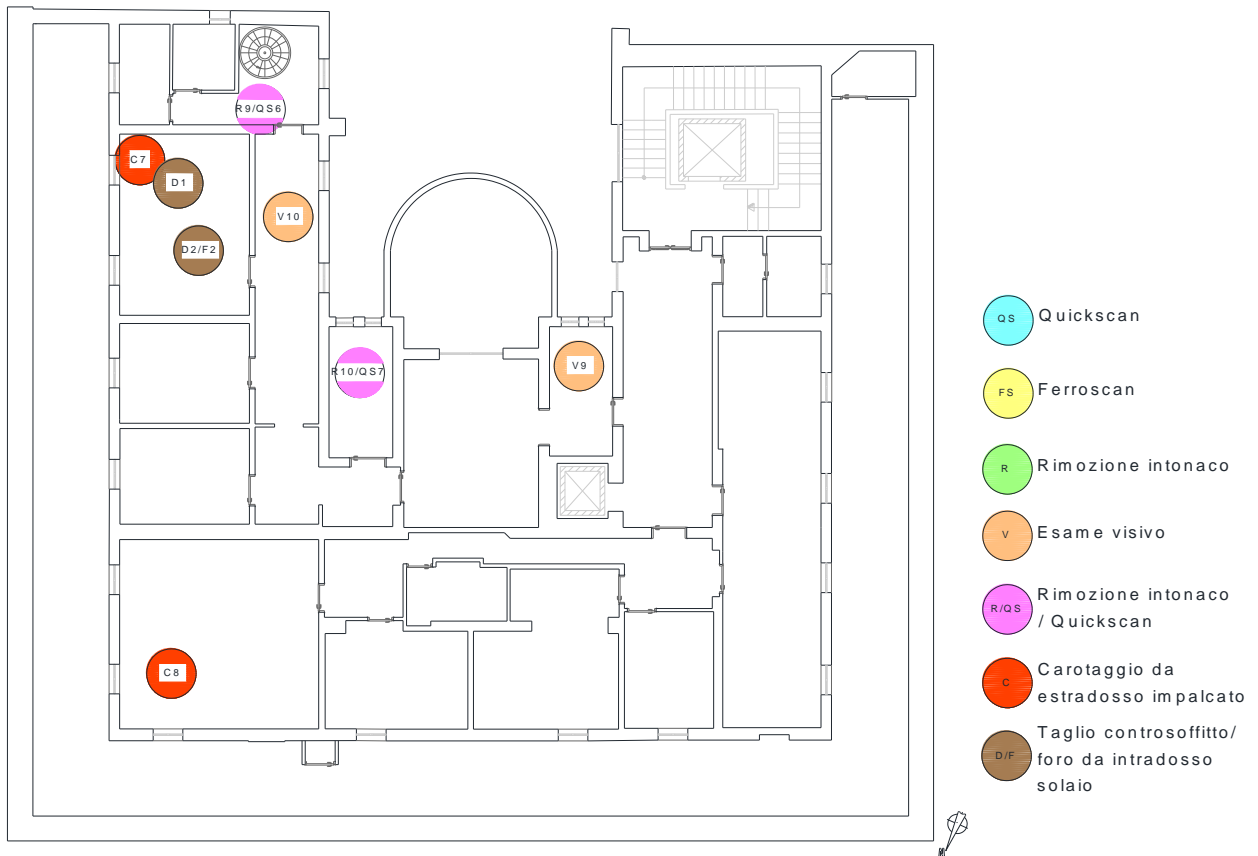


Figura 5.98 – Pianta chiave con indicazione dei punti di sondaggio sui solai ai piani secondo e terzo.

Solaio di copertura Piano Quarto: sondaggi eseguiti



Solaio di copertura Piano Quinto: sondaggi eseguiti

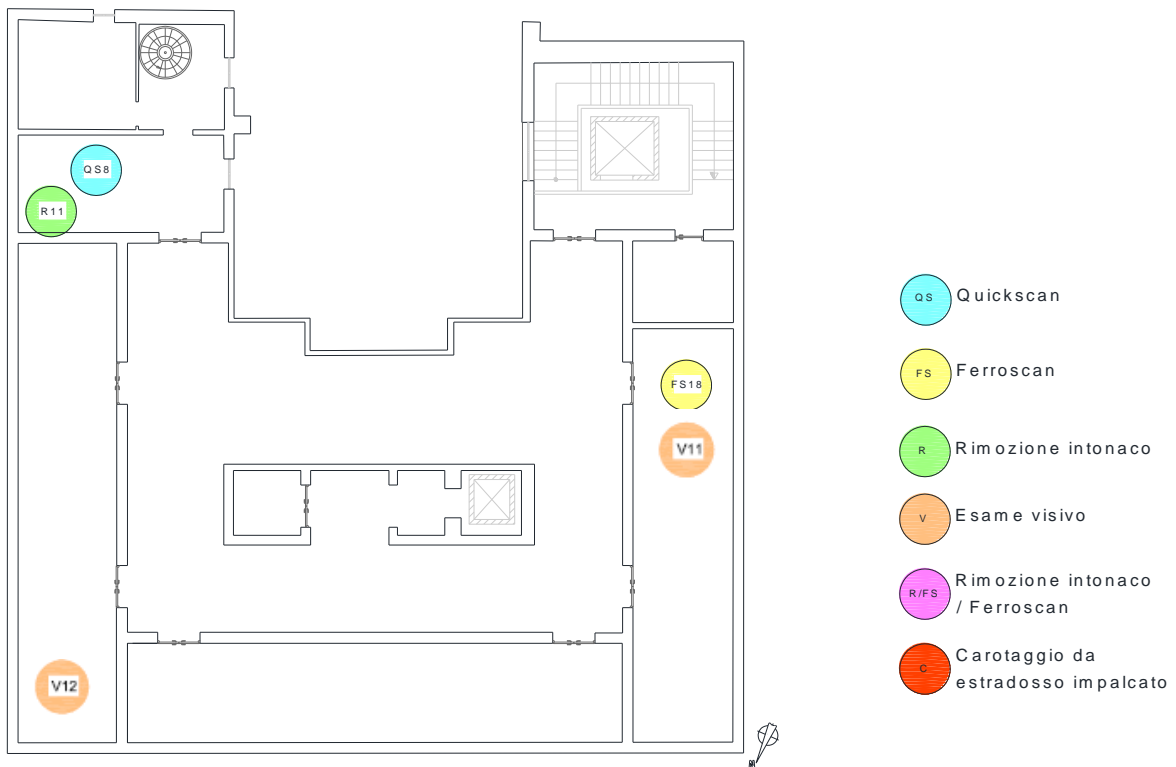


Figura 5.99 – Pianta chiave con indicazione dei punti di sondaggio sui solai ai piani quarto e quinto.

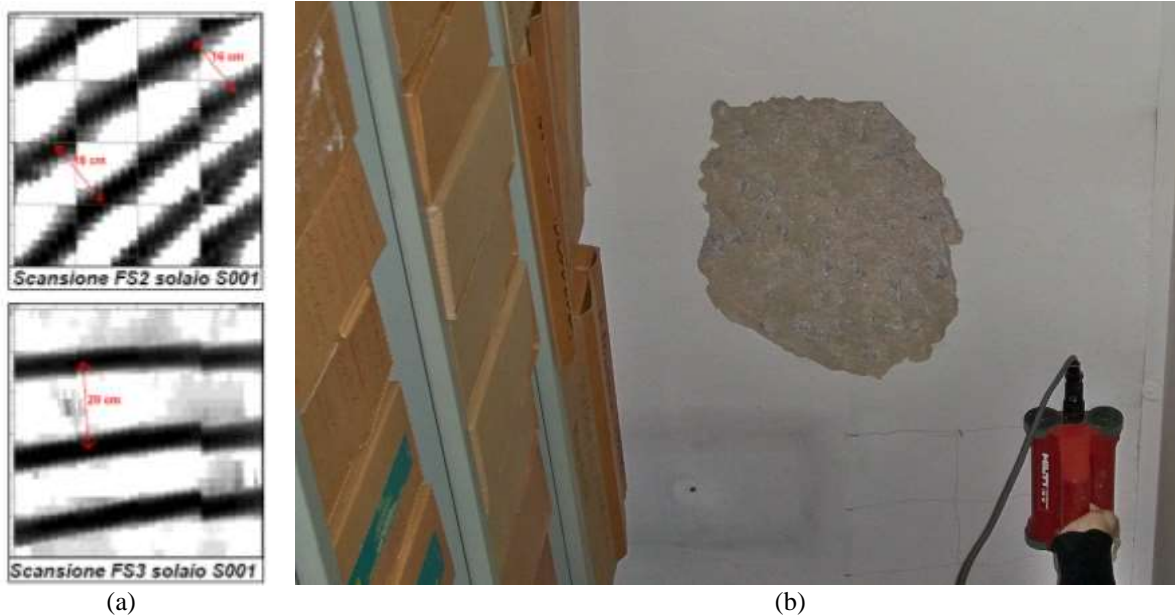


Figura 5.100 – Rilievo solaio a piastra nella zona d’angolo del porticato su Piazza Caduti per la Libertà, piano terra: scansione pacometrica e (b) rimozione dell’intonaco all’intradosso.

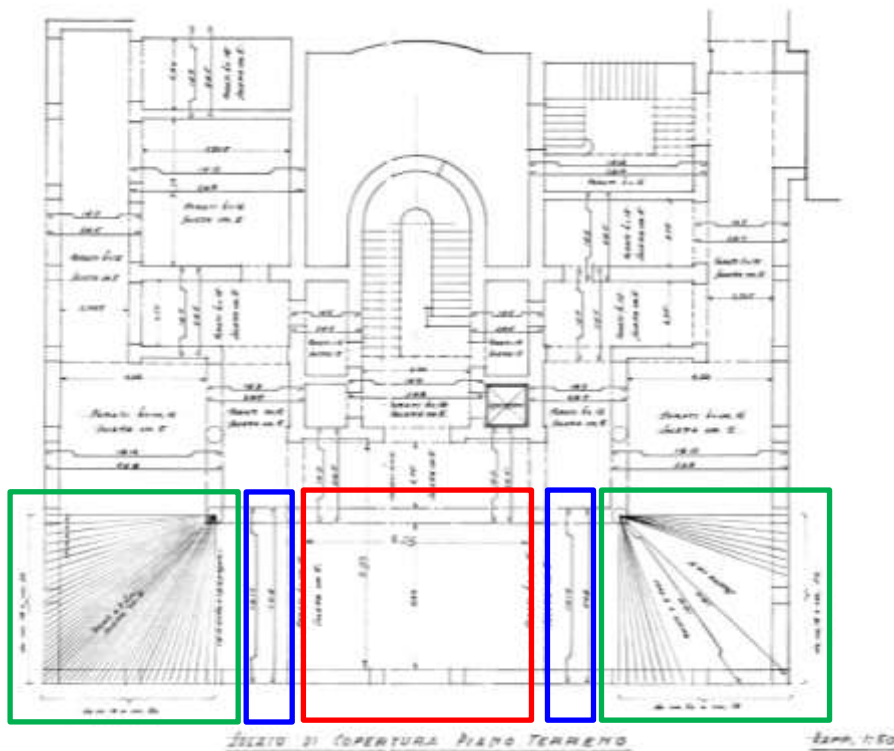
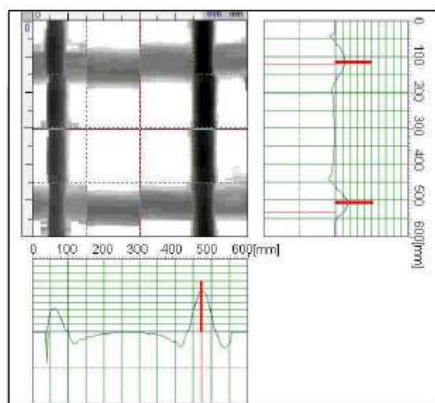


Figura 5.101 – Indicazione delle orditure e delle armature dei solai a piano terra, progetto preliminare.

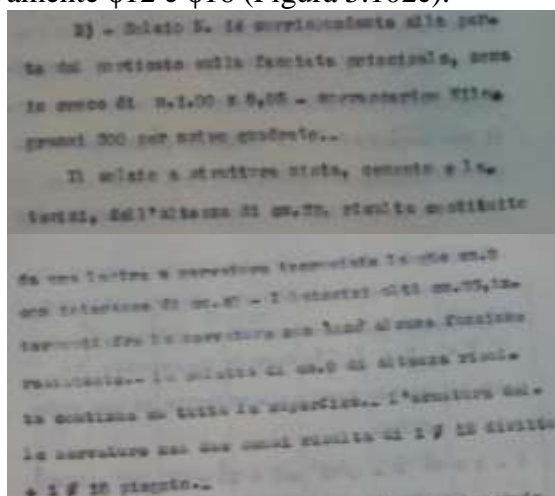
Lo spessore del pacchetto di solaio – risultato pari a 32 cm - è stato desunto a posteriori a partire dalla misura delle altezze nette di interpiano, essendo noto da relazione di collaudo lo spessore del pacchetto strutturale del solaio nella parte corrispondente all’ingresso principale del fabbricato (riquadro rosso di Figura 5.101).

Sempre al piano terra, sono state effettuate ulteriori indagini pacometriche nella porzione centrale di porticato sul lato prospiciente la Piazza (riquadri rosso e blu in Figura 5.101). Nella zona posta in corrispondenza dell’ingresso principale dell’edificio, i rilievi hanno messo in luce la presenza di un solaio a nervature incrociate con interasse tra i travetti pari a circa 40 cm in entrambe le direzioni

(Figura 5.102). Il diametro delle barre è stato verificato tramite saggio diretto, che ha messo in luce la presenza di due barre incrociate, rispettivamente $\phi 12$ e $\phi 16$ (Figura 5.102c).



(a)



(b)

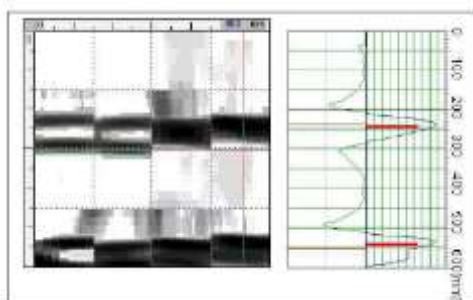


(c)

Figura 5.102 – (a) Scansione pacometrica della porzione di solaio in corrispondenza dell'ingresso principale del fabbricato, a piano terra; (b) estratto della relazione di collaudo; (c) saggio diretto.

Per quanto concerne infine la porzione di solaio posta sempre sul prospetto principale dell'edificio e riquadrata in blu in Figura 5.101, le scansioni hanno messo in luce la presenza di un solaio ad orditura monodirezionale, con interasse tra le barre pari a 30 cm. Anche in questo caso lo spessore del solaio, desunto a posteriori dalla misura delle altezze nette di interpiano e risultato pari a 32 cm, non conforme quindi quanto indicato nelle tavole storiche ovvero 16+5 cm.

Rimanendo sempre al piano terra, nella porzione di fabbricato prospiciente via Mazzini sono state effettuate due scansioni pacometriche e un saggio diretto con rimozione dell'intonaco. I rilievi (es Figura 5.103a) hanno ancora una volta confermato le orditure indicate sulla tavola. Il saggio diretto ha permesso la misurazione della larghezza della nervatura, pari a 5 cm, e della pignatta, pari a 30 cm. Il rilievo con calibro del diametro delle barre ha confermato la presenza dei ferri indicati nelle tavole storiche ($1\phi 12+2\phi 8$, Figura 5.103b - c). Sono invece emerse anche in questo caso alcune discrepanze tra gli spessori dei solai.



(a)



(b)



(c)

Figura 5.103 – (a) Scansione pacometrica FS10 e (b), (c) saggio diretto R3 al piano terra, lato via Mazzini.

Per quanto riguarda i sondaggi sui solai di copertura del piano terra nell'ala prospiciente via Baccarini, essi sono consistiti in una scansione pacometrica in uno dei garages e in una rimozione dell'intonaco nella zona di porticato posta in prossimità del giunto con la torre su via Baccarini (Figura 5.104). Tali sondaggi hanno confermato le orditure indicate nella pianta storica, nonché il medesimo interasse tra le nervature individuato per gli altri solai di tipologia analoga al medesimo piano.

All'estradosso del solaio di copertura del piano terra sono stati infine effettuati due microcarotaggi non passanti, che hanno permesso di individuare la stratigrafia del pacchetto non strutturale presente, utile al fine della valutazione dei carichi agenti. Tali microcarotaggi sono stati ripetuti a tutti i piani ad eccezione del quinto; nello specifico 2 di essi hanno riguardato l'estradosso del solaio di copertura del piano primo, 1 ha riguardato l'estradosso dei solai di copertura dei piani secondo e terzo e infine 2 di essi sono stati effettuati sul solaio di copertura del piano quarto. In Figura 5.105 è mostrato un esempio dei dati raccolti.

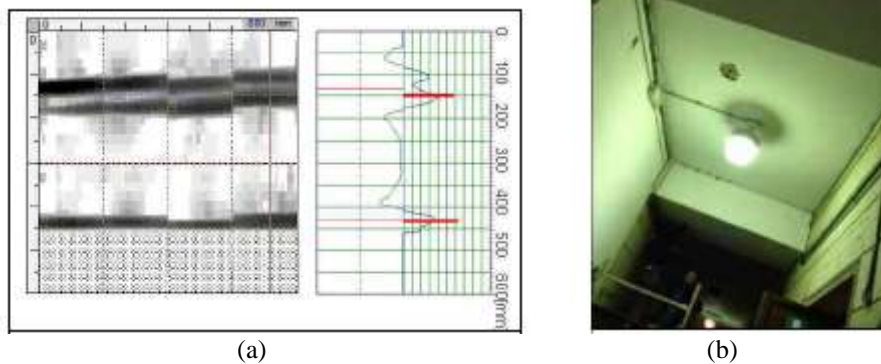


Figura 5.104 – (a) Scansione pacometrica FS11 e (b) rimozione dell'intonaco nel punto R4 al piano terra, lato via Baccarini.



Figura 5.105 – Stratigrafia del pacchetto di solaio, come desunta dal microcarotaggio C1 all'estradosso del solaio di copertura del piano terra.

Passando ad esaminare gli orizzontamenti del piano primo, si è ritenuto ragionevole effettuare principalmente delle scansioni pacometriche a conferma delle orditure indicate nelle tavole di progetto. E' stato inoltre effettuata una scansione nella parte terminale del corridoio dell'ala posta su via Baccarini, per la quale l'orditura non è chiaramente indicata negli elaborati disponibili. Un esempio di schedatura ottenuta è riportata in Figura 5.106.

Indagini più approfondite sono state ancora una volta condotte nei locali adiacenti la torre su via Baccarini, adibiti ad archivio (uno di essi – quello più a destra – è ricavato all'interno della torre

stessa), per i quali le informazioni storiche risultavano più carenti. Nel locale all'interno della torre sono state inizialmente eseguite 2 indagini pacometriche, che hanno permesso di stabilire l'orditura del solaio (non indicata in nessun elaborato progettuale), risultata parallela ai muri perimetrali del fabbricato sede S.T.B. L'esecuzione di un saggio diretto sulla stessa porzione di orizzontamento ha permesso di stabilire che si tratta anche in questo caso di un solaio latero-cementizio (figura 5.107), con travetti rinforzati mediante $2\phi 5 + 1\phi 7$ e disposti ad un interasse di circa 30 cm.

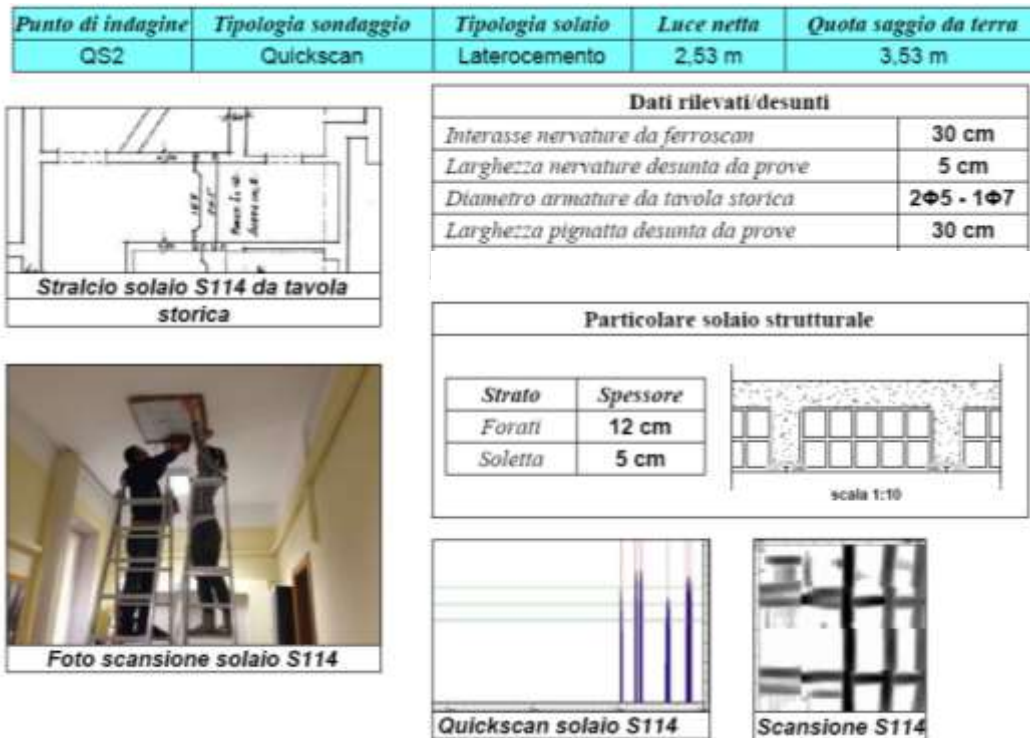


Figura 5.106 – Esempio di schedatura per un solaio del piano primo (punto di sondaggio QS2, Figura 4.93).

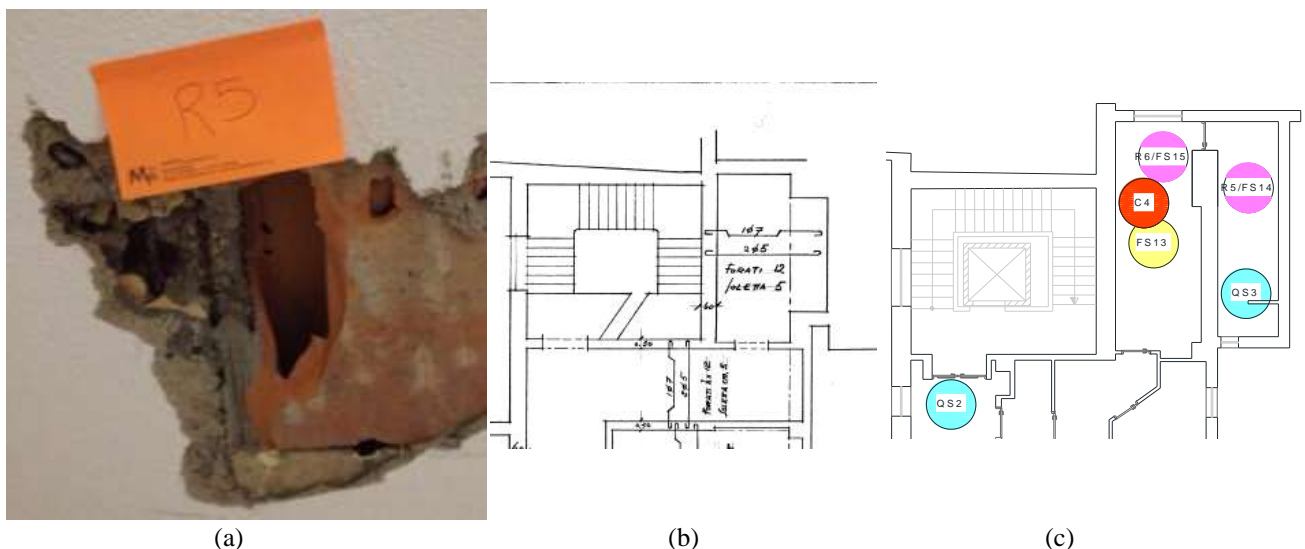


Figura 5.107 – (a) Saggio R5 al piano primo; (b) stralcio della tavola storica indicante le orditure dei solai del piano primo in corrispondenza dei locali vicini alla torre (progetto preliminare) e (c) effettiva distribuzione dei locali con indicazione dei punti di sondaggio.

Anche per quanto riguarda l'altro locale destinato ad archivio (ovvero quello più a sinistra, realizzato all'interno del fabbricato oggetto di indagine), non si avevano a disposizione informazioni complete dagli elaborati storici. I dati riportati nelle tavole si riferiscono infatti alla sola porzione di solaio posta prima del giunto tecnico (all'incirca allineato con il muro perimetrale del vano scale secondario, si veda Figura 5.107b). Le verifiche condotte in sito hanno permesso di

confermare l'orditura di questa porzione di solaio mediante scansione pacometrica, mentre la misura delle altezze di interpiano porta a ritenere che l'altezza del pacchetto strutturale sia 16+5 cm e non 12+5 cm come riportato sui disegni dell'epoca. Nella porzione di solaio oltre il giunto, l'indagine pacometrica, associata all'esecuzione di un saggio diretto ha messo in luce la presenza di una soletta in c.a. con armatura incrociata composta da barre $\phi 12$ in una direzione e barre $\phi 6$ nell'altra (Figura 5.108).

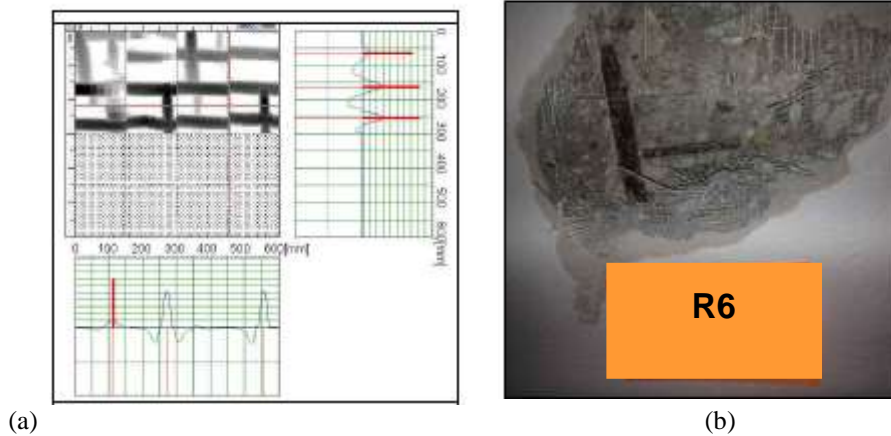


Figura 5.108 – (a) Scansione pacometrica FS15 e (b) saggio R6 al piano primo, nei locali in adiacenza alla torre.

Lo spessore della parte strutturale di solaio, ancora una volta desunto a posteriori dalla misura delle altezze di interpiano, è risultato di 21 cm. Si ritiene improbabile, data la luce modesta, che si tratti di una soletta piena in c.a.; nella stratigrafia ipotizzata (riportata in Appendice 5) è stata quindi prevista la presenza di elementi di alleggerimento in laterizio.

Per quanto riguarda il piano secondo, molti dei sondaggi inizialmente previsti sono diventati di fatto delle semplici ispezioni visive, dal momento che la rimozione di alcune pannellature del controsoffitto mobile presente in buona parte del corridoio principale ha evidenziato una significativa condizione di degrado del solaio sovrastante, con distacco dell'intonaco e sfondellamento delle pignatte in più punti (es. Figure 5.109-5.110).



Figura 5.109 – Ispezione visiva del solaio di copertura del secondo piano (punto V5).



Figura 5.110 – Ispezione visiva del solaio di copertura del secondo piano (punti (a) V3 e (b) V4).

Tali ispezioni, condotte in quota con l'ausilio di un trabattello, hanno permesso di verificare in più punti l'orditura dei solai indicata sugli elaborati a disposizione, nonché le dimensioni di travetti e pignatte, risultate rispettivamente pari a 5 cm e 30 cm (inclusivi di fondello inferiore in laterizio, a ricoprimento della nervatura). Il rilievo delle barre di armatura presenti nel travetto ha confermato la presenza di $2\phi 5$ e $1\phi 7$, sottolineando ancora una volta la generale attendibilità delle tavole del progetto preliminare. Si è inoltre provveduto ad effettuare la rimozione dell'intonaco in due locali non controsoffittati, che hanno confermato la presenza della stessa tipologia di solaio latero-cementizia a tutto il piano. Il solaio di copertura dell'ufficio, di spessore maggiore rispetto agli altri (16+5 cm anziché 12+5 cm), è risultato effettivamente armato con $2\phi 8$ e $1\phi 12$ (Figura 5.111°), come riportato nel progetto.

Da ultimo, per il solaio a copertura del locale adiacente alla torre su via Baccharini è stata confermata l'orditura indicata nelle tavole storiche tramite scansione pacometrica (Figura 5.111b).

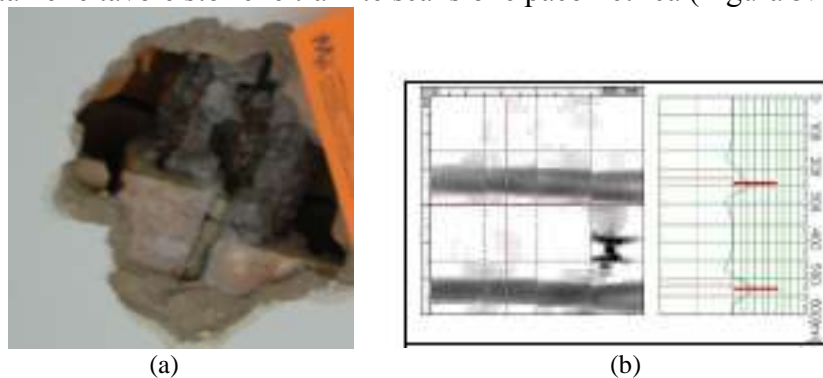


Figura 5.111 – (a) Saggio diretto R8 e (b) scansione pacometrica FS17 sul solaio di copertura del piano secondo.

Come già più volte ricordato in precedenza, il piano terzo è quasi interamente interessato dalla presenza di un controsoffitto fisso pesante, che non è stato possibile rimuovere in sede di rilievo materico-strutturale. Il controsoffitto in questione è ispezionabile mediante tre botole già esistenti, che hanno permesso di controllare a vista la tipologia di solai presenti (latero-cementizi) e l'orditura, risultata analoga a quella indicata sulle relative tavole del progetto preliminare (Figura 5.112). In corrispondenza del punto V7 è stato inoltre possibile controllare anche il diametro delle barre di armatura, anche in questo caso costituite da $2\phi 5$ e $1\phi 7$, in analogia agli altri piani.



Figura 5.112 – Ispezioni visive (a) V7 e (b) V8 sul solaio di copertura del piano terzo.

E' stata inoltre controllata visivamente l'orditura del solaio nella stanza server posta in adiacenza alla torre su via Baccarini, non controsoffittata; anche in questo caso, la direzione dei travetti - individuabile come una zona più scura sull'intonaco e rimarcata con una linea tratteggiata in Figura 5.113a - è risultata la stessa indicata sul progetto preliminare (la tavola in questione è relativa tuttavia alla torre, Figura 5.113b).

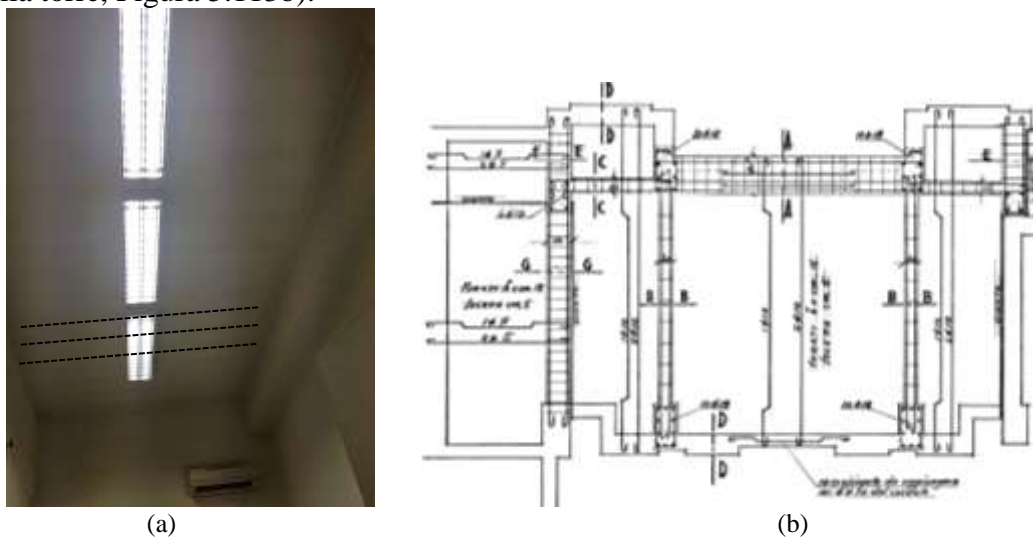


Figura 5.113 – (a) Ispezione visiva V6 sul solaio di copertura del piano terzo; (b) stralcio di una tavola storica del progetto preliminare della torre.

Anche al piano quarto le indagini sui solai sono state rese più complesse dalla presenza di un controsoffitto fisso che interessa praticamente tutto il piano; il solo corridoio dell'ala prospiciente via Mazzini presenta un controsoffitto mobile, mentre cinque locali di modeste dimensioni sono non controsoffittati (per maggiori dettagli si vedano le tavole contenute in Appendice 5). Dal momento che i locali adibiti ad uffici sono stati ristrutturati in epoca relativamente recente, si è scelto di concentrare le indagini nei soli vani originariamente adibiti ad appartamento, attualmente inutilizzati o adibiti ad archivio/deposito. Nei locali privi di controsoffitto è stato possibile confermare la tipologia e l'orditura dei solai indicate da tavole storiche tramite ispezione visiva e/o rimozione dell'intonaco (es. Figura 5.114). Nel punto di sondaggio R9 si è inoltre proceduto alla misurazione del diametro delle barre con calibro, rilevando la presenza di $2\phi 6$ e $1\phi 7$, come per altro indicato negli elaborati progettuali. Si sottolinea che anche a questo piano le dimensioni degli elementi costituenti il solaio (5 cm per i travetti e 30 cm per le pignatte) sono risultate le stesse misurate anche ai piani inferiori.

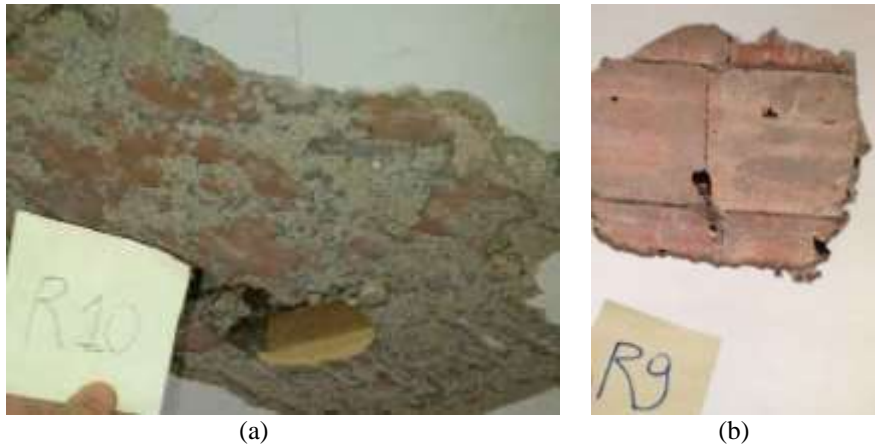


Figura 5.114 – Rimozione dell’intonaco nei punti (a) R10 e (b) R9 sul solaio di copertura del quarto piano.

Grazie alla rimozione di alcuni pannelli del controsoffitto mobile nel corridoio dell’ex-appartamento è stato possibile vedere che in questa zona il solaio latero-cementizio risulta rinforzato mediante putrelle metalliche – le cui dimensioni corrispondono all’incirca a quelle di un profilo HE140B – disposte ortogonalmente al corridoio stesso ad un interasse di 70 cm (Figura 5.115a, Figura 5.116). Il solaio latero-cementizio sovrastante è risultato armato con $2\phi 14$ e $1\phi 18$ centrale, come da progetto (Figure 5.115b-c).

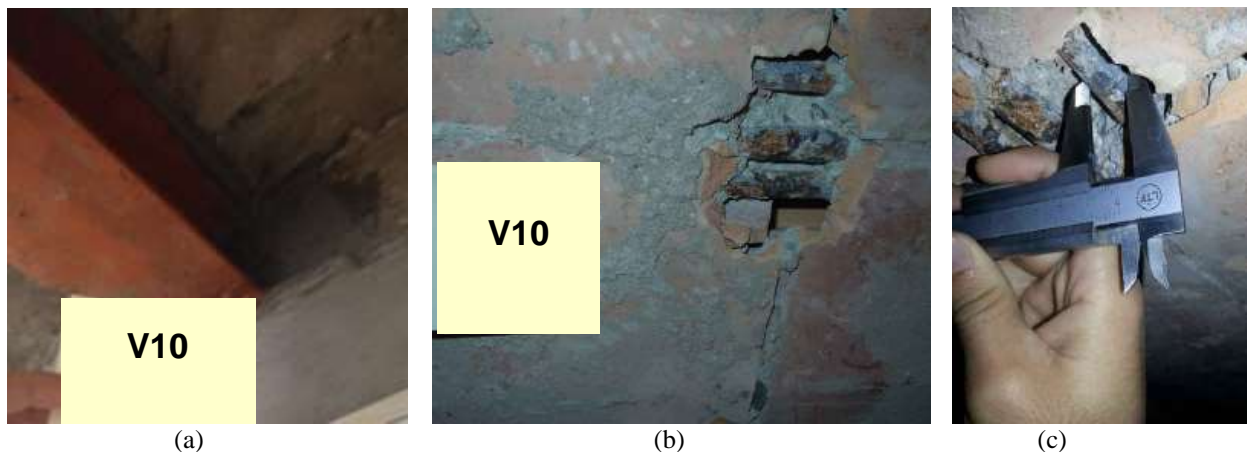


Figura 5.115 – Rimozione del controsoffitto mobile ed esame visivo V10 sul solaio di copertura del 4° piano: (a) singola orditura di putrelle in ferro al di sotto del solaio latero-cementizio; (b), (c) misurazione delle barre del solaio.

Il taglio del controsoffitto fisso in uno dei locali che affacciano su via Mazzini ha evidenziato la presenza, in tale zona, di una doppia orditura di putrelle in ferro a rinforzo del solaio latero-cementizio sovrastante (Figure 7.116 e 7.117). L’orditura secondaria è formata da HE100B, poste ad un interasse di 150 cm. Le caratteristiche del solaio latero-cementizio e le dimensioni dei ferri presenti sono risultate le medesime già rilevate nel corridoio.

Si sottolinea che non si hanno informazioni certe sull’epoca di realizzazione del rinforzo; tuttavia, in uno dei computi metrici relativi ai lavori di completamento del fabbricato (probabilmente risalente al 1952-53) è presente la voce “solaio in putrelle in ferro e tavelloni”, che è però riferito ad una quantità di “7.54 mq”. Dal momento che in questa prima fase di indagini non era stato previsto il taglio del controsoffitto fisso nell’ala prospiciente via Baccarini adibita ad uffici, ci si riserva nelle prossime fasi della ricerca di verificare per quanto possibile l’eventuale presenza del sistema di rinforzo metallico anche in tale zona del fabbricato.

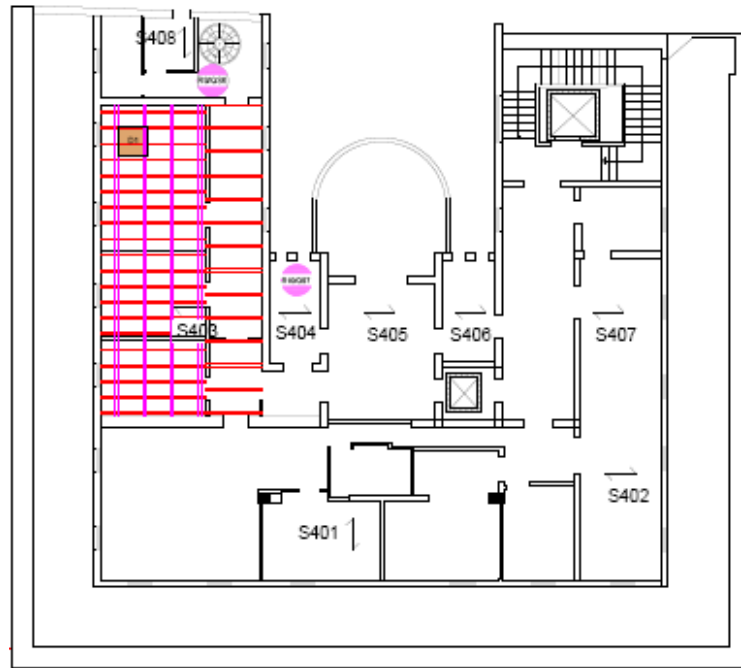


Figura 5.116 – Indicazione dell’orditura delle putrelle metalliche rilevate in sito.

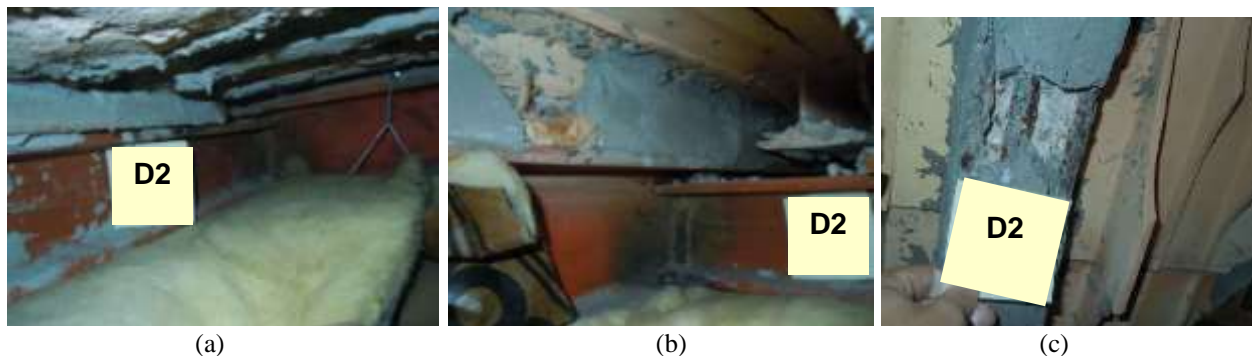


Figura 5.117 – Rimozione del controsoffitto fisso D2 ed esame visivo sul solaio di copertura del 4° piano: (a), (b) doppia orditura di putrelle in ferro al di sotto del solaio latero-cementizio; (c) individuazione delle barre del solaio.

Per quanto riguarda infine il solaio di copertura del piano quinto, si è già detto dell’esecuzione di un esame visivo su due porzioni di solaio degradate e prive di intonaco. Sempre a questo piano sono state inoltre eseguite due scansioni pacometriche che hanno permesso di confermare le orditure indicate nelle tavole di progetto, nonché una rimozione dell’intonaco con messa a nudo delle barre. Per concludere, si sottolinea che era stata inizialmente prevista l’esecuzione di diversi fori col trapano per la determinazione dello spessore della parte strutturale di solaio; tuttavia tali fori in molti casi non sono apparsi necessari, data la presenza di pignatte rotte o danneggiate che hanno consentito ugualmente di effettuare una verifica a campione dei dati disponibili negli elaborati storici.

5.5 VULNERABILITÀ SECONDARIE E STRUTTURALI

Per quanto riguarda il rilievo delle vulnerabilità secondarie presenti si è fatto riferimento, pur non trattandosi nello specifico di un edificio scolastico, alle raccomandazioni contenute nelle “*Linee guida per il rilevamento delle vulnerabilità degli elementi non strutturali nelle scuole*” del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, dal momento che la maggior parte delle fonti di vulnerabilità elencate in tale documento possono ritenersi valide anche per il fabbricato in esame. Nello specifico, per l’edificio considerato si possono fare le seguenti considerazioni:

I soffitti intonacati, ad eccezione della zona al piano interrato originariamente destinata a rifugio antiaereo e di alcuni locali al piano quinto, appaiono in buona condizione e, nella maggior parte

degli uffici, non mostrano segni di degrado o di distacco dell'intonaco. E' tuttavia opportuno sottolineare che in alcuni locali sono stati effettuati interventi di manutenzione (che hanno impedito il rilievo dell'eventuale quadro fessurativo) e che sono presenti numerose zone controsoffittate, non sempre ispezionabili. Si sottolinea inoltre che la rimozione di alcune pannellature di controsoffitto al secondo piano ha evidenziato una situazione di significativo degrado dei solai sovrastanti (Figura 5.118), con distacco dell'intonaco e fenomeni localizzati di sfondellamento delle pignatte, con messa a nudo delle barre. Dai colloqui avuti con il personale del piano è emerso come il montaggio dei controsoffitti attualmente presenti si sia reso necessario proprio per coprire i solai ammalorati, a causa delle presenza di significative infiltrazioni di umidità; non è stato possibile tuttavia reperire informazioni circa la tempistica con cui tali interventi sono stati eseguiti.



Figura 5.118 – Piano secondo: situazione di alcuni solai al di sotto dei controsoffitti.

Le zone controsoffittate - ampiamente diffuse in tutto l'edificio - appaiono in buone condizioni. In un limitato numero di punti è stato inoltre possibile sollevare i pannelli del controsoffitto, rilevando in generale un buono stato di conservazione dei pendini a sostegno; tuttavia tale operazione non è stata ancora effettuata in modo diffuso per tutte le zone controsoffittate presenti nello stabile. Particolare attenzione deve essere prestata al piano terzo poiché è presente una controsoffittatura fissa costituita di elementi pesanti, che potrebbe dar luogo ad una situazione di vulnerabilità (Figure Figura 5.119-Figura 5.120). Il suo stato di conservazione, come visibile dalle tre botole d'ispezione presenti, sembra tuttavia discreto.



Figura 5.119 – Piano terzo: vista del controsoffitto fisso, come appare da una delle tre botole di ispezione presenti.

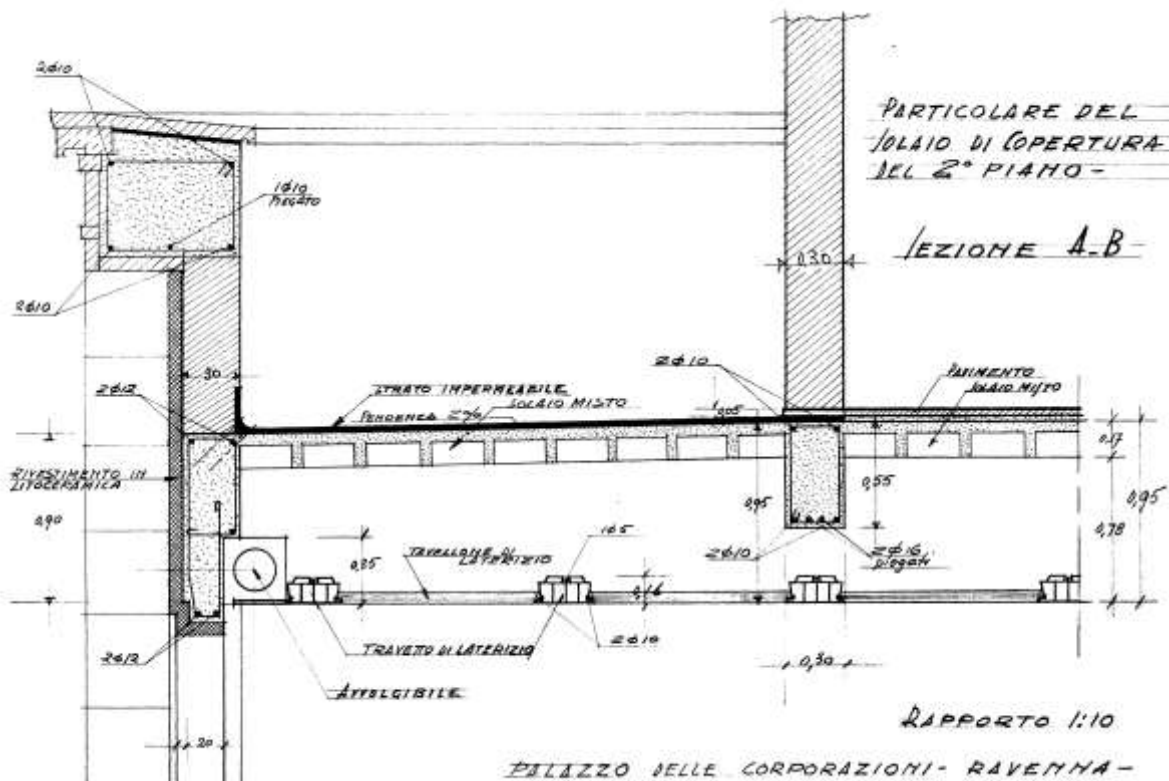


Figura 5.120 – Piano terzo: particolare della controsoffittatura, come prevista da progetto preliminare.

Gli infissi, i serramenti e le ringhiere appaiono generalmente in buono stato di conservazione (Figura 5.121).



Figura 5.121 – Vista di alcuni infissi presenti nello stabile.

Gli elementi di arredo, come armadi e scaffalature, non sempre risultano ancorati al pavimento o alle pareti, sia negli uffici, che nei locali adibiti ad archivio e deposito (Figura 5.122), e anche il materiale in essi contenuto non è generalmente sistemato in modo da impedire cadute accidentali. Per quanto riguarda le apparecchiature e le tubazioni per il riscaldamento (Figura 5.123), sono in genere presenti degli idonei sistemi di vincolo, sebbene non sempre tutti i dispositivi appaiono collegati efficacemente alle pareti.

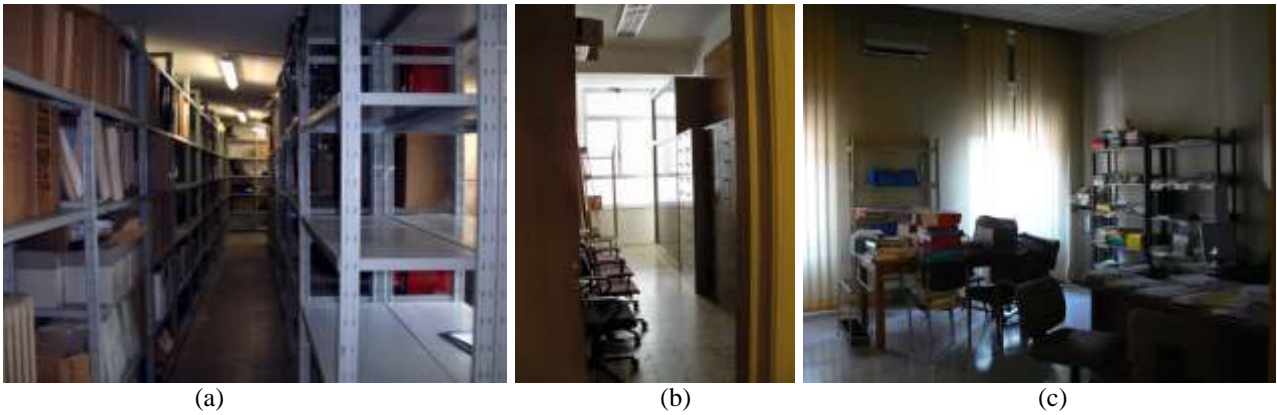


Figura 5.122 - Vista di alcune scaffalature e armadi non correttamente ancorati, (a), (b) negli archivi e (c) negli uffici.

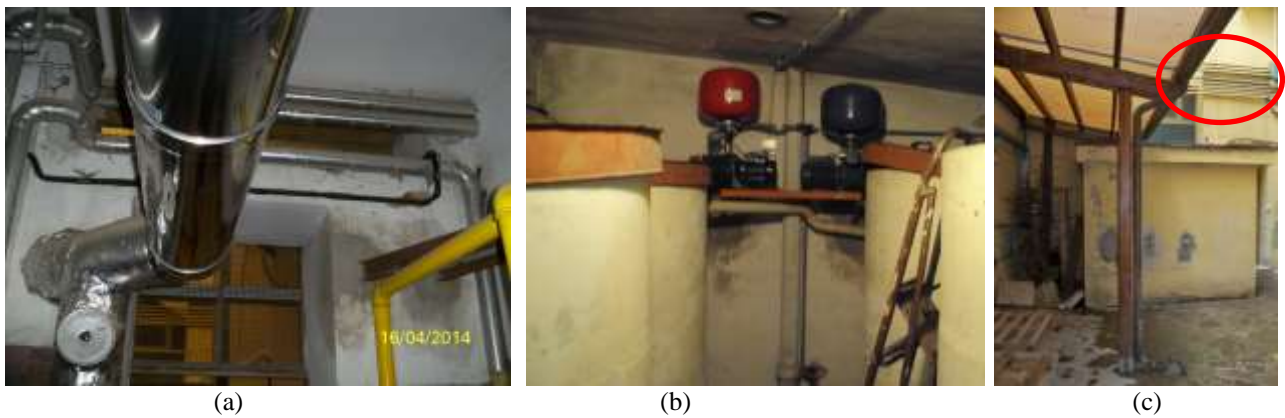


Figura 5.123 - Vista di alcune tubazioni (a)-(b) nei locali tecnici e (c) nel cortile interno.

Sarebbe inoltre opportuno verificare l'efficacia dei sistemi di supporto e fissaggio in quota degli impianti di condizionamento (Figura 5.124), che a seguito di un eventuale evento sismico potrebbero costituire una fonte di rischio, anche in relazione alle notevoli dimensioni di alcuni di essi.

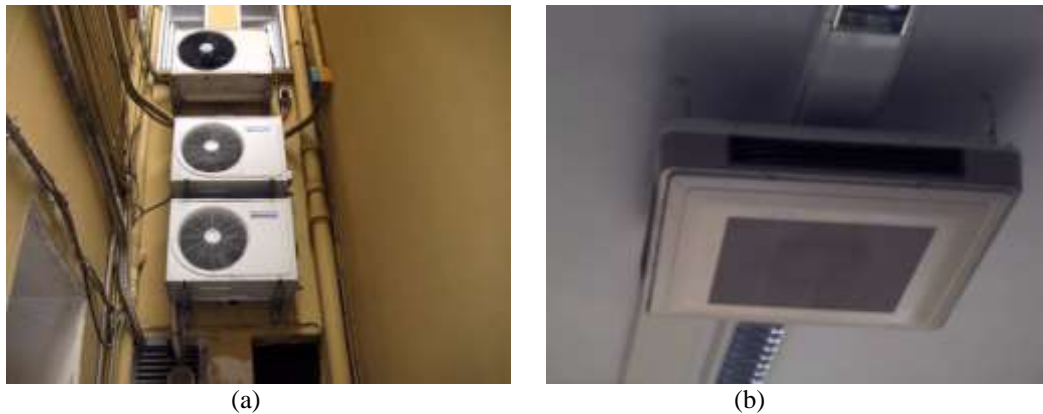


Figura 5.124 - Vista di alcuni impianti di condizionamento appesi.

I cornicioni e i parapetti (Figura 5.125) appaiono - con qualche limitata eccezione - efficacemente ancorati alla struttura, sebbene versino in mediocre stato di conservazione per le cause già discusse precedentemente.

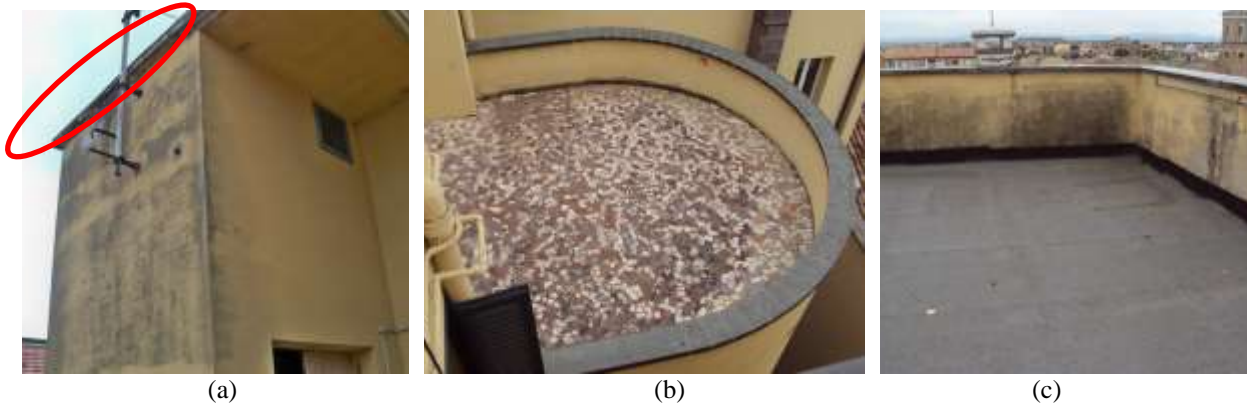


Figura 5.125 - (a) Degrado dei cornicioni; vista del parapetto dei terrazzi del (b) quarto e (c) quinto piano.

Per quanto riguarda infine i mancorrenti delle scale interne al fabbricato, essi sono invece caratterizzati da un ottimo stato di conservazione (Figura 5.126).

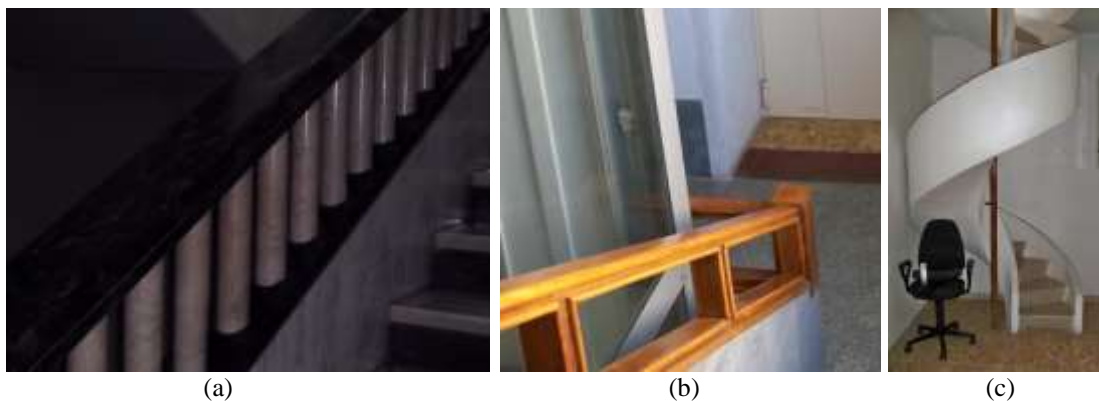


Figura 5.126 – Stato di conservazione dei mancorrenti: (a) scala principale; (b) scala secondaria; (c) scala a chiocciola.

Sarebbe inoltre opportuno controllare l'efficacia dei sistemi di fissaggio alle pareti della canna fumaria presente nel cortile interno, che parte dalla base dell'edificio e giunge fino alla copertura; quest'ultima infatti potrebbe rappresentare una fonte di vulnerabilità in caso di sisma. Nel caso specifico, tali sistemi di fissaggio risultano costituiti da staffe esterne disposte ad intervalli regolari (Figura 5.127a). Sul tetto sono poi presenti diversi camini in buono stato di conservazione, che tuttavia non sono sempre connessi efficacemente alla struttura e pertanto, in caso di sisma, potrebbero essere soggetti a ribaltamento (Figura 5.127b). Lo stesso discorso vale anche per i camini presenti sulla parete di confine dell'edificio con i nuclei abitativi costruiti in adiacenza, in corrispondenza del cortile interno presente nella parte retrostante del fabbricato (Figura 5.127c). Il manto di copertura, in tegole, appare in buono stato di fissaggio (Figura 5.128); tuttavia, sarebbe auspicabile l'esecuzione di lavori di manutenzione volti a ridurre le infiltrazioni d'acqua nei locali del quinto piano.

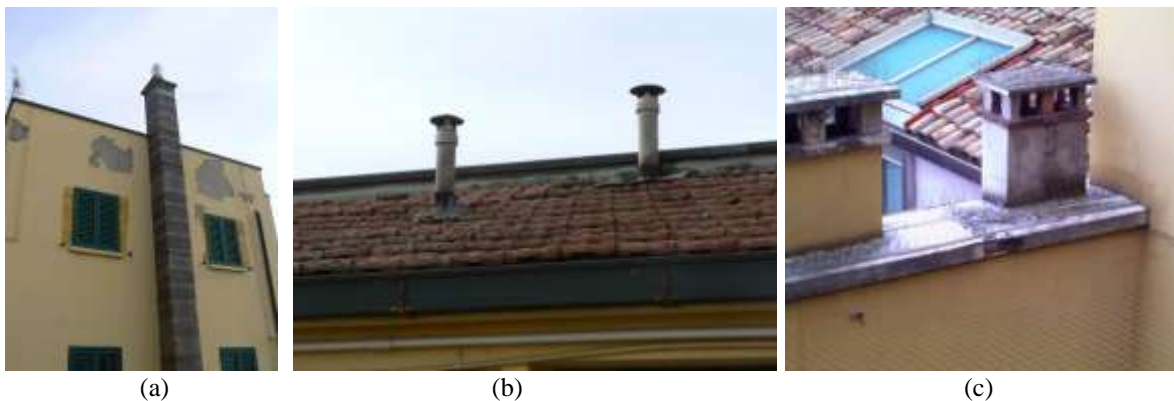


Figura 5.127 – (a) Canna fumaria nel cortile interno; (b) camini sul tetto; (c) camini sulla muratura perimetrale in comune con altri edifici.

nelle due porzioni di copertura piana sono presenti numerose antenne, che pur essendo generalmente collegate alla struttura principale, potrebbero costituire una fonte di rischio, specialmente in caso di sisma, anche in relazione alle notevoli dimensioni di alcune di esse e alla vicinanza con altri fabbricati (Figura 5.129a).



Figura 5.128 –Particolare del manto di copertura.



Figura 5.129 – (a) Antenne presenti sulla porzione piana della copertura; (b) degrado del rivestimento esterno.

Il rivestimento esterno in finto travertino, come già ampiamente sottolineato al paragrafo precedente, risulta fessurato in più punti ed appare interessato dalla presenza di organismi vegetali (Figura 5.129b). Sebbene ad una prima ispezione visiva non risultino evidenti danneggiamenti o distacchi significativi, sarebbe in ogni caso opportuno verificare il corretto fissaggio del rivestimento alle strutture portanti, specie con riferimento alle colonne di facciata.

L'intonaco esterno risulta fortemente degradato in più punti, specialmente in corrispondenza del cortile interno. Sarebbe quindi auspicabile l'esecuzione di lavori di manutenzione che riducano il rischio di distacco di materiale, sebbene sia stata comunque già installata un'opportuna rete di protezione (Figura 5.130).

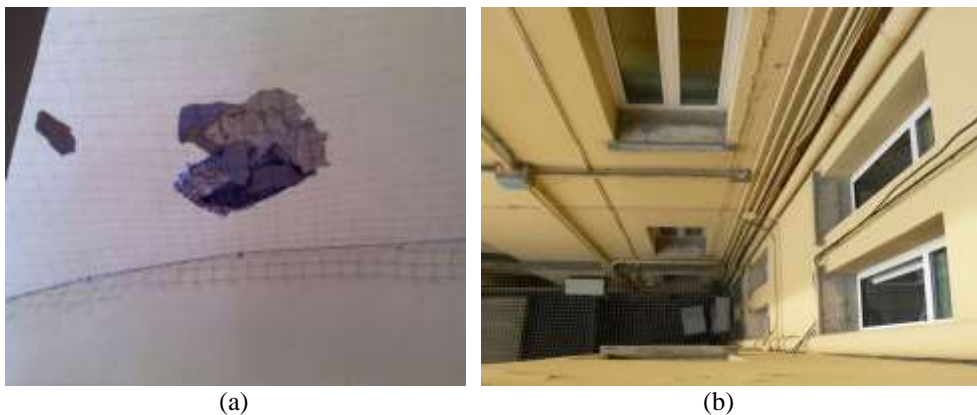


Figura 5.130 – Degrado dell'intonaco esterno e presenza di una rete di protezione contro gli eventuali distacchi di materiale.

Dal punto di vista delle vulnerabilità di tipo strutturale, si evidenzia nuovamente il fatto che l'edificio non può considerarsi isolato, ma, sul lato opposto a Piazza dei Caduti, presenta una parete esterna in comune con edifici adiacenti di minore altezza (Figura 5.131), che possono dar luogo a fenomeni di interazione e martellamento in caso di sisma.

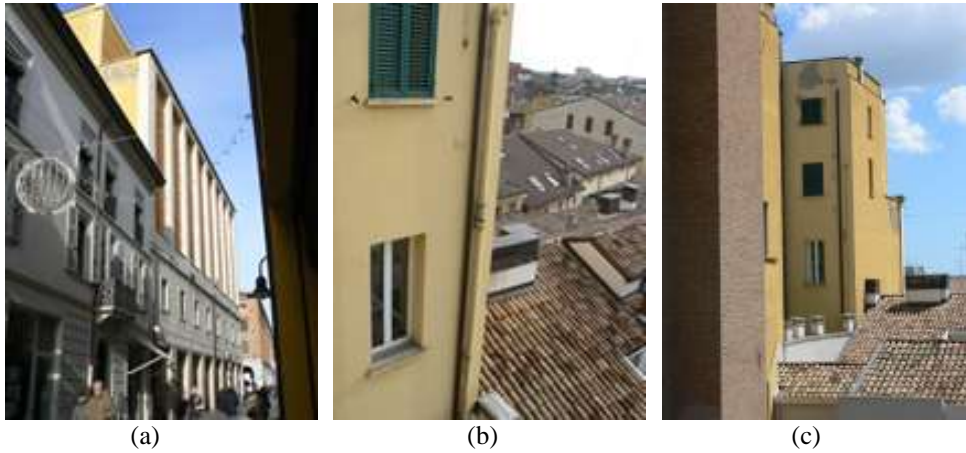


Figura 5.131 – Edifici di minore altezza adiacenti all'edificio in oggetto sul prospetto posteriore.

Ulteriormente, il lato rivolto su via Baccarini presenta una porzione in adiacenza con la torre ora facente parte del complesso scolastico Damiano Novello (Figura 5.132). In questo caso risulta presente, come evidenziato da alcuni elaborati storici pervenuti, un giunto "tecnico" di separazione tra le due strutture, che tuttavia non risulta efficace dal punto di vista sismico.

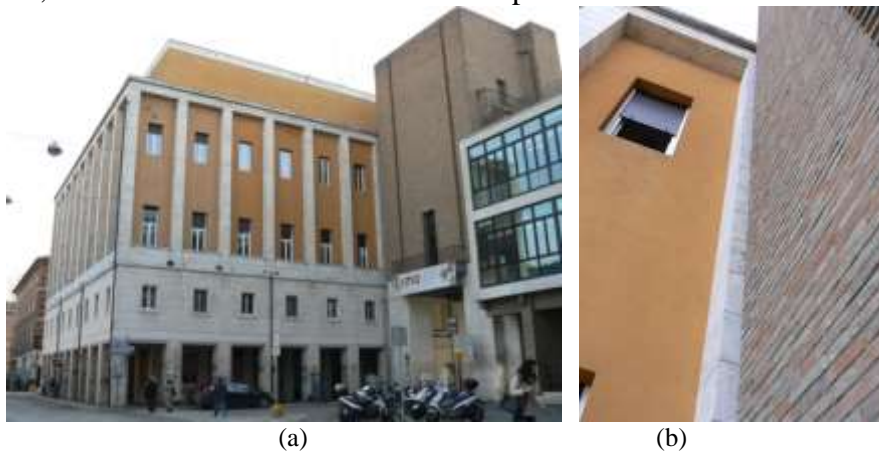


Figura 5.132 – Torre in adiacenza al fabbricato in esame.

6 INDAGINI SPECIALISTICHE

Le indagini specialistiche - ovvero quelle indagini che vanno oltre i semplici esami a vista o saggi manuali - sono esclusivamente consistite nell'esecuzione di prove di laboratorio per la caratterizzazione dei mattoni e in un limitato numero di prove sclerometriche sugli elementi in calcestruzzo. Data la mancata autorizzazione da parte della Committenza, non è stato infatti possibile procedere all'effettuazione di ulteriori prove di caratterizzazione meccanica dei materiali, secondo quanto previsto dalla Circolare 617/09 (caratterizzazione della malta, prove in sito sulla muratura con martinetto piatto doppio, prove distruttive e non sugli elementi in c.a.). Per tale ragione, non è stato possibile raggiungere il livello di conoscenza LC2 indicato nelle fasi precedenti dello studio, ma, sempre d'accordo con la Committenza, ci si è fermati ad un livello di conoscenza limitato. Tuttavia, tenendo conto del fatto che l'edificio oggetto d'indagine è soggetto a vincolo da parte della Soprintendenza, si è scelto di non assumere nelle analisi un fattore di confidenza pari a 1.35 (secondo la Tabella C8.A.1.1 della Circolare 617/09) – ritenuto troppo penalizzante dato il notevole livello di approfondimento delle fasi di rilievo geometrico e materico-strutturale – ma di effettuare un calcolo più “raffinato” di tale parametro seguendo le indicazioni contenute nelle “Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale e tutelato, con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008”, come dettagliato nel seguito

6.1 Prove di laboratorio su elementi in laterizio

Come previsto dalla Normativa, si è provveduto all'effettuazione di alcune prove di caratterizzazione dei mattoni. I punti di prelievo dei campioni già discussi sono riassunti nel riquadro in rosso di Tabella 6.1. Sono stati sottoposti a prova 12 dei 14 mattoni prelevati, escludendo i campioni M1, estratto da una muratura ad una testa facente parte della torre, ed M2, proveniente da una muratura a 2 teste al piano terra del fabbricato (quest'ultimo è stato scartato data l'abbondanza di campioni disponibili al medesimo piano).

TIPOLOGIA INDAGINE	N° INDAGINI	SIGLA
Rilievo visivo della tipologia muraria, di cui: - con rimozione dell'intonaco - senza rimozione dell'intonaco	25 24 1	A1, M1-M8 / M10-M12 / M14-M20 / M22 – M26 -
Fori con trapano per la valutazione dello spessore totale	14	FP1-FP14
Prelievo di mattoni	14	M1, M2, M3, M4, M5, M7, M10, M11, M14, M16, M17b, M18, M20, M24
Prelievo di malta	21	M1, M2, M3, M4, M5, M6, M7, M10, M11, M12, M14, M16, M17b, M18, M19, M20, M22, M23, M24, M25, M26

Tabella 6.1 – Prospetto riassuntivo delle indagini sulla muratura (come da relazione intermedia).

Le indagini di laboratorio sono consistite in prove di compressione su cubi di laterizio di lato 5 cm, ricavati mediante sega circolare ad umido dai 12 mattoni prelevati in sito. In particolare, sono stati ricavati 3 cubi dai mattoni M3, M4, M7, M20 ed M24; 4 cubi dai mattoni M10, M16, M17b, M18; 5 cubi dal mattone M5 e 6 cubi dai mattoni M11 ed M14, per un totale di 48 provini. I provini non hanno subito nessun condizionamento; sono stati infatti lasciati a temperatura ambiente e all'umidità dell'aria fino a che il loro peso si è stabilizzato, ovvero fino a quando la differenza tra due pesate effettuate a distanza di un'ora l'una dall'altra è risultata inferiore a 1/1000 del peso iniziale. Prima

dell'esecuzione delle prove di compressione (Figura 6.1), le facce dei provini sono state trattate con materiale abrasivo per renderle effettivamente complanari.

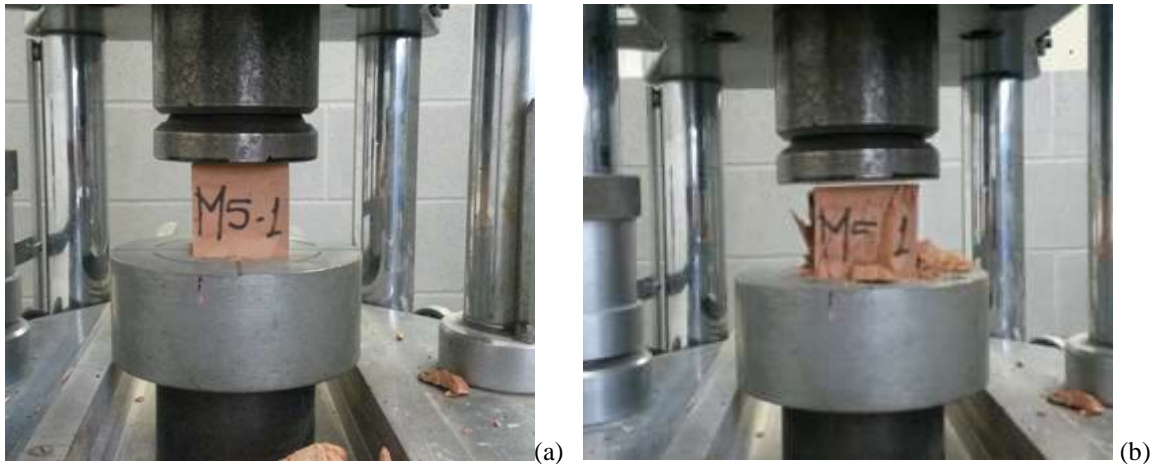


Figura 6.1 – (a) , (b) Esecuzione della prova di compressione su uno dei campioni esaminati.

I risultati delle singole prove di compressione sono riassunti nelle Tabella 6.2-Tabella 6.5. Le sigle identificative dei singoli campioni sono composte dal codice identificativo del punto di prelievo, in accordo alla Tabella 6.1, seguito da un numero progressivo per distinguere i diversi campioni ottenuti dallo stesso mattone. I valori medi di resistenza a compressione f_{bm} ottenuti per ciascuna serie di campioni provenienti dal medesimo mattone sono riassunti per comodità di lettura in Tabella 6.6

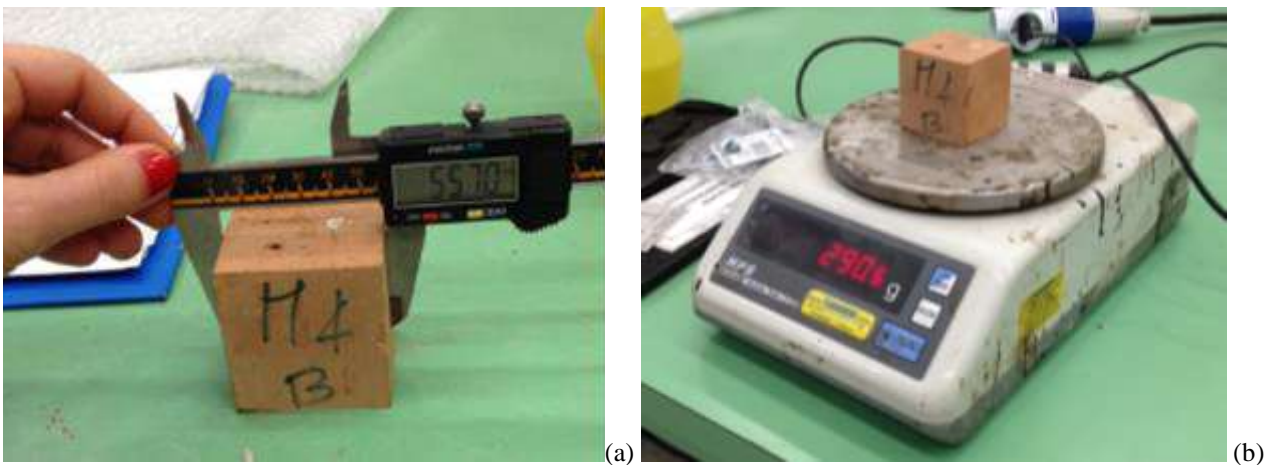


Figura 6.2 – (a) , (b) Misurazione e pesatura dei campioni.

PROVINI SERIE M3

CUBETTO N°	PESO (g)	PESO (N)	DIMENSIONI			AREA (axb) (mm ²)	VOLUME (cm ³)	DENSITA' (kN/m ³)	DENSITA' (kg/m ³)	Rottura (N/mm ²)	Rottura (kN)	Fattore di Forma UNI 772-1	Rottura Normalizzata (N/mm ²)
			A (mm)	B (mm)	H (mm)								
M3-1	276.70	2.71	57.6	52.6	54.1	3030.8	163.8	16.6	1688.8	23.4	70.9	0.87	20.3
M3-2	272.00	2.67	53.7	54.3	54.3	2913.8	158.1	16.9	1720.7	25.6	74.5	0.87	22.2
M3-3	282.00	2.77	55.9	55.4	55.9	3096.9	173.1	16.0	1629.0	24.0	74.4	0.87	20.8

MEDIA	21.1
s.q.	1.0
f_{bk}	18.8
δ	4.62

PROVINI SERIE M4

CUBETTO N°	PESO (g)	PESO (N)	DIMENSIONI			AREA (axb) (mm ²)	VOLUME (cm ³)	DENSITA' (kN/m ³)	DENSITA' (kg/m ³)	Rottura (N/mm ²)	Rottura (kN)	Fattore di Forma UNI 772-1	Rottura Normalizzata (N/mm ²)
			A (mm)	B (mm)	H (mm)								
M4-1	292.00	2.86	55.7	55.6	51.7	3095	160.00	17.90	1825.0	16.6	51.5	0.85	14.1
M4-2	252.70	2.48	51.2	52.2	53.6	2670	143.11	17.32	1765.7	22.0	58.7	0.87	19.1
M4-3	245.3	2.41	52.7	53.2	51.4	2804	144.22	16.68	1701.0	27.2	76.3	0.85	23.2

MEDIA	18.8
s.q.	4.6
f_{bk}	8.2
δ	24.19

PROVINI SERIE M5

CUBETTO N°	PESO (g)	PESO (N)	DIMENSIONI			AREA (axb) (mm ²)	VOLUME (cm ³)	DENSITA' (kN/m ³)	DENSITA' (kg/m ³)	Rottura (N/mm ²)	Rottura (kN)	Fattore di Forma UNI 772-1	Rottura Normalizzata (N/mm ²)
			A (mm)	B (mm)	H (mm)								
M5-1	296.62	2.91	54.98	54.80	53.55	3013	161.34	18.03	1838.5	26.2	78.9	0.864	22.6
M5-2	305.54	3.00	54.98	55.27	54.63	3039	166.01	18.05	1840.5	25.8	78.5	0.871	22.5
M5-3	288.04	2.82	53.87	54.00	53.61	2909	155.95	18.11	1847.0	28.2	82.1	0.866	24.5
M5-4	305.70	3.00	54.64	54.84	54.70	2996	163.91	18.29	1865.1	26.5	79.4	0.872	23.1
M5-5	306.11	3.00	54.98	55.69	54.77	3062	167.70	17.90	1825.4	26.8	82.0	0.871	23.3

MEDIA	23.2
s.q.	0.8
f_{bk}	21.3
δ	3.36

Tabella 6.2 – Risultati delle prove di compressione sui cubetti prelevati dai mattoni M3, M4 ed M5.

PROVINI SERIE M7

CUBETTO N°	PESO (g)	PESO (N)	DIMENSIONI			AREA (axb) (mm ²)	VOLUME (cm ³)	DENSITA' (kN/m ³)	DENSITA' (kg/m ³)	Rottura (N/mm ²)	Rottura (kN)	Fattore di Forma UNI 772-1	Rottura Normalizzata (N/mm ²)
			A (mm)	B (mm)	H (mm)								
M7-1	302.70	2.97	57.9	56.1	54.1	3247.1	175.7	16.9	1722.8	30.9	100.2	0.86	26.5
M7-2	249.20	2.44	51.7	50.8	54.5	2622.3	142.9	17.1	1744.4	28.7	75.2	0.88	25.2
M7-3	275.80	2.70	54.6	54.8	52.8	2989.9	157.7	17.1	1748.7	38.8	116.0	0.86	33.4

MEDIA	28.4
s.q.	4.4
f_{bk}	18.2
δ	15.38

PROVINI SERIE M10

CUBETTO N°	PESO (g)	PESO (N)	DIMENSIONI			AREA (axb) (mm ²)	VOLUME (cm ³)	DENSITA' (kN/m ³)	DENSITA' (kg/m ³)	Rottura (N/mm ²)	Rottura (kN)	Fattore di Forma UNI 772-1	Rottura Normalizzata (N/mm ²)
			A (mm)	B (mm)	H (mm)								
M10-1	267.07	2.62	55.65	54.36	53.43	3025	161.63	16.20	1652.3	31.7	95.8	0.863	27.3
M10-2	264.41	2.59	53.32	53.60	52.08	2858	148.84	17.42	1776.4	33.7	96.4	0.857	28.9
M10-3	282.65	2.77	55.24	54.59	54.59	3016	164.62	16.84	1717.0	28.4	85.6	0.871	24.7
M10-4	265.54	2.60	53.46	53.77	52.64	2875	151.32	17.21	1754.9	27.9	80.1	0.860	24.0

MEDIA	26.2
s.q.	2.3
f_{bk}	20.4
δ	8.69

PROVINI SERIE M11

CUBETTO N°	PESO (g)	PESO (N)	DIMENSIONI			AREA (axb) (mm ²)	VOLUME (cm ³)	DENSITA' (kN/m ³)	DENSITA' (kg/m ³)	Rottura (N/mm ²)	Rottura (kN)	Fattore di Forma UNI 772-1	Rottura Normalizzata (N/mm ²)
			A (mm)	B (mm)	H (mm)								
M11-1	238.84	2.34	51.21	51.12	51.21	2618	134.06	17.47	1781.6	25.1	65.8	0.856	21.5
M11-2	285.31	2.80	54.55	54.16	53.99	2954	159.51	17.54	1788.7	19.3	57.1	0.868	16.8
M11-3	251.54	2.47	53.32	53.57	52.45	2856	149.82	16.47	1679.0	26.8	76.5	0.859	23.0
M11-4	283.00	2.78	54.3	54.5	53.9	2958	159.39	17.41	1775.5	29.2	86.3	0.870	25.4
M11-5	282.00	2.77	52.6	54.6	54.3	2874	155.98	17.73	1808.0	22.5	64.7	0.870	19.6
M11-6	268.60	2.63	51.9	55.9	53.5	2899	155.22	16.97	1730.5	20.5	59.3	0.870	17.8

MEDIA	20.7
s.q.	3.3
f_{bk}	13.1
δ	15.78

Tabella 6.3 – Risultati delle prove di compressione sui cubetti prelevati dai mattoni M7, M10 ed M11.

PROVINI SERIE M14

CUBETTO N°	PESO (g)	PESO (N)	DIMENSIONI			AREA (axb) (mm ²)	VOLUME (cm ³)	DENSITA' (kN/m ³)	DENSITA' (kg/m ³)	Rottura (N/mm ²)	Rottura (kN)	Fattore di Forma UNI 772-1	Rottura Normalizzata (N/mm ²)
			A (mm)	B (mm)	H (mm)								
M14-1	206.08	2.02	51.04	49.30	51.08	2516	128.53	15.72	1603.3	22.3	56.1	0.857	19.1
M14-2	217.86	2.14	51.10	51.60	50.71	2637	133.71	15.98	1629.3	27.6	72.6	0.852	23.5
M14-3	213.41	2.09	51.12	51.07	50.47	2611	131.76	15.88	1619.7	32.4	84.7	0.851	27.6
M14-4	242.73	2.38	52.56	53.34	52.89	2804	148.28	16.05	1637.0	32.7	91.7	0.863	28.2
M14-5	297.30	2.92	54.8	54.7	57.3	2993	171.48	17.00	1733.7	28.0	83.8	0.890	24.9
M14-6	263.70	2.59	53.4	54.8	54.7	2923	159.98	16.16	1648.3	23.7	69.3	0.880	20.9

MEDIA	24.0
s.q.	3.6
f_{bk}	15.6
δ	15.12

PROVINI SERIE M16

CUBETTO N°	PESO (g)	PESO (N)	DIMENSIONI			AREA (axb) (mm ²)	VOLUME (cm ³)	DENSITA' (kN/m ³)	DENSITA' (kg/m ³)	Rottura (N/mm ²)	Rottura (kN)	Fattore di Forma UNI 772-1	Rottura Normalizzata (N/mm ²)
			A (mm)	B (mm)	H (mm)								
M16-1	248.89	2.44	51.47	51.16	52.81	2633	139.06	17.55	1789.8	22.3	58.8	0.866	19.3
M16-2	270.00	2.65	53.86	53.21	52.39	2866	150.14	17.64	1798.3	23.7	68.0	0.859	20.4
M16-3	235.57	2.31	50.62	51.14	50.88	2589	131.71	17.54	1788.5	30.9	80.0	0.854	26.4
M16-4	280.20	2.75	54.2	53.3	53.3	2885.7	153.9	17.9	1820.8	26.9	77.5	0.870	23.4

MEDIA	22.4
s.q.	3.2
f_{bk}	14.3
δ	14.22

PROVINI SERIE M17b

CUBETTO N°	PESO (g)	PESO (N)	DIMENSIONI			AREA (axb) (mm ²)	VOLUME (cm ³)	DENSITA' (kN/m ³)	DENSITA' (kg/m ³)	Rottura (N/mm ²)	Rottura (kN)	Fattore di Forma UNI 772-1	Rottura Normalizzata (N/mm ²)
			A (mm)	B (mm)	H (mm)								
M17B-1	250.37	2.46	53.36	53.20	53.31	2839	151.33	16.22	1654.4	34.2	97.0	0.866	29.6
M17B-2	256.54	2.52	53.57	53.72	52.77	2878	151.86	16.57	1689.3	29.7	85.4	0.861	25.6
M17B-3	247.43	2.43	53.48	53.45	52.53	2859	150.16	16.16	1647.8	36.2	103.3	0.860	31.1
M17B-4	242.19	2.38	53.08	53.28	51.90	2828	146.78	16.18	1650.0	34.2	96.6	0.856	29.3

MEDIA	28.9
s.q.	2.3
f_{bk}	22.9
δ	8.13

Tabella 6.4 – Risultati delle prove di compressione sui cubetti prelevati dai mattoni M14, M16 ed M17b.

PROVINI SERIE M18

CUBETTO N°	PESO (g)	PESO (N)	DIMENSIONI			AREA (axb) (mm ²)	VOLUME (cm ³)	DENSITA' (kN/m ³)	DENSITA' (kg/m ³)	Rottura (N/mm ²)	Rottura (kN)	Fattore di Forma UNI 772-1	Rottura Normalizzata (N/mm ²)
			A (mm)	B (mm)	H (mm)								
M18-1	271.72	2.66	53.04	53.29	54.98	2827	155.40	17.15	1748.5	41.7	117.8	0.877	36.6
M18-2	267.89	2.63	53.88	52.99	53.35	2855	152.32	17.25	1758.7	43.7	124.7	0.865	37.8
M18-3	260.24	2.55	53.39	54.81	53.17	2926	155.59	16.40	1672.6	34.1	99.6	0.863	29.4
M18-4	279.42	2.74	55.05	54.78	53.79	3016	162.21	16.89	1722.6	32.2	97.0	0.865	27.8

MEDIA	32.9
s.q.	5.0
f_{bk}	20.2
δ	15.22

PROVINI SERIE M20

CUBETTO N°	PESO (g)	PESO (N)	DIMENSIONI			AREA (axb) (mm ²)	VOLUME (cm ³)	DENSITA' (kN/m ³)	DENSITA' (kg/m ³)	Rottura (N/mm ²)	Rottura (kN)	Fattore di Forma UNI 772-1	Rottura Normalizzata (N/mm ²)
			A (mm)	B (mm)	H (mm)								
M20-1	272.70	2.67	53.9	53.8	54.7	2895.5	158.2	16.9	1723.3	21.4	61.8	0.87	18.6
M20-2	272.00	2.67	54.4	54.6	54.0	2966.4	160.3	16.6	1696.8	28.2	83.6	0.87	24.5
M20-3	287.30	2.82	54.5	57.5	53.6	3136.5	168.2	16.7	1708.0	28.4	88.9	0.86	24.4

MEDIA	22.5
s.q.	3.4
f_{bk}	14.6
δ	15.09

PROVINI SERIE M24

CUBETTO N°	PESO (g)	PESO (N)	DIMENSIONI			AREA (axb) (mm ²)	VOLUME (cm ³)	DENSITA' (kN/m ³)	DENSITA' (kg/m ³)	Rottura (N/mm ²)	Rottura (kN)	Fattore di Forma UNI 772-1	Rottura Normalizzata (N/mm ²)
			A (mm)	B (mm)	H (mm)								
M24-1	279.40	2.74	53.7	54.8	54.6	2941.2	160.7	17.0	1738.6	30.9	90.9	0.871	26.9
M24-2	270.70	2.65	54.9	54.7	51.6	3004.1	155.1	17.1	1745.6	27.9	83.8	0.850	23.7
M24-3	243.40	2.39	51.9	52.1	50.7	2701.4	136.9	17.4	1777.5	28.3	76.4	0.850	24.0

MEDIA	24.9
s.q.	1.8
f_{bk}	20.8
δ	7.10

Tabella 6.5 – Risultati delle prove di compressione sui cubetti prelevati dai mattoni M18, M20 ed M24.

SERIE	N° CUBETTI	RESISTENZA MEDIA A COMPRESIONE f_{bm} [MPa]
M3	3	21.1
M4	3	18.8
M5	5	23.2
M7	3	28.4
M10	4	26.2
M11	6	20.7
M14	6	24.0
M16	4	22.4
M17b	4	28.9
M18	4	32.9
M20	3	22.5
M24	3	24.9

Tabella 6.6 – Valori medi della resistenza a compressione ricavata per le diverse serie di campioni.

Come si può notare, i valori di resistenza media così ottenuti risultano compresi tra 18.8 e 32.9 MPa, e sono quindi abbastanza in linea con i valori attesi per i mattoni pieni. I valori ottenuti sono tuttavia risultati alquanto dispersi, anche all'interno dello stesso gruppo di campioni. In generale, va comunque ricordato che i dati sperimentali ricavati da campioni di piccole dimensioni possono essere affetti da rilevante dispersione a causa della disomogeneità del materiale.

6.2 Prove sclerometriche su elementi in c.a.

Nel corso del rilievo materico e dei dettagli costruttivi si è inoltre provveduto all'esecuzione di un limitato numero di prove sclerometriche su elementi in c.a., volte a fornire una stima, seppur approssimata, della resistenza del calcestruzzo. Tali indagini hanno principalmente riguardato le strutture di fondazione, in calcestruzzo a vista, accessibili dai locali originariamente destinati a rifugio antiaereo, nonché due pilastri, di cui è stata messa a nudo una limitata porzione durante i rilievi effettuati.

L'ubicazione in pianta dei sondaggi effettuati nei locali dell'ex rifugio antiaereo è riportata in Figura 6.3a. Per il punto BS₁, le battute sono state effettuate sia nella porzione superiore (BS_{1A}) - verticale - che in quella inferiore (BS_{1B}) - inclinata di 45° - della trave di fondazione, come mostrato in Figura 8.3b. I risultati delle misurazioni sono sintetizzati in Tabella 6.7.

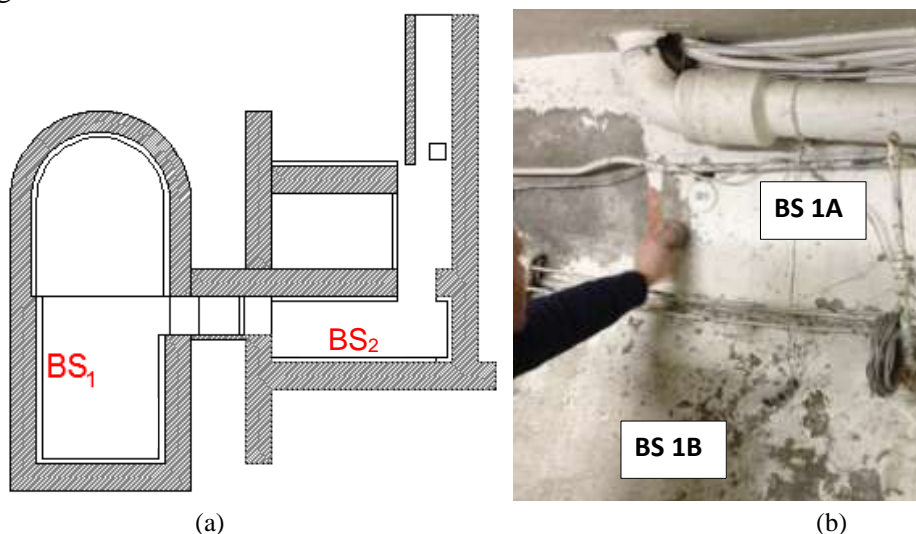


Figura 6.3 – (a) Pianta chiave con indicazione dei punti di effettuazione delle battute sclerometriche nei locali originariamente adibiti a rifugio antiaereo; (b) effettuazione delle battute sclerometriche nella parte superiore (verticale) ed inferiore (con inclinazione di 45°) della trave di fondazione.

PUNTO DI SONDAGGIO	LETTURA	ANGOLO (°)	INDICE DI RIMBALZO	R_{ck} (MPa)	$R_{ck,medio}$ (MPa)	Deviazione standard (MPa)
BS _{1B}	1	-45	21	14.0	13.1	0.73
	2		20	12.5		
	3		20	12.5		
	4		20	12.5		
	5		21	14.0		
BS _{1A}	1	0	25	17.0	18.0	1.73
	2		28	21.0		
	3		25	17.0		
	4		25	17.0		
BS ₂	1	0	30	24.0	26.3	3.96
	2		28	21.0		
	3		33	29.0		
	4		34	31.0		

Tabella 6.7 – Risultati delle prove sclerometriche sulle travi di fondazione.

Si può notare come le indagini effettuate nelle zone caratterizzate da un minor degrado della superficie (punto BS₂, e parte alta della trave in corrispondenza del punto BS₁) abbiano ovviamente fornito valori più elevati della resistenza.

Per quanto concerne i pilastri, le prove sclerometriche sono state effettuate sugli elementi P201 e P402 (secondo la nomenclatura adottata nell'Appendice 5), rispettivamente ubicati al secondo e al quarto piano e cerchiati in rosso in Figura 6.4a-b. I risultati ottenuti sono riportati in Tabella 6.8.

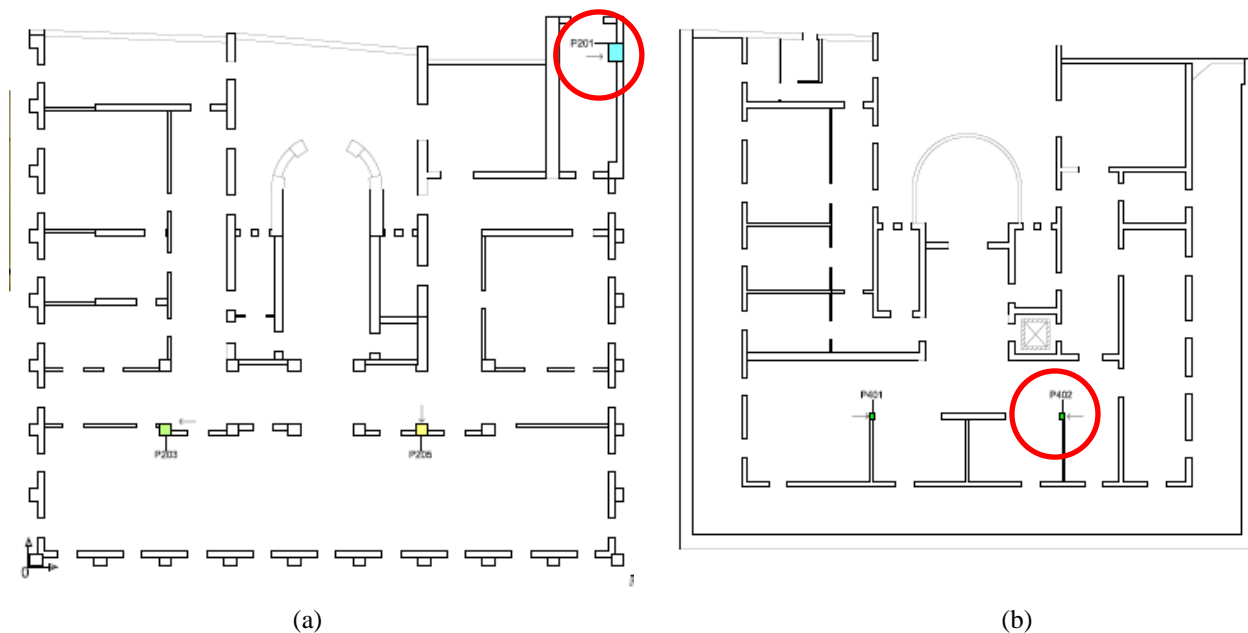


Figura 6.4 – (a) Pianta chiave con indicazione dei punti di effettuazione delle battute sclerometriche sui pilastri al secondo e al quarto piano (P201 e P402 rispettivamente).

PUNTO DI SONDAGGIO	LETTURA	ANGOLO (°)	INDICE DI RIMBALZO	R_{ck} (MPa)	$R_{ck,medio}$ (MPa)	Deviazione standard (MPa)
P201	1	0	30	24.0	27.9	2.87
	2		31	26.0		
	3		32	28.0		
	4		33	29.0		
	5		35	32.5		
P402	1	0	23	14.0	13.5	1.87
	2		21	11.0		
	3		24	15.5		

Tabella 6.8 – Risultati delle prove sclerometriche sui pilastri.

6.3 Stima del fattore di confidenza (FC)

Come già anticipato, per il fabbricato in esame è stato possibile raggiungere il livello di conoscenza LC1 cui corrisponde un fattore di confidenza pari a 1.35, ma considerando però l'elevato livello di approfondimento delle precedenti fasi di indagine e tenendo conto dal fatto che comunque sono state eseguite le prove di caratterizzazione meccanica dei mattoni, tale valore del fattore di confidenza è parso eccessivamente penalizzante; per questa ragione, trattandosi di un edificio soggetto a vincolo da parte della Soprintendenza dei Beni Culturali (Figura 6.5), si è deciso di “correggere” tale valore sulla base delle indicazioni contenute nelle “Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale e tutelato, con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008”.



Figura 6.5 – WebGIS del Patrimonio culturale Emilia-Romagna: individuazione del tipo di tutela esistente sull’edificio oggetto di indagine.

Nel dettaglio, il fattore di confidenza è stato calcolato a partire da diversi fattori parziali di confidenza F_{ck} ($k = 1,4$), i cui valori – stimati sulla base dei coefficienti numerici riportati in Tabella 2.10 – sono associati alle 4 categorie di indagine e al relativo livello di conoscenza raggiunto, utilizzando la relazione:

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{ck} .$$

Analizzando singolarmente le 4 categorie di indagine riportate in Tabella 6.9, per il caso in esame è possibile assumere i seguenti valori dei fattori parziali di confidenza:

- Rilievo geometrico: il rilievo geometrico è completo, ma le indagini sui quadri fessurativi e deformativi non si possono ritenere del tutto esaustive; si è assunto pertanto $F_{c1} = 0.05$;
- Identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica: è stata effettuata una restituzione parziale delle fasi costruttive dell'edificio tramite un esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi, associato ad indagini documentarie e tematiche. Tali indagini hanno da un lato consentito una buona comprensione del comportamento strutturale del fabbricato, e dall'altro hanno permesso di chiarirne le principali vicende di trasformazione. Si è assunto pertanto $F_{c2} = 0.06$;
- Proprietà meccaniche dei materiali: sono state condotte limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali; si è pertanto assunto $F_{c3} = 0.06$;
- Terreno e fondazioni: la conoscenza dei dati geotecnici risulta limitata a prove eseguite su aree limitrofe al fabbricato in esame e le caratteristiche delle strutture di fondazione sono note solo in modo parziale dagli elaborati storici di progetto. Per tale ragione si è adottato in via cautelativa $F_{c4} = 0.06$.

Di conseguenza, il valore del fattore di confidenza da considerare nelle verifiche risulta pari a:

$$F_c = 1 + (0.05 + 0.06 + 0.06 + 0.06) = 1.23 ,$$

che risulta essere di poco superiore a quello previsto dal DM08 e dalla relativa Circ.617/09 per un livello di conoscenza LC2 (ovvero $FC = 1.2$).

Rilievo geometrico	rilievo geometrico completo	$F_{c1} = 0.05$
	rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi	$F_{c1} = 0$
Identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica	restituzione ipotetica delle fasi costruttive basata su un limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)	$F_{c2} = 0.12$
	restituzione parziale delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su: a) limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione e alla verifica delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, verifica diagnostica delle ipotesi storiografiche); b) esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)	$F_{c2} = 0.06$
	restituzione completa delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su un esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, eventuali indagini diagnostiche)	$F_{c2} = 0$
Proprietà meccaniche dei materiali	parametri meccanici desunti da dati già disponibili	$F_{c3} = 0.12$
	limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali	$F_{c3} = 0.06$
	estese indagini sui parametri meccanici dei materiali	$F_{c3} = 0$
Terreno e fondazioni	limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geotecnici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni	$F_{c4} = 0.06$
	disponibilità di dati geotecnici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni	$F_{c4} = 0.03$
	estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni	$F_{c4} = 0$

Tabella 6.9 – Definizione dei livelli di approfondimento delle indagini sui diversi aspetti della conoscenza e relativi fattori parziali di confidenza (Tabella 4.1 delle Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale e tutelato).

6.4 AZIONI SULLA STRUTTURA E LORO COMBINAZIONE

Nell'ambito delle verifiche tecniche e di sicurezza sismica dell'edificio sede Servizio Tecnico di Bacino (S.T.B.) di Romagna, sono state considerate le seguenti azioni:

- azione della neve,
- azione del vento,
- azione sismica,
- carichi permanenti e accidentali,

la cui quantificazione viene riportata in modo dettagliato nei successivi paragrafi, facendo esplicito riferimento alle indicazioni contenute nel DM08 e nella Circ.617/09.

Ai fini delle verifiche statiche a SLU, tali azioni sono state combinate tra loro facendo riferimento alla *combinazione fondamentale* (§§2.5.3 e 2.6.1 DM08):

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

in cui G_1 e G_2 rappresentano i carichi permanenti, rispettivamente dovuti ai pesi propri degli elementi strutturali e non strutturali, mentre con Q_{ki} sono stati indicati i carichi variabili presenti sulla struttura.

Per comodità di lettura, i valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qi} adottati nelle analisi sono stati riportati in Tabella 6.10, mentre i coefficienti di combinazione delle azioni variabili ψ_{0i} sono richiamati in Tabella 6.11.

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.10 – Coefficienti parziali di sicurezza (corrispondente alla Tabella 2.6.I del DM08).

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 6.11 – Coefficienti di combinazione (corrispondente alla Tabella 2.5.I del DM08).

Ai fini delle verifiche sismiche a SLV, le azioni sono state invece combinate con riferimento alla *combinazione sismica* (§§2.5.3 e 2.6.1 del DM08):

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

in cui E rappresenta proprio l'azione sismica considerata; i valori dei coefficienti di combinazione delle azioni variabili ψ_{2i} sono ancora una volta riportati in Tabella 6.1

6.4.1 Azione della neve

Per la valutazione del carico di neve sono state seguite le indicazioni fornite dal DM08 al §3.4.1, di cui si riporta l'estratto relativo.

Nello specifico, il valore caratteristico di riferimento del carico di neve al suolo q_{sk} è risultato pari a 1.5 kN/m^2 , in quanto il Comune di Ravenna appartiene alla Zona I Mediterranea e l'edificio considerato è ubicato ad un'altitudine inferiore ai 200 m s.l.m.

Poiché l'edificio sorge in un'area con classe di topografia normale secondo la Tabella 3.4.I del DM08, il coefficiente di esposizione C_E è stato assunto pari ad 1; in assenza di uno specifico e documentato studio, si è inoltre considerato un coefficiente termico C_t unitario.

Il coefficiente di forma μ_i è stato assunto pari a 0.8 sia per la copertura dei locali del 5° piano adibiti ad archivio/deposito, costituita da un'unica falda con pendenza del 30% (corrispondente quindi ad un'inclinazione di circa 18° ; Figura 6.6a, lettera A), che per quella, pressoché piana, del vano scale secondario (Figura 6.6a, lettera B), dell'appartamento (Figura 6.6a, lettera C) e del corpo centrale ove è ubicato l'arrivo dell'ascensore (Figura 6.6a, lettera D). Il medesimo coefficiente di forma è stato inoltre utilizzato per la valutazione del carico di neve sul terrazzo del 4° piano e sul balconcino presente nel lato sud dell'edificio (Figura 6.6a, lettere E ed F rispettivamente), per i quali la possibilità di accumulo risulta modesta. In tali zone, il carico della neve, agente in direzione verticale, è risultato quindi pari a $q_s = 1.2 \text{ kN/m}^2$.

Per quanto riguarda invece le porzioni di copertura adibite a terrazzo al piano 5° (Figura 6.6a,b), si è invece considerata la possibilità di accumulo della neve in presenza di vento, secondo quanto previsto nella Circ.617/09 al §C.3.4.5.6 per le coperture adiacenti a porzioni più elevate in assenza di parapetto (Figura 6.7). Nello specifico, i corpi più elevati privi di parapetto sono rappresentati dai depositi posti lungo il perimetro del terrazzo e dal corpo centrale, a copertura piana (Figura 6.6, lettere A e D rispettivamente).



Figura 6.6 – Vista aerea della copertura della sede S.T.B. (da Google Maps).

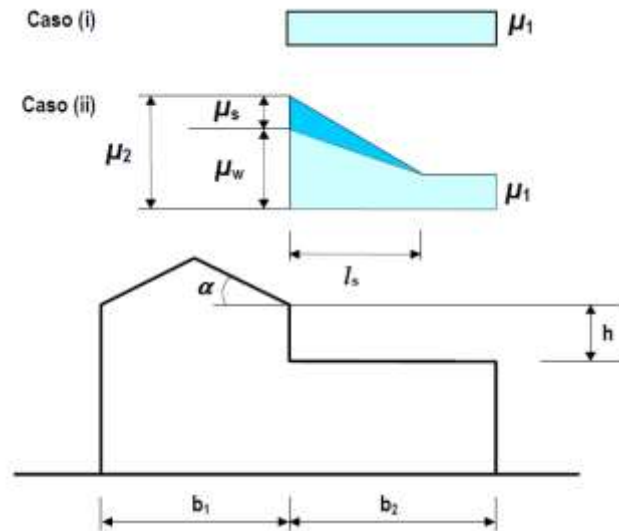


Figura 6.7 - Coefficienti di forma per il carico neve (estratto dalla Circ.617/09).

Con riferimento alla simbologia di Figura 6.7, il coefficiente di forma è stato in questo caso considerato variabile tra μ_1 e μ_2 , avendo posto $\mu_1 = 0.8$ (la terrazza è infatti piana) e $\mu_2 = \mu_s + \mu_w$. Nello specifico, il coefficiente μ_s , relativo allo scivolamento della neve dalla copertura superiore, è stato calcolato in ragione del 50% del carico totale massimo insistente sulla falda della copertura superiore (le falde degli archivi, Figura 6.6 lettera A, hanno infatti una pendenza del 30%) e risulta pertanto pari a 0.4. Per il corpo centrale con copertura piana, si può invece porre $\mu_s = 0$. Il coefficiente μ_w relativo alla redistribuzione operata dal vento è stato invece valutato come:

$$\mu_w = (b_1 + b_2) / 2h \leq \gamma h / q_{sk}$$

con riferimento alla simbologia di Figura 6.7. I valori dei singoli parametri utilizzati nella formula sono riportati in Tabella 6.12 (si veda anche Figura 6.8). Occorre precisare che il coefficiente μ_w deve essere compreso tra 0.8 e 4, mentre la lunghezza della zona in cui si forma l'accumulo l_s , pari a $2h$, deve essere compresa tra 5 m e 15 m. Nelle zone in cui risulta $b_2 < l_s$, il valore del coefficiente di forma al livello della fine della copertura (μ_{fin}) è stato valutato per interpolazione lineare tra i valori di μ_1 e μ_2 .

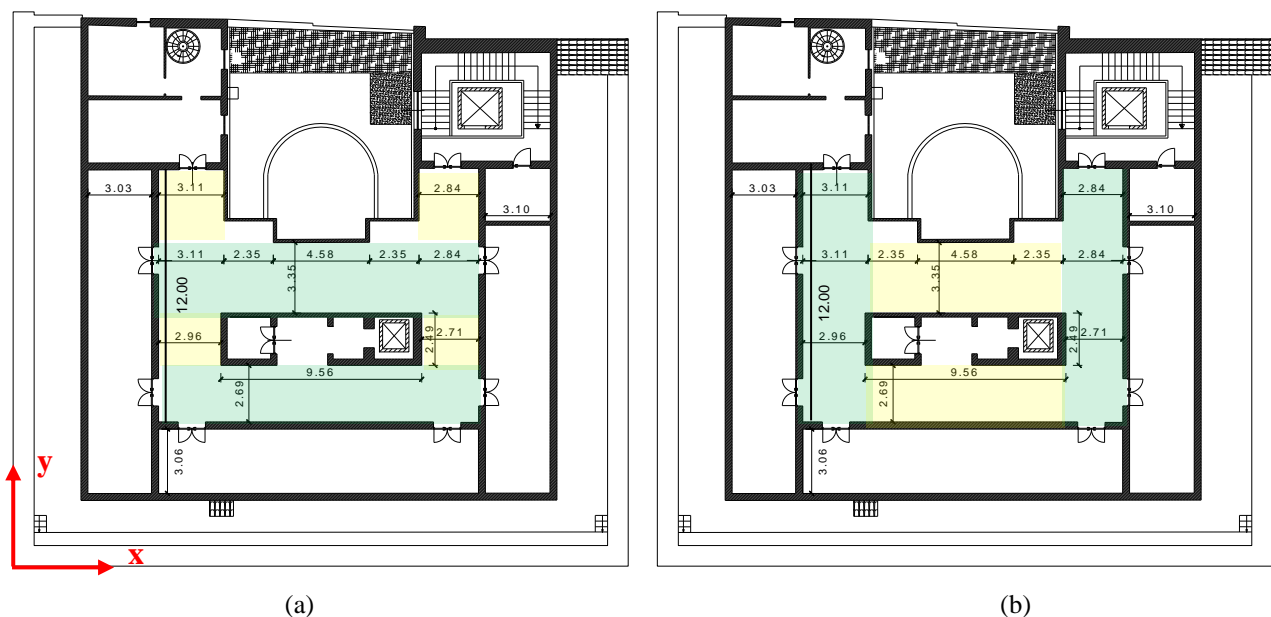


Figura 6.8 – Individuazione delle porzioni di terrazza soggette ad accumulo neve, (a) in direzione x e (b) in direzione y.

	b_1	b_2 (medio)	h	μ_w	$\gamma h/q_{sk}$	μ_1	μ_2	l_s	μ_{fin}
	m	m	m	-	-	-	-	m	m
Vento in direz x, copertura a 1 falda (A)	3.7	2.9	2.3	1.43	3.07	0.8	1.83	4.6→5	1.24
Vento in direz x, copertura a 1 falda (A)	3.7	15.2	2.3	3.07	3.07	0.8	3.47	4.6→5	0.8
Vento in direz x, copertura piana (D)	9.6	2.8	5.0	1.24	6.67	0.8	1.24	10	1.11
Vento in direz y, copertura a 1 falda (A)	3.7	2.7	2.3	1.39	3.07	0.8	1.79	4.6→5	1.26
Vento in direz y, copertura a 1 falda (A)	3.7	12.0	2.3	3.07	3.07	0.8	3.47	4.6→5	0.8
Vento in direz y, copertura piana (D)	2.5	3.0	5.0	0.8	6.67	0.8	0.8	10	0.8

Tabella 6.12 – Calcolo dei coefficienti μ_1 , μ_2 per la porzione di copertura soggetta ad accumulo.

Esaminando i valori riportati in Tabella 6.12 – Calcolo dei coefficienti μ_1 , μ_2 per la porzione di copertura soggetta ad accumulo., si può quindi notare che gli accumuli di neve dovuti alla presenza del corpo centrale (Figura 6.6 – Vista aerea della copertura della sede S.T.B. (da Google Maps)., lettera D) risultano sempre inferiori rispetto a quelli legati alla presenza dei depositi presenti lungo il perimetro del fabbricato (Figura 6.6 – Vista aerea della copertura della sede S.T.B. (da Google Maps)., lettera A); per tale ragione, a favore di sicurezza, nell'analisi sono stati adottati i valori del coefficiente di forma calcolati con riferimento a questi ultimi (righe 1, 2, 4 e 5 di Tabella 6.12 – Calcolo dei coefficienti μ_1 , μ_2 per la porzione di copertura soggetta ad accumulo.). Inoltre, dal momento che i valori dei coefficienti di forma valutati per vento agente in direzione x ed y sono poco diversi tra loro, si è deciso per semplicità di fare riferimento ad un unico valore (pari al massimo). Di conseguenza, il carico neve risultante nelle zone del quinto piano soggette ad accumulo è quello riportato in Tabella 6.13.

Zona	μ_1	μ_2	q_s	l_s	$q_{s, medio} (su l_s)$
	-	-	kN/m^2	m	kN/m^2
Copertura a 1 falda (A), vento in direz x e y, zone gialle di Fig. 3.4	1.26		1.89	5	3.27
		1.83	2.75		
Copertura a 1 falda (A), vento in direz x e y, zone verdi di Fig. 3.4	0.80		1.20	5	3.20
		3.47	5.20		

Tabella 6.13 – Carico di neve per le porzioni di copertura soggette ad accumulo.

Si sottolinea comunque che il caso in esame risulta più complesso rispetto a quanto previsto dalla Circ.617/09 al § C3.4.5.6 ed è pertanto possibile l'accumulo dovuto al deposito della neve nella zona di ombra aerodinamica possa essere in realtà differente da quello calcolato utilizzando le formule da normativa.

Non sono stati invece considerati gli effetti dell'accumulo della neve in presenza di sporgenze (ad esempio i parapetti di bordo delle terrazze del 4° piano e dei due torrioni al 5° piano), dal momento che questi ultimi devono essere tenuti in conto solo per le verifiche locali sulle membrature direttamente interessate, e non per quelle globali sul fabbricato.

6.4.2 Azione del vento

Per la valutazione dell'azione di progetto del **vento** sono state seguite le indicazioni fornite dal DM08 al §3.3.4. Nello specifico, la pressione cinetica di riferimento q_b è stata ottenuta dall'espressione:

$$q_b = 0.5 \rho v_b^2,$$

in cui ρ rappresenta la densità dell'aria, assunta convenzionalmente pari a 1.25 kg/m^3 , e v_b rappresenta la velocità di riferimento, che risulta pari a 25.0 m/s (Tabella 3.3.I, DM08), dal momento che il sito sul quale sorge la costruzione in oggetto si trova in Zona 2 (Emilia Romagna), ad una quota di 10 m s.l.m. e quindi minore di $a_0 = 750 \text{ m}$.

Il coefficiente di esposizione c_e è stato valutato mediante le seguenti relazioni:

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

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

ricavando i coefficienti k_r , z_0 e z_{\min} dalla Tabella 3.3.II del DM08, in funzione della categoria di esposizione del sito considerato. Come già ricordato in precedenza, la costruzione risulta ubicata in Zona 2 (Emilia Romagna), in un'area caratterizzata da una classe A di rugosità del terreno, a meno di 10 km dalla costa e ad un'altitudine minore di 500 m s.l.m. ; può quindi essere assunta la categoria di esposizione IV. Di conseguenza, nei calcoli si sono assunti $k_r = 0.22$, $z_0 = 0.3 \text{ m}$ e $z_{\min} = 8.0 \text{ m}$, mentre il coefficiente di topografia c_t è stato posto pari ad 1.

In accordo con il §C3.3.10 della Circ.617/09, il coefficiente di forma c_p è stato assunto pari a $+0.8$ per le pareti direttamente investite dal vento e -0.4 per le pareti sottovento.

Il coefficiente dinamico è stato cautelativamente assunto pari a 1.0.

Nella Tabella 6.14 vengono riportati i valori della pressione del vento (p^+) e depressione (p^-), riferiti alla quota dell'estradosso del solaio di ciascun piano rispetto alla quota media del piano campagna circostante.

PIANO	p^+ (kN/m ²)	p^- (kN/m ²)
terra	0.51	0.26
primo	0.51	0.26
secondo	0.62	0.31
terzo	0.69	0.34
quarto	0.73	0.36
quinto	0.75	0.38

Tabella 6.14 – Azione del vento, valutata alla quota dell'estradosso dei solai dei diversi piani.

6.4.3 Azione sismica

L'azione sismica di riferimento per lo stato limite di salvaguardia della vita umana, in termini di forme spettrali da impiegare nelle analisi sismiche definite sulla base dei dati relativi alla destinazione d'uso ed alle caratteristiche geomorfologiche del sito, è stata ricavata mediante il software "Spettri-NTC", scaricabile dal sito web del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

In particolare, la sicurezza nei confronti dello SLV risulta caratterizzata da una probabilità di superamento P_{VR} pari al 10% (Tabella 8.15) nel periodo di riferimento V_R proprio della costruzione considerata, come definito nel §2.4 del DM08.

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 6.15 – Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato (corrispondente alla Tabella 3.2.I del DM08).

Per quanto riguarda la *destinazione d'uso*, l'edificio in esame, essendo adibito a sede del Servizio Tecnico di Bacino di Romagna, risulta classificato come "*edificio di interesse strategico [...] la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile*" ai sensi dell'Allegato A del D.G.R. 1661/2009; per tale ragione, è lecito ipotizzare che la vita nominale dell'opera sia $V_N \geq 100$ anni e che essa ricada in classe d'uso IV secondo quanto previsto dal §2.4 del DM08. Di conseguenza, il coefficiente d'uso C_U risulterà pari a 2.0 (Tabella 2.4.II, Circ.617/09) e il periodo di riferimento varrà $V_R = V_N \cdot C_U = 100 \cdot 2.0 = 200$ anni, secondo quanto già illustrato precedentemente. Tuttavia, tenuto conto del fatto che non si tratta di un edificio di nuova costruzione, ma bensì realizzato sul finire degli anni '30, di comune accordo con la Committenza si è scelto di ridurre la vita nominale dell'opera V_N a 50 anni; conseguentemente, mantenendo $C_U = 2.0$, si ottiene un valore del periodo di riferimento pari a $V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 2.0 = 100$ anni. Con riferimento alle *caratteristiche geomorfologiche del sito* si è inoltre assunta una categoria di sottosuolo C ed una categoria topografica T1.

I principali dati di input immessi nel software "Spettri-NTC" utilizzato per ricavare lo spettro di progetto sono quindi risultati essere (Figura 6.9-Figura 6.10):

- coordinate geografiche del sito in oggetto (lat. 44.415094°, long. 12.20005°),
- vita nominale $V_N = 50$ anni e coefficiente d'uso $C_U = 2$,
- categoria di sottosuolo C e categoria topografica T1.



(a)

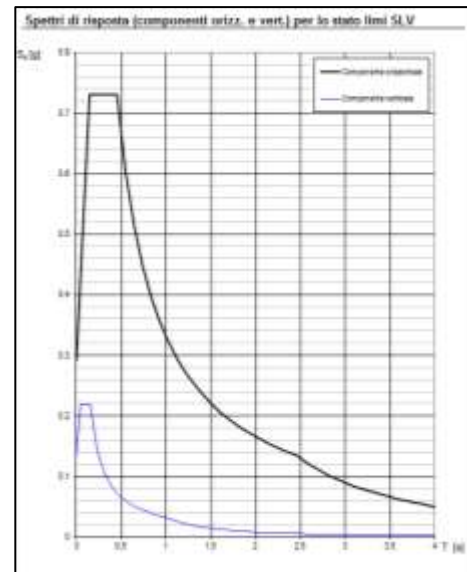


(b)

Figura 6.9 – (a) inserimento delle coordinate geografiche del sito; (b) inserimento dei parametri V_N e C_U .



(a)



(b)

Figura 6.10 – Inserimento della categoria di sottosuolo e della categoria topografica.

In Figura 6.10b viene riportato lo spettro di risposta elastico per lo stato limite di salvaguardia della vita umana, relativamente alla componente orizzontale e verticale dell'azione sismica. Il valore di accelerazione al suolo risulta pari ad $a_g = 0.212 g$. Il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s per la categoria di sottosuolo C, risulta pari a 1.382.

6.4.4 Analisi dei carichi

6.4.4.1 Peso proprio degli elementi strutturali

I pesi propri G_1 degli elementi strutturali principali, rappresentati dalle pareti murarie in laterizio, dalle travi e dai pilastri in c.a., sono stati valutati a partire dalle effettive dimensioni geometriche rilevate in sito e dai relativi pesi per unità di volume.

6.4.4.1.1 Elementi in laterizio

Come già evidenziato, nell'edificio in esame è stata rilevata una certa variabilità nella struttura muraria, per cui si è provveduto ad effettuare una differenziazione dei pesi per le varie tipologie di blocchi in laterizio presenti.




Tipologia di blocchi	Pesi per unità di volume [kN/m ³]	Immagine
<i>Mattoni pieni</i>	17.0	
<i>Muratura "mista" in mattoni pieni e forati (rapporto 1:1 tra mattoni forati e pieni)</i>	14.0	
<i>Mattoni forati</i>	11.0	

Tabella 6.16 – Pesi per unità di volume delle pareti murarie dell'edificio in oggetto

Il peso proprio per i mattoni pieni è stato desunto a partire dai campioni prelevati in sito ed è risultato in media pari a 17 kN/m³. Per quanto concerne il peso dei mattoni forati, non noto da indagini specifiche, si è scelto di adottare il valore convenzionale di 11 kN/m³. In Tabella 6.16 vengono riportati i pesi per unità di volume per le varie tipologie di pareti presenti. Si sottolinea che il peso delle pareti costituite in parte da mattoni pieni e in parte da forati è stato calcolato come media tra i due tipi di laterizi costituenti la parete, assumendo tra loro un rapporto 1:1. Si precisa anche che i valori riportati in tabella sono stati debitamente maggiorati nel modello numerico per tenere conto anche del peso dell'intonaco e della malta, in funzione dello spessore medio rilevato in sito.

6.4.4.1.2 Elementi in calcestruzzo armato

Per quanto riguarda gli elementi in calcestruzzo armato, si è considerato un peso medio per unità di volume pari a 25 kN/m³. Nelle analisi numeriche tale valore è stato opportunamente maggiorato per tener conto della presenza dell'intonaco sugli elementi in c.a., assumendo un valore complessivo di 26 kN/m³.

6.4.4.2 Carico dei solai per tipologia

Si è anzitutto provveduto alla determinazione delle orditure e delle stratigrafie dei solai effettivamente presenti nella fase del rilievo, i cui risultati sono stati già descritti. La documentazione disponibile ed i rilievi effettuati hanno evidenziato la presenza di un numero limitato di tipologie di solaio presenti nel fabbricato in esame; molti solai risultano infatti del tutto simili tra loro per quanto riguarda le caratteristiche della parte strutturale e si differenziano solo per il quantitativo di armatura presente nei travetti (quest'ultimo parametro, tuttavia, non esercita alcuna influenza sull'analisi dei carichi).

Si è quindi proceduto alla determinazione dei carichi permanenti e variabili agenti sui singoli campi di solaio dell'edificio in esame, facendo riferimento alle disposizioni contenute nel DM08.

Per quanto concerne i carichi permanenti, i pesi per unità di superficie per ciascuna tipologia di solaio sono stati determinati sulla base delle effettive dimensioni – desunte dalle tavole storiche e/o rilevate da indagini specialistiche – e dei pesi assunti per i materiali costituenti, riportati in Tabella 6.17.

Materiale - Elemento	Peso specifico [kN/m³]
<i>Intonaco</i>	18.00
<i>Calcestruzzo armato</i>	25.00
<i>Calcestruzzo non armato</i>	24.00
<i>Elemento di alleggerimento in laterizio h 12cm</i>	5.20
<i>Elemento di alleggerimento in laterizio h 16cm</i>	5.00
<i>Elemento di alleggerimento in laterizio h 20cm</i>	4.85
<i>Elemento di alleggerimento in laterizio h 23cm</i>	4.70

Tabella 6.17 – Pesi per unità di volume assunti per i materiali costituenti i solai

In Tabella 6.18 sono riassunte le varie tipologie di solaio individuate con il relativo valore del carico permanente strutturale G_1 . Per i *solai in laterocemento ad orditura monodirezionale* la sigla identificativa è composta da due lettere (**SL** ad indicare Solaio Laterocementizio), seguite da due numeri che indicano rispettivamente l'altezza e la base dei travetti in c.a.; nel caso in cui la soletta superiore risulti assente è stata inoltre aggiunta la sigla **NS**. Per i solai del piano terra con *armature disposte a raggera* è stata adottata la sigla **AR**, mentre il *solaio a nervature incrociate* è stato indicato con la sigla **NI**. Da ultimo, il *solaio a soletta alleggerita* tra piano primo e piano secondo nei locali destinati ad archivio posti in prossimità della scala secondaria è stato indicato con la sigla **SA**. Anche in questo caso, i pesi si intendono comprensivi dell'intonaco presente all'intradosso dei solai.

Per i due campi di solaio con armatura a raggera, di forma pressoché quadrata con lato di 6.18 m, si è ipotizzata la presenza di una porzione piena nella zona adiacente al pilastro circolare, per una lunghezza pari a circa un terzo della dimensione totale del campo di solaio stesso in entrambe le direzioni.

Sigla solaio	Altezza travetti	Base travetti	Interasse travetti	Altezza elem. alleggerimento	Soletta sup.	Soletta inf. armata	Intonaco	Peso G_1
	<i>cm</i>	<i>cm</i>	<i>cm</i>	<i>cm</i>	<i>cm</i>	<i>cm</i>	<i>cm</i>	<i>kN/m²</i>
SL12/5	12	5	30	12	5	-	1	2.40
SL16/5	16	5	30	16	5	-	1	2.71
SL16/5/NS	16	5	30	16	-	-	1	1.51
SL20/5	20	5	30	20	5	-	1	3.02
SL23/5	23	5	30	23	9	-	1	4.20
NI	23	8	40	23	9	-	1	5.33
SA	-	-	-	12	5	4	1	3.00
AR	23	8	18-30	23	9	-	1	5.54

Tabella 6.18 – Pesi per unità di superficie per le varie tipologie di solai

Dal momento che la quasi totalità dei solai è caratterizzata dalla presenza di una soletta in calcestruzzo, seppur non armata, di spessore pari a 5 cm (e pari a 9 cm in diversi campi di solaio tra piano terra e primo) e che l'interasse tra i travetti è in genere abbastanza ridotto, si può ritenere che gli orizzontamenti abbiano un'adeguata capacità di ripartizione trasversale; per tale ragione, i carichi permanenti portati ed i carichi variabili sono stati assunti come uniformemente ripartiti.

I carichi permanenti non strutturali (G_2) sono stati desunti per pesatura delle microcarote prelevate in sito. I carotaggi hanno inoltre permesso di determinare lo spessore del pacchetto di finitura,

composto da massetto, allettamento e pavimentazione, variabile da 4 a 5.5 cm a seconda del punto d'indagine. Le pavimentazioni sono costituite in prevalenza da piastrelle in ceramica o marmette, mentre in sporadiche zone sono presenti linoleum o parquet. In Tabella 6.19 viene riportata l'analisi dei carichi relativa a ciascun punto di sondaggio.

Codice carota	Spessore strato					Spessore totale	Peso G ₂
	Massetto	Allettamento	Linoleum	Piastrelle	Parquet		
	cm	cm	cm	cm	cm		
C1	4.0	-	-	1.0	-	5.0	1.035
C2	2.5	-	-	1.5	-	4.0	0.818
C3	2.5	2.5	0.4	-	-	5.4	1.002
C4	1.5	2.5	-	1.5	-	5.5	1.033
C5	2.5	1.5	-	1.5	-	5.5	1.073
C6	3.5	-	-	-	2.0	5.5	0.885
C7	4.0	0.3	-	0.7	-	5.0	1.028
C8	2.5	-	-	1.5	-	4.0	0.818

Tabella 6.19 – Pesì per unità di superficie relativi alla parte non strutturale dei solai.

Per il calcolo dei pesi dei pacchetti si può fare riferimento ai pesi specifici riportati in Tabella 6.20, che, moltiplicati per gli spessori dei singoli strati, restituiscono dei valori di carico a metro quadrato molto prossimi a quelli ottenuti dalla pesatura in laboratorio delle microcarote prelevate.

	Massetto	Allettamento	Linoleum	Piastrelle	Parquet
Peso specifico [kN/m³]	21	17	13	19.5	7.5

Tabella 6.20 – Pesì per unità di volume assunti per i materiali costituenti la parte non strutturale dei solai.

Sulla scorta dei dati riportati in Tabella 6.19, nel modello numerico sono state considerate, a favore di sicurezza, tre macro-categorie di carico a metro quadrato, rispettivamente pari a 0.820 kN/m² (pavimento in marmette e pavimento degli archivi al quinto piano), 0.890 kN/m² (parquet) e 1.075 N/m² (piastrelle in ceramica o linoleum).

Per quanto riguarda il carico permanente non strutturale dovuto alla presenza delle pareti divisorie nei servizi e in alcuni degli uffici, è stata seguita la seguente procedura: i tramezzi che insistono direttamente su elementi orizzontali in c.a. sono stati considerati nel modello come carichi di linea applicati nella loro effettiva posizione, altrimenti si è calcolato un carico equivalente distribuito sulla campata di solaio interessata dalla loro presenza. Tale carico equivalente distribuito è stato valutato dividendo il peso reale dei divisori presenti su un dato campo di solaio per l'area del campo di solaio stesso e amplificando il valore così ottenuto per 1.5, a favore di sicurezza. Trattandosi di un edificio esistente, tale procedura è stata preferita a quella suggerita dal DM 08 al §3.1.3.1 dal momento che fornisce un valore più realistico del carico applicato.

E' infine opportuno ricordare che la maggior parte delle stanze dell'edificio è dotata di una controsoffittatura leggera, realizzata in cartongesso o lamiera, il cui esiguo peso non ne rende necessario l'inserimento nel modello numerico. Fa eccezione il piano terzo, ove è presente una controsoffittatura fissa, pesante, realizzata con tavellonati in laterizio e travetti, il cui peso è stimabile 0.84 kN/m².

Con riferimento alla determinazione del carico variabile agente sui solai, nell'edificio in esame sono state principalmente individuate le seguenti destinazioni d'uso, con riferimento alla Tabella 6.21, anch'essa estratta dal DM08:

- **categoria A** (residenziale): a tale categoria appartengono alcune stanze dell'appartamento presente al piano quarto, attualmente in fase di conversione ad archivio/deposito, e pochi altri locali;
- **categoria B** (uffici): a tale categoria appartengono la maggior parte dei locali del fabbricato; in particolare, ai piani primo, secondo, terzo e quarto gli uffici sono aperti al pubblico (cat. B2), sebbene non siano in genere caratterizzati da particolari affollamenti;
- **categoria C** (ambienti suscettibili di affollamento): a tale categoria (e più precisamente alla sottocategoria C2) appartengono le scale ed i pianerottoli, i balconi e le terrazze, nonché l'androne di ingresso posto su Piazza Caduti per la Libertà;
- **categoria E** (archivi): a tale categoria (e più precisamente alla sottocategoria E1) appartengono diversi locali concentrati prevalentemente ai piani terra e quinto, anche se sono presenti alcune stanze destinate ad archivio/deposito anche agli altri piani del fabbricato;
- **categoria H** (coperture e sottotetti): a tale categoria appartengono le coperture inclinate dei depositi al piano quinto, nonché quelle piane poste in corrispondenza del corpo centrale in corrispondenza dell'arrivo dell'ascensore e dei due torrini nel lato sud del fabbricato (cat. H1). Le porzioni di copertura adibite a terrazzo sono considerate praticabili (cat. H2) ed assimilate ad ambienti suscettibili di affollamento, sebbene non siano accessibili al pubblico, ma solo al personale che lavora nello stabile.

Per maggior chiarezza, nel seguito verranno riportati i carichi permanenti e variabili assunti per i diversi campi di solaio presenti nell'edificio e utilizzati nelle analisi numeriche, con riferimento alla nomenclatura adottata nell'Appendice 5.

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici. Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole	3,00	2,00	1,00
	Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4,00	4,00	2,00
C	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	5,00	5,00	3,00
D	Ambienti ad uso commerciale. Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale.			
E	Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	6,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	—	—	—
F-G	Rimesse e parcheggi. Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	2,50 —	2 x 10,00 —	1,00** —
	Coperture e sottotetti			
H	Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili	0,50	1,20	1,00
	Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	—	—	—
	* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati			
	** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso			

Tabella 6.21 – Valori dei carichi di esercizio per le diverse categorie di edifici (corrispondente alla Tabella 3.1.II del DM08).

Primo orizzontamento

I carichi relativi ad ogni campo di solaio del primo orizzontamento (Figura 6.11), tra piano terra dal piano primo, sono riportati in Tabella 6.22.



Figura 6.11 – Pianta chiave dei solai, primo orizzontamento.

Codice Solaio	Tipologia solaio	G_1	G_2 (finiture)	G_2 (tramezzi)	$G_{2, tot}$	Carico d'esercizio	
		kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	Categoria	kN/m^2
S001	AR	5.54	1.08	1.11	2.19	B2	3.00
S002	SL23/5	4.20	1.08	1.11	2.19	B2	3.00
S003	NI	5.33	1.08	1.23	2.31	B2	3.00
S004	SL23/5	4.20	1.08	1.31	2.39	B2	3.00
S005	AR	5.54	1.08	1.31	2.39	B2	3.00
S006	SL23/5	4.20	1.08	0.78	1.86	B2	3.00
S007	SL12/5	2.40	1.08	-	1.08	B2	3.00
S008	SL12/5	2.40	1.08	-	1.08	B2	3.00
S009	SL23/5	4.20	1.08	0.66	1.74	B2	3.00
S010A	SL23/5	4.20	1.08	-	1.08	B2	3.00
S010B	SL23/5	4.20	1.08	1.08	2.16	B2	3.00
S011	SL12/5	2.40	1.08	-	1.08	B2	3.00
S012	SL12/5	2.40	1.08	1.24	2.32	B2	3.00
S013	SL12/5	2.40	1.08	2.06	3.14	A	2.00
S014	SL12/5	2.40	1.08	-	1.08	B2	3.00
S015A	SL23/5	4.20	1.08	-	1.08	B2	3.00
S015B	SL23/5	4.20	0.82	1.92	2.74	B2	3.00
S016	SL23/5	4.20	1.08	1.08	2.16	B2	3.00
S017A	SL12/5	2.40	1.08	1.92	2.99	B2	3.00
S017B	SL12/5	2.40	0.82	1.92	2.74	B2	3.00
S018	SL12/5	2.40	1.08	-	1.08	B2	3.00
S019	SL12/5	2.40	1.08	-	1.08	E1	6.00
P001	SL16/5	2.71	1.08	-	1.08	C2	4.00
P002	SL16/5/NS	1.51	1.08	-	1.08	C2	4.00

Tabella 6.22 – Carichi relativi ai singoli campi di solaio, primo orizzontamento.

Secondo orizzontamento

Il secondo orizzontamento divide il piano primo (nelle tavole storiche indicate come ammezzato) dal piano secondo. In Figura 6.12 si riporta la pianta chiave dei solai di questo livello come da relazione intermedia ed in Tabella 6.23 la relativa analisi dei carichi.



Figura 6.12 – Pianta chiave dei solai; secondo orizzontamento.

Codice Solaio	Tipologia solaio	G_1	G_2 (finiture)	G_2 (tramezzi)	$G_{2, tot}$	Carico d'esercizio	
		kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	Categoria	kN/m^2
S101	SL16/5	2.71	1.08	1.49	2.57	B2	3.00
S102	SL16/5	2.71	1.08	1.49	2.57	B2	3.00
S103	SL16/5	2.71	1.08	1.49	2.57	B2	3.00
S104A	SL16/5	2.71	1.08	0.99	2.07	B2	3.00
S104B	SL16/5	2.71	1.08	-	1.08	B2	3.00
S105	SL12/5	2.40	1.08	-	1.08	B2	3.00
S106A	SL16/5	2.71	1.08	0.99	2.07	B2	3.00
S106B	SL16/5	2.71	1.08	-	1.08	B2	3.00
S107	SL12/5	2.40	1.08	-	1.08	B2	3.00
S108	SL12/5	2.40	1.08	-	1.08	B2	3.00
S109A	SL12/5	2.40	1.08	2.25	3.33	A	2.00
S109B	SL12/5	2.40	1.08	-	1.08	B2	3.00
S110	SL12/5	2.40	1.08	2.66	3.74	A	2.00
S111	SL12/5	2.40	1.08	-	1.08	B2	3.00
S112	SL12/5	2.40	1.08	-	1.08	B2	3.00
S113	SL16/5	2.71	1.08	-	1.08	B2	3.00
S114	SL12/5	2.40	1.08	0.72	1.80	B2	3.00
S115	SL12/5	2.40	1.08	0.07	1.15	B2	3.00
S116	SL12/5	2.40	1.08	-	1.08	B2	3.00
S117	SL16/5	2.71	1.08	-	1.08	B2	3.00
S118	SA	3.00	1.08	-	1.08	B2	3.00
P101	SL16/5	2.71	1.08	-	1.08	C2	4.00
P102	SL16/5/NS	1.51	1.08	-	1.08	C2	4.00

Tabella 6.23 - Carichi relativi ai singoli campi di solaio, secondo orizzontamento.

Terzo orizzontamento

Il terzo orizzontamento divide il piano secondo dal piano terzo. In Figura 6.13 si riporta la pianta chiave dei solai di questo livello come da relazione intermedia ed in Tabella 6.24 la relativa analisi dei carichi.

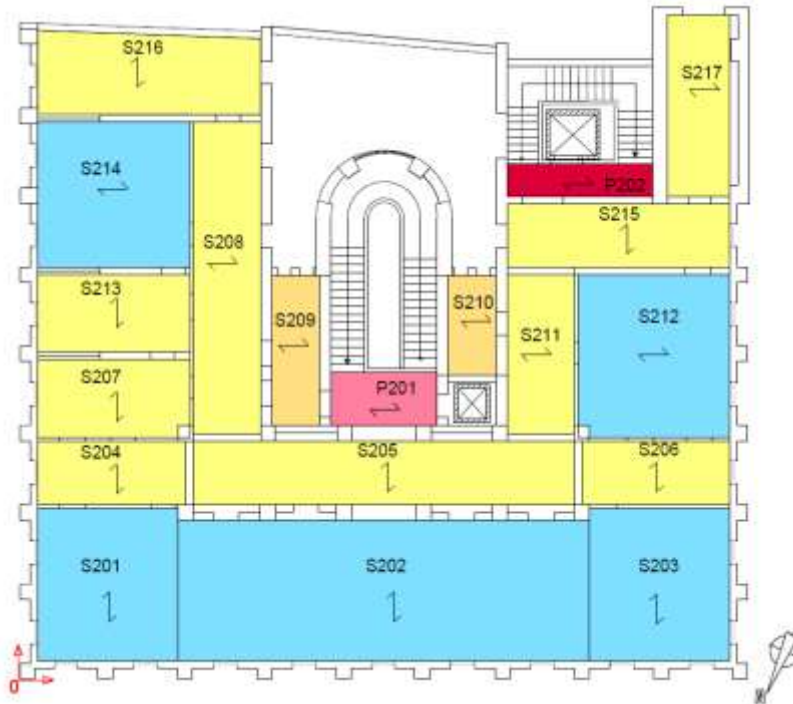


Figura 6.13 - Pianta chiave dei solai; terzo orizzontamento.

Codice Solaio	Tipologia solaio	G_1	G_2 (finiture)	G_2 (tramezzi)	$G_{2, tot}$	Carico d'esercizio	
		kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	Categoria	kN/m^2
S201	SL16/5	2.71	1.08	0.14	1.22	B2	3.00
S202	SL16/5	2.71	1.08	0.75	1.83	B2	3.00
S203	SL16/5	2.71	1.08	-	1.08	B2	3.00
S204	SL12/5	2.40	1.08	0.85	1.93	B2	3.00
S205	SL12/5	2.40	1.08	-	1.08	B2	3.00
S206	SL12/5	2.40	1.08	0.85	1.93	B2	3.00
S207	SL12/5	2.40	1.08	-	1.08	B2	3.00
S208	SL12/5	2.40	1.08	-	1.08	B2	3.00
S209	SL12/5	2.40	1.08	2.50	3.58	A	2.00
S210	SL12/5	2.40	1.08	2.50	3.58	A	2.00
S211	SL12/5	2.40	1.08	-	1.08	B2	3.00
S212	SL16/5	2.71	1.08	0.97	2.05	B2	3.00
S213	SL12/5	2.40	1.08	-	1.08	B2	3.00
S214	SL16/5	2.71	1.08	0.97	2.05	B2	3.00
S215	SL12/5	2.40	1.08	0.59	1.67	B2	3.00
S216	SL12/5	2.40	1.08	-	1.08	B2	3.00
S217	SL12/5	2.40	1.08	-	1.08	B2	3.00
P201	SL16/5	2.71	1.08	-	1.08	C2	4.00
P202	SL16/5/NS	1.51	1.08	-	1.08	C2	4.00

Tabella 6.24 - Carichi relativi ai singoli campi di solaio; terzo orizzontamento.

Quarto orizzontamento

Il quarto orizzontamento, che separa il piano terzo dal quarto, è composto come il precedente da soli solai in latero-cemento. Alcune porzioni di tale orizzontamento vanno a costituire il terrazzo del piano quarto, che si sviluppa sui tre fronti stradali e presenta un'inclinazione del 2% verso l'esterno per consentire il deflusso delle acque. In Figura 6.14 sono mostrate una tavola storica ed una fotografia attuale, entrambe relative a tale terrazzo; è possibile notare come, a differenza di quanto riportato nel progetto originario, sia presente un pavimento galleggiante in lastre quadrate di cemento e graniglia avente un peso stimato di 0.82 kN/m^2 , posto al di sopra della guaina impermeabilizzante. In Figura 6.15 si riporta la pianta chiave dei solai di questo livello come da relazione intermedia ed in Tabella 6.25 la relativa analisi dei carichi.

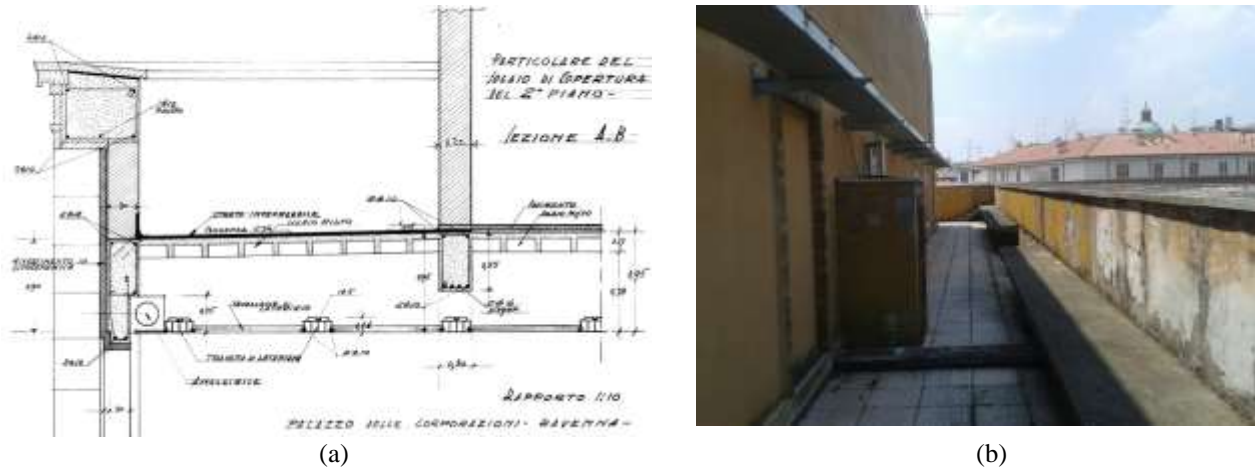


Figura 6.14 – (a) Tavola storica (da progetto preliminare e (b) fotografia attuale del terrazzo del quarto piano.

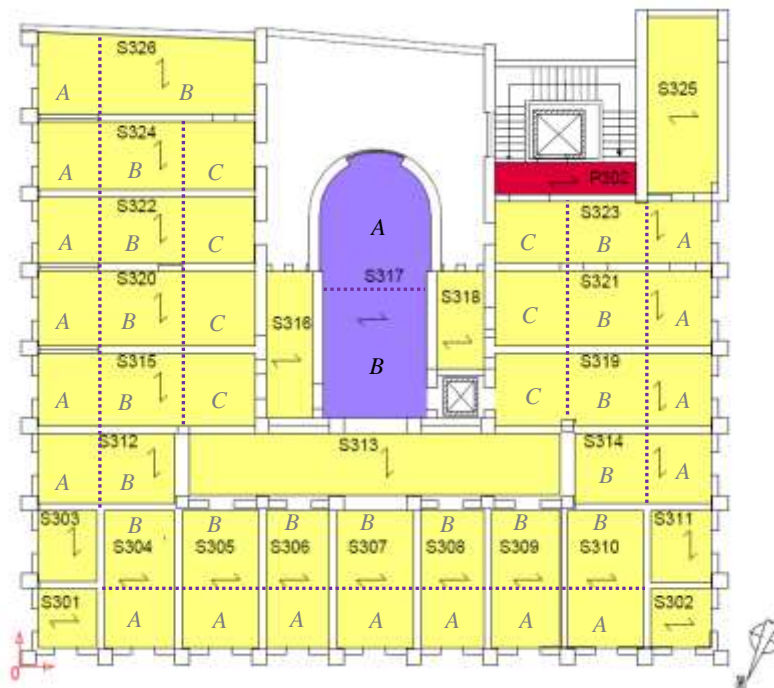


Figura 6.15 – Pianta chiave dei solai; quarto orizzontamento.

Codice Solaio	Tipologia solaio	G ₁	G ₂	G ₂	G ₂	G _{2, tot}	Carico d'esercizio	
		kN/m ²	(finiture) kN/m ²	(tramezzi) kN/m ²	(controsoff.) kN/m ²	kN/m ²	Categoria	kN/m ²
S301	SL12/5	2.40	0.82	-	0.84	1.66	C2	4.00
S302	SL12/5	2.40	0.82	-	0.84	1.66	C2	4.00
S303	SL12/5	2.40	0.82	-	0.84	1.66	C2	4.00
S304A-S305A-S306A- S307A-S308A-S309A-S310A-S312A-S314A-S315A-S319A-S320A-S321A-S322A-S323A-S324A-S326A (terrazzo)	SL12/5	2.40	0.82	-	0.84	1.66	C2	4.00
S304B	SL12/5	2.40	0.89	-	0.84	1.73	B2	3.00
S305B	SL12/5	2.40	0.89	-	0.84	1.73	B2	3.00
S306B	SL12/5	2.40	0.89	-	0.84	1.73	B2	3.00
S307B	SL12/5	2.40	1.08	-	0.84	1.92	B2	3.00
S308B	SL12/5	2.40	1.08	-	0.84	1.92	B2	3.00
S309B	SL12/5	2.40	1.08	-	0.84	1.92	B2	3.00
S310B	SL12/5	2.40	1.08	-	0.84	1.92	B2	3.00
S311	SL12/5	2.40	0.82	-	0.84	1.66	C2	4.00
S312B	SL12/5	2.40	0.89	-	0.84	1.73	B2	3.00
S313	SL12/5	2.40	1.08	2.09	0.84	4.01	B2	3.00
S314B	SL12/5	2.40	1.08	-	0.84	1.92	B2	3.00
S315B, S315C	SL12/5	2.40	1.08	-	0.84	1.92	A	2.00
S316	SL12/5	2.40	1.08	-	0.84	1.92	E1	6.00
S317A	SL16/5	2.71	1.08	-	0.84	1.92	C2	4.00
S317B	SL16/5	2.71	1.08	-	0.84	1.92	E1	6.00
S318	SL12/5	2.40	1.08	-	0.84	1.92	E1	6.00
S319B, S319C	SL12/5	2.40	1.08	-	0.84	1.92	B2	3.00
S320B	SL12/5	2.40	1.08	-	0.84	1.92	E1	6.00
S320C	SL12/5	2.40	1.08	-	0.84	1.92	A	2.00
S321B, S321C	SL12/5	2.40	1.08	-	0.84	1.92	B2	3.00
S322B	SL12/5	2.40	0.89	-	0.84	1.73	A	2.00
S322C	SL12/5	2.40	1.08	-	0.84	1.92	A	2.00
S323B	SL12/5	2.40	1.08	1.16	0.84	3.08	A	2.00
S323C	SL12/5	2.40	1.08	-	0.84	1.92	B2	3.00
S324B	SL12/5	2.40	0.89	-	0.84	1.73	A	2.00
S324C	SL12/5	2.40	1.08	-	0.84	1.92	A	2.00
S325	SL12/5	2.40	1.08	-	0.84	1.92	E1	6.00
S326	SL12/5	2.40	1.08	2.20	0.84	4.12	A	2.00
P302	SL16/5.NS	1.51	1.08	-	-	1.08	C2	4.00

Tabella 6.25 - Carichi relativi ai singoli campi di solaio; quarto orizzontamento.

Come già evidenziato in precedenza, a questo orizzontamento è stato considerato un ulteriore carico permanente portato relativo alla controsoffittatura pesante in laterizio che nasconde il reticolo di travi tra piano terzo e quarto (Figura 6.14a).

Quinto orizzontamento

Il quinto orizzontamento si compone sia di solai di interpiano veri e propri, che di solai di copertura, in corrispondenza della porzione del piano quinto adibita a terrazzo. Similmente al piano quarto, le zone di copertura piane hanno un pavimento galleggiante direttamente posato sopra le guaine impermeabilizzanti, avente un peso stimato di circa 0.82 kN/m². In Figura 6.16 si riporta la pianta chiave dei solai di questo livello come da relazione intermedia ed in Tabella 6.26 la relativa analisi dei carichi.

Si precisa che nel solaio S408 è presente un foro di diametro 140 cm in cui è posizionata la scala a chiocciola che collega i due livelli dell'appartamento. Si ricorda inoltre, secondo quanto già illustrato nella relazione intermedia, che il solaio S403 risulta rinforzato mediante putrelle metalliche – le cui dimensioni corrispondono all'incirca a quelle di un profilo HE140B – disposte ortogonalmente al corridoio stesso ad un interasse di 70 cm. Tale struttura, di difficile datazione, in alcune porzioni (corrispondenti alle aree adibite ad archivio del piano superiore) risulta ulteriormente rinforzata da una seconda orditura, ortogonale alla principale, formata da elementi di tipo HE100B posti ad interasse 150 cm.



Figura 6.16 – Pianta chiave dei solai; quinto orizzontamento.

Codice Solaio	Tipologia solaio	G_1	G_2 (finiture)	G_2 (tramezzi)	$G_{2, tot}$	Carico d'esercizio	
		kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	Categoria	kN/m^2
S401A	SL20/5	3.02	0.82	-	0.82	C2	4.00
S401B	SL20/5	3.02	0.82	-	0.82	E1	6.00
S402	SL12/5	2.40	0.82	-	0.82	E1	6.00
S403A	SL20/5	3.02	0.82	-	0.82	C2	4.00
S403B	SL20/5	3.02	0.82	-	0.82	E1	6.00
S403C	SL20/5	3.02	1.08	-	1.08	A	2.00
S404A	SL12/5	2.40	0.82	-	0.82	C2	4.00
S404B	SL12/5	2.40	0.82	-	0.82	E1	6.00
S405	SL12/5	2.40	0.82	-	0.82	C2	4.00
S406	SL12/5	2.40	0.82	-	0.82	C2	4.00
S407A	SL16/5	2.71	0.82	-	0.82	C2	4.00
S407B	SL16/5	2.71	0.82	-	0.82	E1	6.00
S408	SL12/5	2.40	1.08	1.26	2.33	A	2.00
P402	SL16/5/NS	1.51	1.08	-	1.08	C2	4.00

Tabella 6.26 - Carichi relativi ai singoli campi di solaio; quinto orizzontamento.

In Tabella 6.27 si riportano i carichi aggiuntivi agenti sulle murature in corrispondenza della campata di solaio S403, dovuti alla presenza delle putrelle di rinforzo.

E' opportuno sottolineare inoltre che, data l'impossibilità di effettuare tagli nel controsoffitto fisso nell'ala prospiciente via Baccarini adibita ad uffici, non è stato possibile verificare l'eventuale presenza del sistema di rinforzo metallico anche in tale zona del fabbricato.

Singola orditura: HE140B interasse 70 cm	0.475 kN/m^2
Doppia orditura: HE140B interasse 70 cm + HE100B interasse 150 cm	0.610 kN/m^2

Tabella 6.27 - Carichi aggiuntivi sul solaio S403 dovuti al sistema di rinforzo metallico.

Solaio di copertura al quinto piano

La copertura dell'ultimo piano è formata dai solai sub-orizzontali del vano ascensore, dell'appartamento e del corpo centrale (dove è ubicato l'arrivo dell'ascensore), nonché dai solai inclinati dei locali archivio (Figura 6.17).

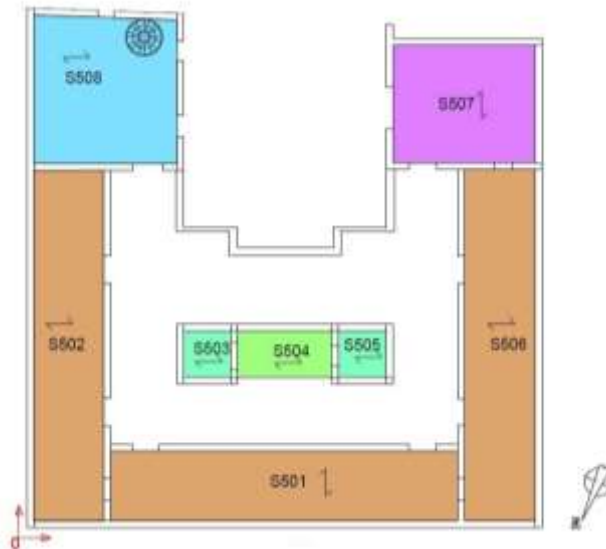


Figura 6.17 – Pianta chiave dei solai copertura del quinto piano.

La copertura del vano ascensore e dell'appartamento (S507, S508), di cui si riporta una sezione in Figura 6.18, è composta da un solaio orizzontale in latero-cemento con soletta collaborante (tipologia SL16/5), su cui poggiano dei muricci in mattoni forati a sostegno di uno strato costituito da tavelloni, lastronato di cemento e guaina impermeabilizzante. L'inclinazione della copertura risulta pari a circa 3°.

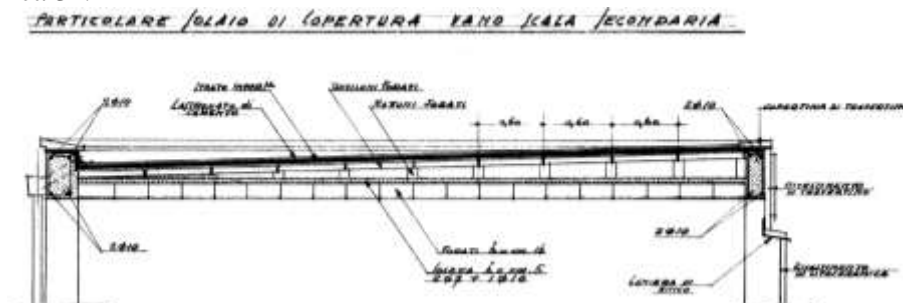


Figura 6.18 – Solaio di copertura sub-orizzontale, da tavola storica.

In Tabella 6.28 si riporta la relativa analisi dei carichi (i valori si riferiscono già alla proiezione sull'orizzontale).

	G₁	2.71 kN/m²
Manto impermeabile (2 strati di guaine)		0.10 kN/m ²
Lastre in cemento		0.12 kN/m ²
Tavelloni forati		0.29 kN/m ²
Peso muretti in mattoni forati		0.17 kN/m ²
	G₂	0.68 kN/m²

Tabella 6.28 – Analisi dei carichi per la copertura sub-orizzontale del vano scala secondario e dell'appartamento.

La copertura sub-orizzontale del corpo ascensore (S503, S504, S505) è composta da un solaio in latero cemento con soletta collaborante (tipologia SL12/5, da tavola storica), sul quale si assume che insista lo stesso pacchetto descritto per i solai di copertura del vano ascensore e dell'appartamento. Si è quindi considerato come carico permanente strutturale (G₁) 2.40 kN/m² e come carico permanente portato (G₂) 0.68 kN/m².

La copertura inclinata sugli archivi/depositi (solai S501, S502, S506), di cui si riporta una sezione in Figura 6.19, si compone di un solaio in latero-cemento di spessore 16 cm privo di soletta collaborante (tipologia SL16/5/NS) che sostiene, tramite muretti a gelosia in forato, una struttura in travetti in legno e tavelloni su cui appoggia il manto in tegole marsigliesi. La pendenza del manto, desunta da tavole storiche, risulta circa pari al 39% (corrispondente ad un angolo di 21° rispetto all'orizzontale).

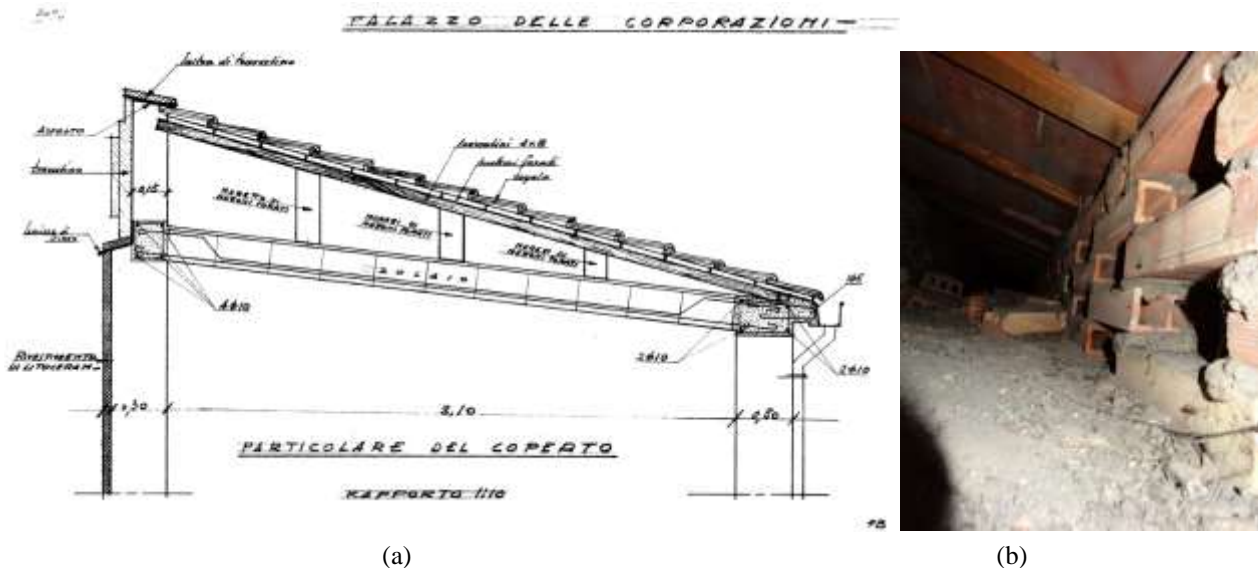


Figura 6.19 – (a) Solaio di copertura inclinato, da tavola storica, (b) foto della copertura inclinata, come attualmente visibile da un foro di areazione.

	G₁	1.51 kN/m²
Manto di copertura in tegole marsigliesi		0.45 kN/m ²
Tavelloni forati		0.31 kN/m ²
Correntini 4 x 8 cm		0.05 kN/m ²
Peso muretti a gelosia		0.53 kN/m ²
	G₂	1.34 kN/m²

Tabella 6.29 – Analisi dei carichi per la copertura inclinata degli archivi/depositi del piano quinto.

In Tabella 6.29 – Analisi dei carichi per la copertura inclinata degli archivi/depositi del piano quinto. si riporta la relativa analisi dei carichi (i valori si riferiscono già alla proiezione sull'orizzontale). Il riepilogo dell'analisi dei carichi relativa ai solai di copertura del piano quinto è riportato in Tabella 6.30 per comodità di lettura.

Codice Solaio	Tipologia solaio	G ₁	G ₂	Carico d'esercizio	
		kN/m ²	kN/m ²	Categoria	kN/m ²
S501	SL16/5/NS	1.51	1.34	H1	0.50
S502	SL16/5/NS	1.51	1.34	H1	0.50
S503	SL12/5	2.40	0.68	H1	0.50
S504	SL12/5	2.40	0.68	H1	0.50
S505	SL12/5	2.40	0.68	H1	0.50
S506	SL16/5/NS	1.51	1.34	H1	0.50
S507	SL16/5	2.71	0.68	H1	0.50
S508	SL16/5	2.71	0.68	H1	0.50

Tabella 6.30 - Carichi relativi ai singoli campi di solaio; copertura.

6.4.4.3 Carico dovuto al soppalco

Al piano secondo, nel locale posto tra il vano scale secondario e la torre su via Baccarini, è presente un soppalco (Figura 6.20), adibito ad ospitare attrezzature da ufficio e quindi non aperto al pubblico. Il solaio del soppalco è latero-cementizio di spessore 20 cm ed è dotato di soletta collaborante (tipologia SL20/5); su di esso è presente un pacchetto di pavimentazione formato da malta e marmette. I carichi trasmessi alle murature adiacenti possono quindi essere assunti pari a $G_1 = 3.02 \text{ kN/m}^2$, $G_2 = 1.08 \text{ N/m}^2$ e $Q_k = 2.00 \text{ N/m}^2$.



Figura 6.20 – Soppalco interno, al piano secondo.

6.4.4.4 Peso proprio del rivestimento esterno

Il carico dovuto ai rivestimenti esterni è stato tenuto in conto aggiungendolo come carico permanente non strutturale G_2 sugli elementi da esso interessati, in funzione degli spessori rilevati in sito.

In particolare, i prospetti principali del fabbricato presentano un rivestimento in finto travertino che interessa in modo continuo la parte inferiore dell'edificio fino a livello del piano primo e prosegue fino alla sommità del 4° piano lungo i soli allineamenti dei pilastri del porticato (Figura 6.21a). Gli elementi che si affacciano sul cortile interno sono invece semplicemente intonacati (Figura 6.21b). Attraverso le informazioni contenute nelle tavole storiche (Figura 6.22) ed i rilievi geometrici condotti in sito è stato possibile ricostruire lo spessore delle lastre applicate sia ai pilastri, che alle murature e calcolarne i relativi pesi (compresivi anche della malta di allettamento, di spessore 1 cm), come riportato sinteticamente in Tabella 6.31.



(a)



(b)

Figura 6.21 – Vista dei prospetti (a) esterni e (b) interni del fabbricato in esame.

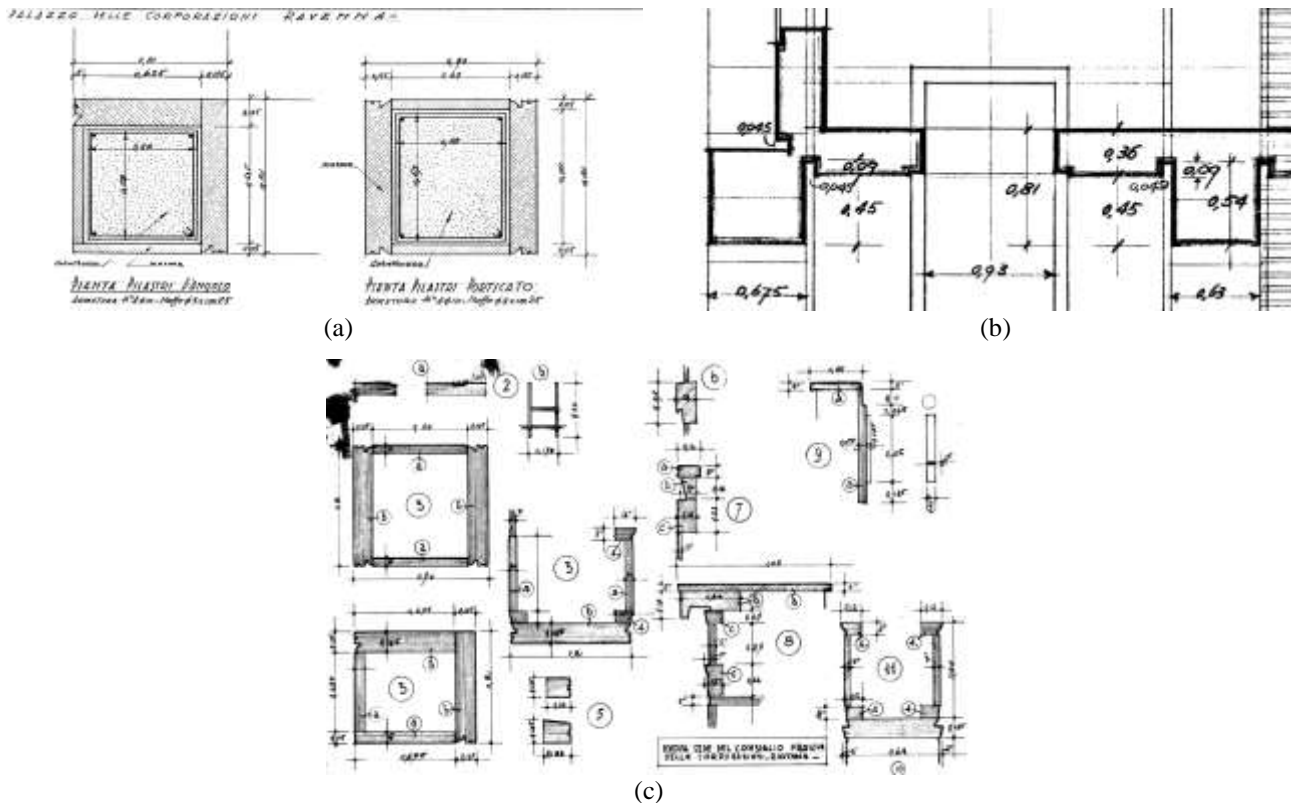


Figura 6.22 – Spessori del rivestimento in finto travertino applicato (a) ai pilastri del porticato, (b) alla facciata dell'edificio e (c) ad altri elementi (progetto preliminare).

Elemento	Peso proprio del rivestimento
<i>Pilastro centrale portico</i>	7.6 kN/m
<i>Pilastro d'angolo portico</i>	7.2 kN/m
<i>Trave portico</i>	4.6 kN/m
<i>Pilastro facciata ($s_{medio} = 7\text{ cm}$)</i>	3.1 kN/m
<i>Rivestimento facciata ($s_{medio} = 7\text{ cm}$)</i>	1.9 kN/m ²

Tabella 6.31 – Peso del rivestimento esterno, per unità di lunghezza per i pilastri per le travi (rispettivamente lungo l'asse verticale e orizzontale dell'elemento) e per unità di superficie per le pareti murarie.

6.4.4.5 Carico delle scale

Come già evidenziato, sia lo scalone principale, posto al centro dell'edificio, sia la scala di servizio, ubicata nell'ala ovest (Figura 6.23a-b, rispettivamente), presentano una struttura a soletta portante in c.a. (continua con la soletta di pianerottolo), incastrata a sbalzo su un cordolo rampante.

Per quanto riguarda lo scalone principale (Figura 6.24) l'analisi dei carichi è riportata in Tabella 6.32.

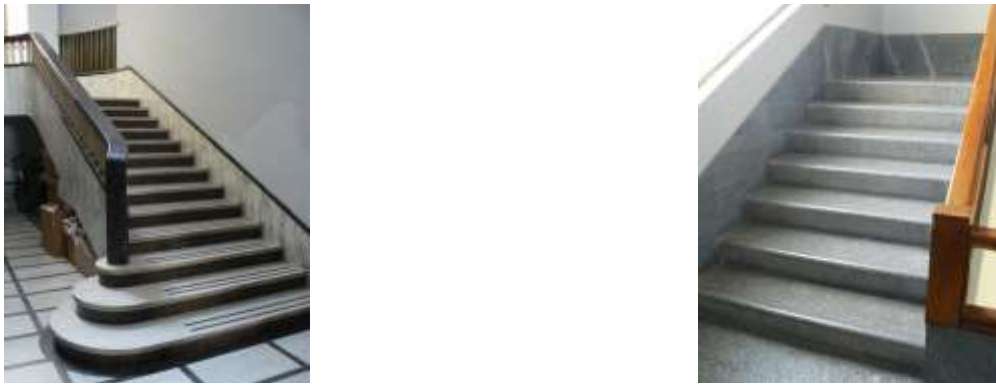


Figura 6.23 – (a) Scalone principale e (b) scala secondaria.

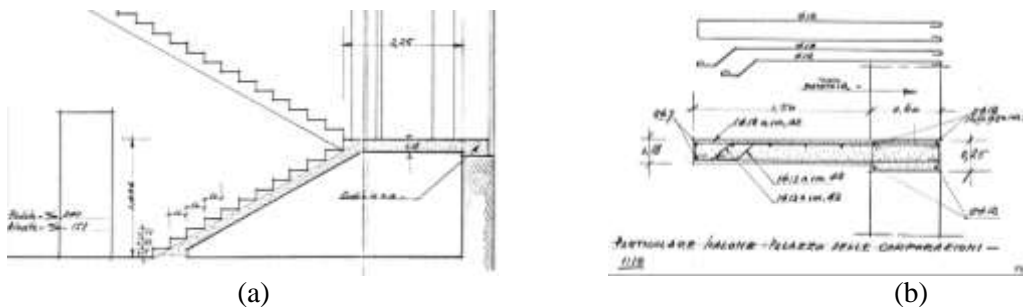


Figura 6.24 – Scalone principale: (a) dettagli geometrici e (b) dettaglio della soletta in c.a.

In particolare, sia per il rivestimento delle pedate, di larghezza pari a 34 cm, che per quello delle alzate, di altezza pari a 15.3 cm, è stato considerato uno strato di marmo di spessore di 2 cm, con un allettamento in malta di spessore 1 cm. I gradini, ipotizzati in laterizio, appoggiano su una soletta di cemento armato di spessore 18 cm e inclinazione 24.5° . Il parapetto, la cui analisi dei carichi è riportata in Tabella 6.33, è composto da una struttura in muratura alta circa 45 cm su cui è presente una serie di elementi marmorei cilindrici di diametro 6 cm ad interasse 15 cm che sostengono il corrimano, formato da un ampio elemento lapideo (Figura 6.23a).

Elemento	Spessore [cm]	Peso per unità di superficie [kN/m^2]
<i>Pedata in marmo</i>	2	0.54
<i>Allettamento pedata</i>	1	0.18
<i>Alzata in marmo</i>	2	0.24
<i>Allettamento alzata</i>	1	0.08
<i>Gradini in muratura</i>	-	1.30
<i>Soletta in c.a.</i>	18	4.95
<i>Intonaco</i>	1	0.20
G_{tot}		7.49

Tabella 6.32 – Peso proprio per unità di superficie dello scalone principale.

Elemento	Spessore [cm]	Altezza [cm]	Peso per unità di lunghezza [kN/m]
<i>Muratura in mattoni forati</i>	12	45	0.59
<i>Corrimano in marmo</i>	16	7	0.30
<i>Pilastrini in marmo</i>		30	0.15
<i>Rivestimento esterno in marmo</i>	2	70	0.38
<i>Rivestimento interno in marmo</i>	2	45	0.24
G₂			1.67

Tabella 6.33 – Peso proprio per unità di lunghezza del parapetto dello scalone principale.

La scala di servizio presenta una struttura del tutto simile allo scalone principale, per cui può essere adottata la medesima analisi dei carichi (Tabella 6.32 – Peso proprio per unità di superficie dello scalone principale.). Il parapetto, la cui analisi dei carichi è riportata in Tabella 6.34, è composto da una struttura in muratura alta circa 48 cm su cui è fissato un corrimano in legno. Il rivestimento marmoreo è presente solo sul fronte interno mentre verso all'esterno il parapetto è semplicemente intonacato.

Elemento	Spessore [cm]	Altezza [cm]	Peso per unità di lunghezza[kN/m]
<i>Muratura in mattoni forati</i>	12	48	0.63
<i>Corrimano in legno</i>			0.15
<i>Marmo rivestimento interno</i>	2	48	0.26
<i>Intonaco esterno</i>	1	70	0.13
G₂			1.17

Tabella 6.34 – Peso proprio per unità di lunghezza del parapetto della scala di servizio.

Nell'analisi dei carichi della scala secondaria è stata trascurata la presenza del montacarichi centrale, dal momento che la struttura di quest'ultimo è di tipo autoportante ed i collegamenti presenti (Figura 6.25) sono tali da non consentire la trasmissione di forze di rilevante entità.

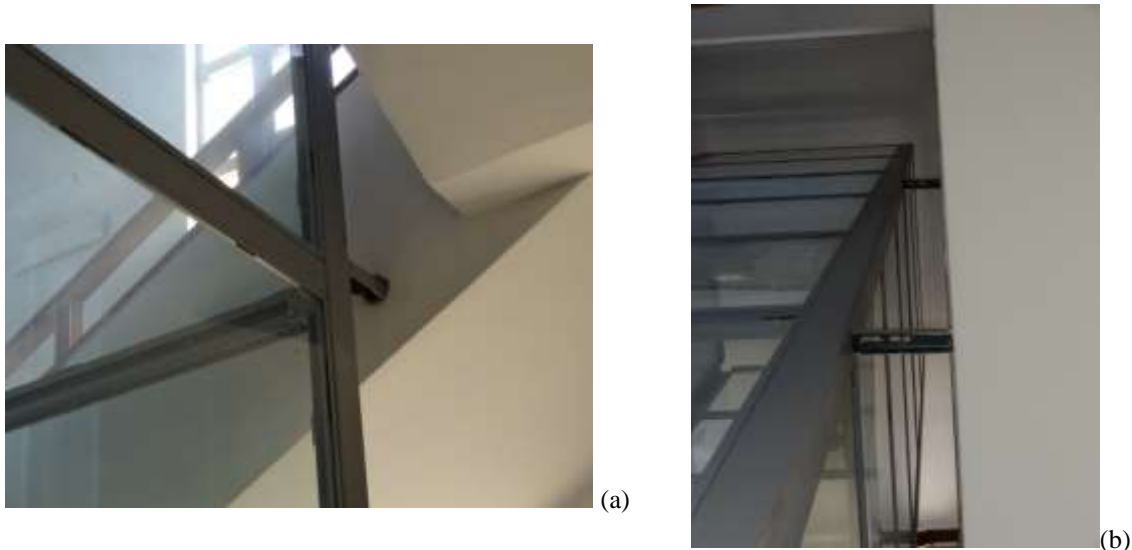


Figura 6.25 – Sistemi di fissaggio del montacarichi alla scala secondaria.

Entrambe le tipologie di scale sono state ignorate nell'analisi della risposta sismica, dal momento che esse non svolgono una funzione strutturale sismicamente rilevante; i carichi permanenti e variabili di loro competenza sono stati comunque distribuiti, sulla base delle aree di influenza, alle pareti murarie delimitanti i vani scala.

6.4.4.6 Carico dei parapetti e coronamenti

Come già illustrato in precedenza, buona parte della copertura dell'edificio in esame è costituita da terrazze o tetti piani delimitati da parapetti in muratura. La presenza dei parapetti non è stata esplicitamente considerata nell'analisi della risposta sismica globale dal momento che essi non svolgono una funzione strutturale rilevante dal punto di vista sismico; tuttavia, il loro peso per unità di lunghezza è stato inserito nel modello di calcolo come carico permanente aggiuntivo sui setti e sulle fasce di piano interessate. In generale, i parapetti, così come i cornicioni, possono rappresentare un elemento di vulnerabilità secondaria per l'edificio; tuttavia, nel caso in esame, essi appaiono – con qualche limitata eccezione – efficacemente ancorati alla struttura, sebbene versino in mediocre stato di conservazione per la presenza di infiltrazioni d'acqua e per la non ottimale manutenzione.

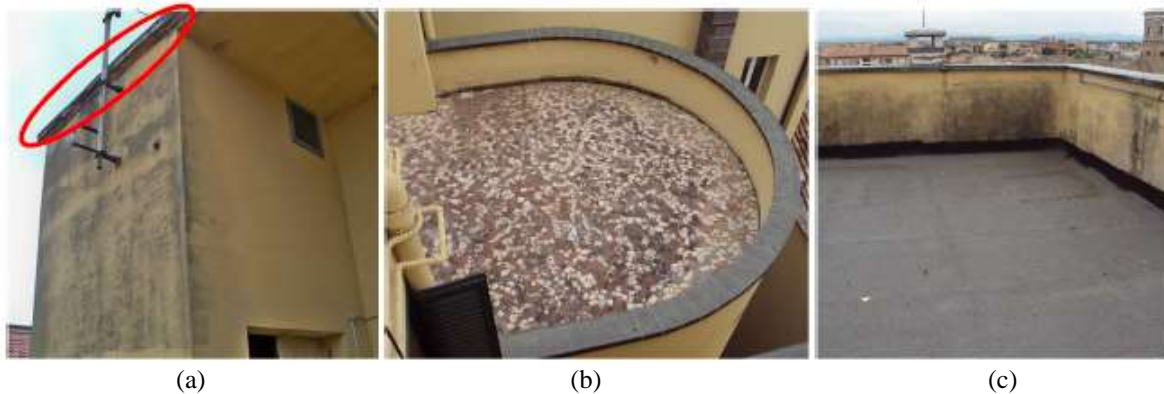


Figura 6.26 – (a) Cornicioni e parapetti dei terrazzi del (b) quarto e (c) quinto piano.

La maggior parte dei parapetti è localizzata al quinto piano dell'edificio, a delimitare sia i solai sub-orizzontali del corpo scala e dell'appartamento (S507 ed S508), sia la terrazza che si affaccia sul cortile interno. Il corpo scala e l'appartamento presentano un parapetto (probabilmente realizzato in muratura di mattoni forati) che spicca dalla soletta del solaio in latero-cemento di circa 125 cm e presenta uno spessore variabile, rastremando su alcuni fronti rispetto alla sagoma dell'edificio (Figura 6.27). Il carico a metro lineare corrispondente risulta pari a 2.9 kN/m, 3.8 kN/m e 4.7 kN/m, rispettivamente per spessori medi di 16 cm, 23 cm e 29 cm.



Figura 6.27 – Parapetti con rastremazioni in sommità: (a) del corpo scale, (b) dell'appartamento.

Il terrazzo del quinto piano presenta poi un parapetto di spessore 16 cm e altezza pari a 105 cm, a cui corrisponde un carico distribuito di 2.4 kN/m.

Il terrazzo del quarto piano è delimitato perimetralmente da un imponente parapetto (Figura 6.28) che funge anche da elemento decorativo esterno. Sebbene esso sia stato misurato in sito solo parzialmente data la sua particolare posizione e conformazione, è stato comunque possibile confermare una buona corrispondenza con la configurazione originaria di progetto prevista dall'architetto Mongiovì, riportata in Figura 6.28a.

Elemento	Spessore [cm]	Altezza/ Lunghezza [cm]	Peso per unità di superficie [kN/m]
<i>Trave in calcestruzzo</i>	72	54	9.72
<i>Finto travertino di facciata</i>	6	54	0.87
<i>Finto travertino inferiore</i>	6	42	0.68
<i>Lastre superiori</i>	6	100	1.62
<i>Decoro con gocciolatoio</i>			1.00
G₁			13.90

Tabella 6.35 – Peso proprio per unità di lunghezza della trave di sezione 72x54 cm, poggiante sui pilastri di facciata.

Dall'analisi della tavola storica di Figura 6.28a si può notare la presenza, in corrispondenza del coronamento del parapetto, di una trave in cemento armato di dimensione pari a circa 72x54 cm, a cui sono ancorate le lastre in finto travertino che realizzano il decoro esterno dell'edificio ed il ricoprimento superiore del parapetto stesso. Tale trave scarica sui pilastri di facciata, ai quali trasmette un carico concentrato pari a circa 43.77 kN, valutato moltiplicando i carichi per unità di lunghezza riportati in Tabella 6.35 per l'interasse dei pilastri (pari a 3.15 m).

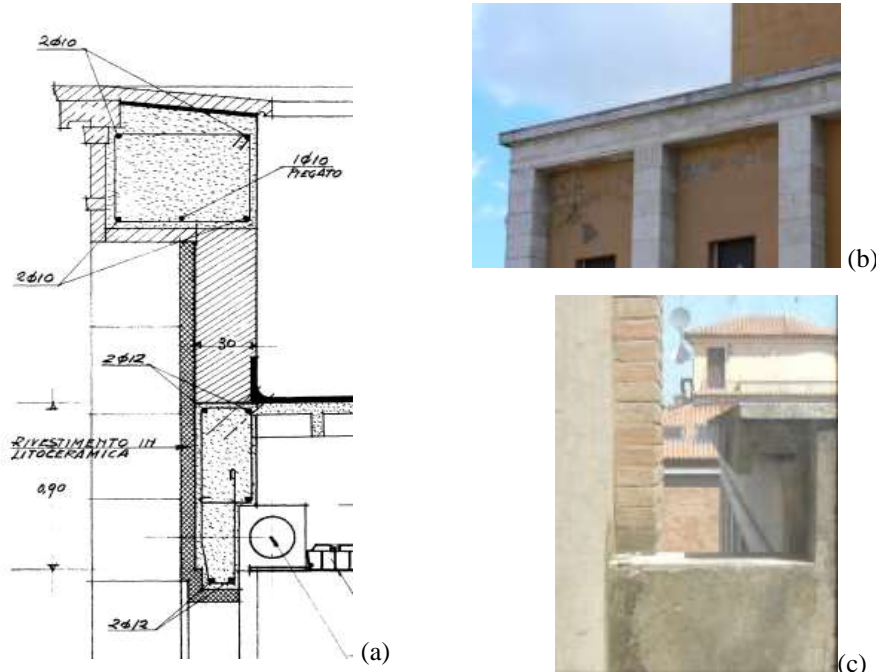


Figura 6.28 – (a) Dettaglio del parapetto del quarto piano (come da progetto preliminare); vista del coronamento (b) dal prospetto principale su Piazza Caduti per la Libertà e (c) dalla torre su via Baccarini.

Il carico corrispondente al parapetto sottostante, verosimilmente realizzato in muratura mista di mattoni pieni e forati, avente un'altezza di 1 m ed uno spessore di 30 cm, è stato invece attribuito ai setti di facciata e risulta all'incirca pari a 4.7 kN/m. Nella porzione prospiciente Piazza Caduti per la Libertà, tale parapetto presenta una soletta in calcestruzzo di corredo che funge da camminamento, in aggetto verso l'interno di 80 cm (Figura 6.29a). Tale elemento, posto ad un'altezza di 65 cm circa rispetto al piano di calpestio del terrazzo, ha un'altezza variabile da 15 cm in corrispondenza del parapetto a 8 cm in corrispondenza del bordo libero. Il carico per unità di lunghezza trasmesso da tale elemento alla muratura risulta quindi pari a 2.3 kN/m.



Figura 6.29 – (a) Terrazzo al piano quarto: vista della soletta di corredo in c.a. con funzione di camminamento; (b) balconcini al piano secondo

Sempre al quarto piano, sul lato prospiciente il cortile interno, è inoltre presente un parapetto in muratura che delimita il balcone posteriore (Figura 6.26b), di spessore 16 cm e altezza pari a 85 cm, a cui corrisponde un carico di 2.4 kN/m.

A livello del secondo piano, infine, i setti esterni arretrano rispetto a quelli dei piani inferiori

creando una serie di piccoli terrazzi aventi un parapetto - assunto in muratura di mattoni pieni - di altezza 90 cm spessore 12 cm, rivestito da 2 cm di finto travertino (Figura 6.29b), il cui peso risulta quindi pari a 2.5 kN/m.

6.4.4.7 Carichi speciali

Nell'edificio in esame sono infine presenti altri elementi, prettamente di natura impiantistica, **il cui peso, non trascurabile, è stato inserito nel modello di calcolo come carico permanente aggiuntivo sui setti direttamente interessati.**

Per quanto riguarda i serbatoi di accumulo dell'acqua per l'impianto sanitario (Figura 6.30), ubicati al quinto piano, essi risultano composti da 4 vasche cilindriche in calcestruzzo di diametro interno 105 cm, spessore 6 cm ed altezza 145 cm.

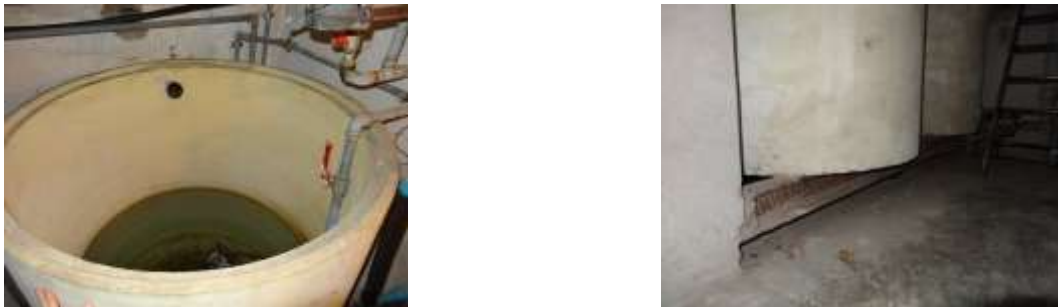


Figura 6.30 – Serbatoi di accumulo dell'acqua al piano quinto.

Durante uno dei sopralluoghi, solo due dei quattro serbatoi di accumulo sono risultati in funzione, con un livello di acqua pari a circa il 70% del volume massimo; nonostante ciò, nelle analisi numeriche si è adottato, a favore di sicurezza, un carico corrispondente al completo stoccaggio per tutti e quattro gli elementi, come riportato in Tabella 6.36.

Elemento	Volume[m ³]	Peso [kN]
Acqua	1.26	12.56
Perimetro serbatoio	0.30	7.38
Fondo serbatoio	0.06	1.45
G₁		21.39

Tabella 6.36 – Carico relativo a ciascun serbatoio.

Si sottolinea infine che in una limitata porzione di copertura adibita a terrazzo al piano quinto, tra il torrino che ospita il corpo ascensore ed i locali destinati ad archivio, sono posizionate due UTA (Figura 6.31). Tali impianti, di ragguardevole dimensione, sono posizionati su putrelle (IPE120) che ne riportano i carichi alle murature. Dalle targhette identificative è possibile stimare per ogni macchina una massa a vuoto di 1.87 kN, che si suppone raggiunga i 2 kN quando questa è completa di liquidi; i pesi in gioco non raggiungono quindi intensità tali da necessitare una modellazione specifica.



Figura 6.31 – UTA al quinto piano: (a) vista d'insieme, (b) targhetta identificativa.

7 MODELLAZIONE E ANALISI NUMERICA **Analisi di regolarità**

L'analisi di regolarità dell'edificio è un passo fondamentale nella valutazione della vulnerabilità sismica; essa fornisce informazioni preliminari che permettono sin da subito di evidenziare alcune macrocarenze strutturali e geometriche, come ad esempio la sensibilità ai fenomeni torsionali qualora il centro delle masse e quello delle rigidità fossero sensibilmente distanti tra loro o ancora la potenziale presenza di piani soffici se tra un piano e l'altro si verificassero brusche variazioni di rigidità.

Inoltre, la regolarità strutturale, è un aspetto che esercita una notevole influenza sul comportamento dinamico di una struttura, in quanto le irregolarità inducono maggiori richieste, in termini di spostamento e di sollecitazione, sugli elementi più eccentrici e favoriscono la formazione di meccanismi di collasso locale che non danno la possibilità di sfruttare al meglio le capacità dissipative delle strutture, con conseguente diminuzione della duttilità delle stesse. In base a quanto riportato nel DM08 (§7.2.2), le nuove costruzioni devono avere, per quanto possibile, una struttura iperstatica caratterizzata da regolarità in pianta e in altezza. Se necessario ciò può essere conseguito suddividendo la struttura, mediante giunti, in unità tra loro dinamicamente indipendenti.

Facendo riferimento all'edificio in oggetto, si analizzano i punti richiesti dalla normativa per la verifica dei vari requisiti di regolarità, controllando il loro soddisfacimento.

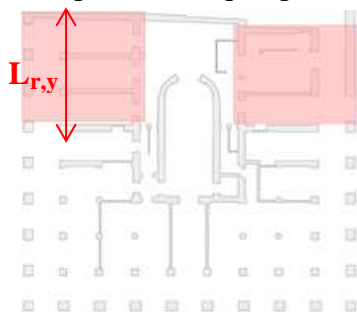
7.1.1 Regolarità in pianta

Un edificio si definisce regolare in pianta quando sono soddisfatti i seguenti requisiti:

- la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidità;*
- il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4;*
- nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25% della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione;*
- gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.*

Come si può notare dall'esame di Figura 7.1, l'edificio in oggetto non può essere considerato regolare in pianta, data la sua forma a "C". Non sono presenti infatti simmetrie rispetto a due direzioni ortogonali e la dimensione totale delle sporgenze in direzione y supera il 25% di tutto lo sviluppo del perimetro esterno nella direzione corrispondente, come evidenziato in Tabella 7.1.

Inoltre, sulla base di quanto previsto dal DM08, gli orizzontamenti, sostanzialmente riconducibili alla tipologia latero-cementizia, non possono essere ritenuti infinitamente rigidi nel proprio piano, data la mancanza della soletta collaborante in c.a. Tuttavia, poiché la quasi totalità dei solai (ad eccezione delle campate costituenti i pianerottoli della scala di servizio e le coperture degli archivi al piano quinto) è risultata munita di soletta in calcestruzzo non armata di spessore superiore ai 50 mm, si può comunque ipotizzare un comportamento semi-rigido.



Piano	L_y [m]	$L_{r,y}$ [m]	$L_{r,y}/L_y$ (%)	Verifica (< 25%)
Terra	26.10	9.10	34.87	no
Primo	26.10	9.10	34.87	no
Secondo	26.10	9.10	34.87	no
Terzo	26.10	9.10	34.87	no
Quarto	22.64	9.10	40.19	no

Tabella 7.1 – Verifica su rientri e sporgenze.

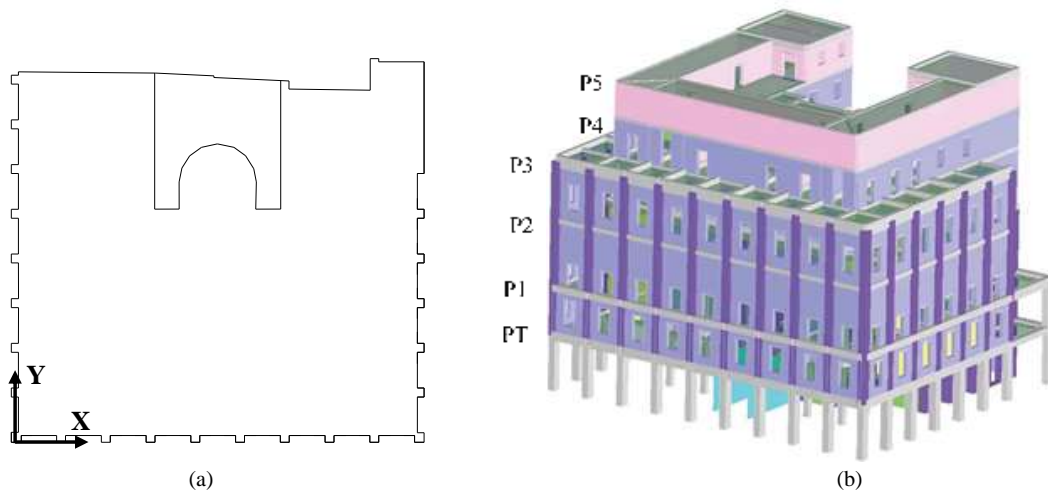


Figura 7.1 – (a) Perimetro esterno dell'edificio in esame; (b) vista tridimensionale del fabbricato.

7.1.2 Regolarità in altezza

Un edificio si definisce regolare in altezza quando sono soddisfatti i seguenti requisiti:

- e) *tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione;*
- f) *massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante per più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza le strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;*
- g) *eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.*

L'edificio in esame non risulta regolare in altezza, dal momento che le strutture di controventamento, non si sviluppano a partire dalle fondazioni senza interruzioni per tutta l'altezza del fabbricato. Come si evince dall'esame di Figura 7.1b, le murature di facciata sui tre fronti stradali appoggiano infatti sui telai in c.a. presenti al piano terra costituenti il porticato perimetrale. Inoltre, in corrispondenza della rastremazione tra terzo e quarto piano le murature del livello superiore vanno a poggiare su un sistema di travi in c.a. appositamente creato al piano sottostante. Si può infine osservare che il restringimento della sezione orizzontale della costruzione dal terzo al quarto piano non rispetta i limiti previsti dalla normativa, come riportato in Tabella 7.2.

Piano	L_x [m]	ΔL	$\Delta L/L_{x-P3}$ [%]	Verifica (< 20%)
Terzo	29.06	6.39	22%	No
Quarto	22.67			

Tabella 7.2 – Verifica sulla variazione di sezione orizzontale tra terzo e quarto piano.

Si può quindi affermare che l'edificio in esame non soddisfa requisiti di regolarità previsti dalla Normativa.

7.2 Proprietà meccaniche assunte per i materiali strutturali

Per l'edificio oggetto di indagine, caratterizzato da una struttura portante verticale principalmente realizzata in muratura con un limitato numero di pilastri in c.a., si è assunto che la resistenza all'azione sismica sia prevalentemente affidata alle pareti murarie, pur prevedendo in fase di modellazione l'interazione tra elementi strutturali di diverso materiale e rigidità.

Inoltre, applicando le disposizioni contenute nelle “Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale e tutelato” si è calcolato un valore di FC pari a 1.23, e quindi molto prossimo ad un livello di conoscenza LC2. Per tale ragione, per le resistenze ed i moduli elastici della muratura, si è scelto di fare riferimento ai valori medi degli intervalli della *tabella C8A.2.1 della Circolare 617/09* (riportata per comodità di lettura in Figura 7.2), come previsto da normativa per tale livello di conoscenza. Questi parametri non sono stati modificati tramite i fattori correttivi previsti dalla Normativa, dal momento che non sussistono le condizioni né per assumere valori peggiori - la tessitura muratura è infatti sufficientemente regolare, con giunti verticali sfalsati e filari pressoché orizzontali - né per applicare coefficienti migliorativi, dal momento che la malta utilizzata è risultata piuttosto scadente, con giunti non particolarmente sottili. Conseguentemente, nelle analisi numeriche sono stati adottati i valori delle proprietà meccaniche riassunti in Tabella 7.3a. Relativamente alla resistenza a compressione, si può osservare che il valore assunto nelle analisi risulta comunque inferiore a quello ottenibile tramite la *Tabella 11.10.V del DM08* combinando le resistenze caratteristiche dei mattoni prelevati in sito e sottoposti a prova di rottura in laboratorio con una malta di qualità scadente (ipotizzata pari a M2.5), come riportato in Tabella 7.3b.

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbazzati, con paramento di limitato spessore e nucleo intemo	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia	500	24	3500	875	

Figura 7.2 – Stralcio di Tabella C8A.2.1 della Circolare 617/09 relativa alle proprietà meccaniche della muratura.

Caratteristiche meccaniche assunte per la muratura nelle analisi	
$E = 1500 \text{ N/mm}^2$	
$G = 500 \text{ N/mm}^2$	
$f_m = 3.2 \text{ N/mm}^2$	
$\tau_0 = 0.076 \text{ N/mm}^2$	

Piano	Punto di sondaggio	$f_{bk, \text{ medio}}$ [MPa]	f_k [MPa]	$f_{k, \text{ medio}}$ [MPa]
Terra	M3	18.8	5.9	5.4
	M4	8.2	3.7	
	M5	21.3	6.2	
	M7	18.2	5.7	
Primo	M10	20.4	6.1	5.4
	M11	13.1	4.7	
Secondo	M14	15.6	5.2	5.1
	M16	14.3	5.0	
Terzo	M17b	22.9	6.4	5.6
	M18	20.2	6.1	
	M20	14.6	5.0	
Quarto	M24	20.8	6.2	6.2

(a)

(b)

Tabella 7.3 – (a) Valori dei parametri meccanici della muratura assunti nella analisi numeriche; (b) resistenza caratteristica a compressione f_k della muratura desunta a partire dalla resistenza sperimentale f_{bk} dei laterizi prelevati in sito, considerando una malta M2.5 (applicazione Tab. 11.10.V del DM08).

Per quanto riguarda invece le proprietà meccaniche degli **elementi in c.a.** inclusi nel modello numerico, si è fatto riferimento alle norme in materia edilizia vigenti all'epoca della realizzazione del fabbricato in oggetto e, più precisamente al *Regio decreto Legge n. 1213 “Norme per l'accettazione dei leganti idraulici e per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio”* del 1933 e al *Regio Decreto Legge n. 2229 “Norme per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato”* del 1939. Si ricorda che il progetto dell'edificio risale infatti alla fine degli anni Trenta e che i lavori di costruzione hanno avuto luogo tra il novembre del 1939 e l'ottobre del 1941. Per tale ragione, si è scelto di eseguire il progetto simulato degli elementi in c.a. di cui non erano note le armature né da documentazione storica, né da rilievo diretto, con riferimento al *RDL del 1933*, normativa effettivamente vigente all'epoca della progettazione del palazzo. Si è deciso di fare riferimento cautelativamente conglomerati di cemento Portland, d'altoforno e pozzolanico, cui corrispondono i valori più bassi delle resistenze; un estratto di tale Decreto è riportato per comodità di lettura in Figura 7.3. Viceversa, per quanto riguarda l'analisi globale dell'edificio, si è ritenuto più realistico fare riferimento a quanto specificato nel *RDL del 1939*, dal momento che verosimilmente i materiali utilizzati nel cantiere possedevano già le proprietà meccaniche minime indicate in tale documento.

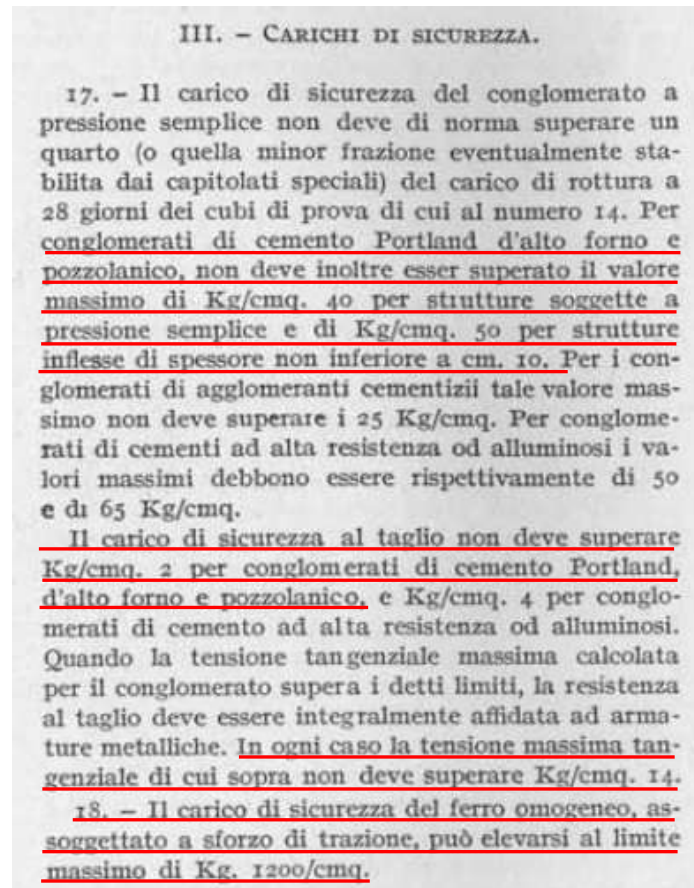


Figura 7.3 – Estratto del RDL del 1933.

In particolare, l'Art.17 di tale Decreto definiva le proprietà meccaniche degli acciai, costituenti le barre tonde lisce, da impiegarsi come armatura nelle strutture in cemento armato, come di seguito indicato:

- acciaio dolce (o ferro omogeneo):
 - carico a rottura per trazione $42 \leq f_t \leq 50 \text{ kg/mm}^2$
 - carico limite di snervamento $f_y \geq 23 \text{ kg/mm}^2$
 - allungamento a rottura $A \geq 20\%$
 - Per le legature o le staffe nei pilastri era permesso l'impiego di acciai dolci con carico di rottura compreso tra 37 e 45 kg/mm^2 , senza fissarne il limite inferiore di snervamento.
- acciaio semiduro:
 - carico a rottura per trazione $50 \leq f_t \leq 60 \text{ kg/mm}^2$
 - carico limite di snervamento $f_y \geq 27 \text{ kg/mm}^2$
 - allungamento a rottura $A \geq 16\%$
- acciaio duro:
 - carico a rottura per trazione $60 \leq f_t \leq 70 \text{ kg/mm}^2$
 - carico limite di snervamento $f_y \geq 31 \text{ kg/mm}^2$
 - allungamento a rottura $A \geq 14\%$

L'Art. 19 del medesimo decreto precisava inoltre che: "il carico di sicurezza delle armature metalliche sollecitate a trazione non deve superare 1400 kg/cm^2 per l'acciaio dolce, 2000 kg/cm^2 per l'acciaio semiduro e duro. Ai valori più elevati delle tensioni nell'armatura è necessario che corrispondano più elevati carichi di rottura cubici del conglomerato. La tensione di 1400 kg/cm^2

richiede l'impiego di un conglomerato con resistenza minima a compressione 160 kg/cm^2 ; l'uso dell'acciaio semiduro e duro richiede l'impiego di un conglomerato di cemento ad alta resistenza con carico di rottura cubico di 160 kg/cm^2 fino alla tensione di 1800 kg/cm^2 nelle sezioni rettangolari e 1600 kg/cm^2 nelle sezioni a T o speciali; 225 kg/cm^2 fino alla tensione di 2000 kg/cm^2 nelle sezioni rettangolari e 1800 kg/cm^2 nelle sezioni a T o speciali di membrature soggette prevalentemente a carichi fissi. Il carico di sicurezza dell'acciaio non dovrà in ogni caso superare la metà del carico di snervamento."

Non avendo eseguito prove di laboratorio sulle barre contenute nelle travi e nei pilastri presenti nell'edificio, si è deciso, a scopo cautelativo, di considerare nelle modellazioni numeriche un acciaio dolce, contraddistinto dalle proprietà meccaniche riportate in Tabella 7.4.

Caratteristiche meccaniche dell'acciaio (da c.a.)
$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$
$f_{yk} = 230 \text{ N/mm}^2$
$A \geq 20\%$
Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo
$E_c = 27000 \text{ N/mm}^2$
$f_{cm} = 20 \text{ N/mm}^2$
$f_{cm,cube} = 24 \text{ N/mm}^2$

Tabella 7.4 – Valori dei parametri meccanici del calcestruzzo e dell'acciaio assunti nella analisi numeriche.

Si è inoltre cautelativamente considerato un calcestruzzo di classe C12/15, le cui proprietà sono ancora una volta riportate in Tabella 7.4.

Per quanto riguarda infine l'acciaio strutturale utilizzato per la realizzazione del sistema di rinforzo presente al quarto piano, si è scelto di fare riferimento ad un acciaio *Aq42 UNI 743*, le cui proprietà sono riportate in Figura 7.4. Sebbene la datazione dell'intervento sia incerta, è infatti probabile che esso sia stato effettuato contestualmente ai lavori di completamento del fabbricato (tra il 1948 e il 1952) o addirittura in epoca successiva, e pertanto è abbastanza probabile che l'acciaio utilizzato per i profilati avesse tali caratteristiche.

Le resistenze di progetto dei materiali da impiegare nel calcolo, relativamente alle analisi statiche, sono state ottenute a partire dalle resistenze medie divise per il valore del fattore di confidenza ($FC = 1.23$) e per il valore del coefficiente parziale di sicurezza, comprensivo delle incertezze di modello e di geometria. Tale coefficiente risulta pari a $\gamma_s = 1.15$ per l'acciaio, $\gamma_c = 1.5$ per il calcestruzzo e $\gamma_m = 3$ per la muratura, avendo ipotizzato, a favore di sicurezza, elementi resistenti di categoria II, qualsiasi sia tipo di malta e classe di esecuzione 2 (secondo la *Tabella 4.5.II del DM08*).

Le resistenze di progetto dei materiali da impiegare nel calcolo, relativamente alle analisi sismiche, sono state invece ottenute a partire dalle resistenze medie divise per il valore del fattore di confidenza ($FC = 1.23$).

TABELLA III - Acciai unificati usati nelle costruzioni metalliche

Sono stati segnati () i tipi di acciai che non sono normalmente usati nelle costruzioni metalliche.

Materiale	Tabella UNI	Designazione convenzionale della qualità dell'acciaio	Prova di trazione			Prova di resilienza <i>K</i> kgm/cm ²	Osservazioni
			Carico unit. di rottura <i>R</i> kg/cm ²	Allungamento minimo %			
				A 5	A 10		
Profilati, barre e larghi piatti (1)	UNI 743	A 00 UNI 743	< 50	—	—	—	acciaio di qualità " " " " " "
		A 37 " "	37 ÷ 45	25	20	6	
		Aq 34 " "	34 ÷ 42	30	25	10	
		Aq 42 " "	42 ÷ 50	25	20	7	
		Aq 50 " "	50 ÷ 60	22	18	4	
		(Aq 60 " ")	—	17	14	3	
Lamiere (2)	UNI 815	A 00 UNI 815	—	—	—	—	acciaio di qualità " " " " " " " "
		(A 34 " ")	34 ÷ 42	25	20	8	
		A 42 " "	42 ÷ 50	22	18	5	
		(Aq 34 " ")	34 ÷ 44	32	26	15	
		Aq 42 " "	42 ÷ 50	27	22	9	
		Aq 48 " "	48 ÷ 55	23	19	7	
		Aq 53 " "	53 ÷ 63	20	16	50	
Tubi	UNI 663	(A 00 UNI 663)	—	—	—	—	acciaio di qualità " " " " " "
		Aq 35 " "	35 ÷ 45	28	23	21	
		(Aq 34 " ")	45 ÷ 55	23	19	24	
		(Aq 55 " ")	55 ÷ 65	17	14	29	
		(Aq 65 " ")	65 ÷ 75	12	10	33	

(1) La tabella UNI 743 indica le caratteristiche inerenti alla prova di piegamento. I valori della resilienza si riferiscono a laminati aventi spessore ≥ 10 mm e fino a 40 mm e per provette ricavate in senso longitudinale.

(2) La tabella UNI 815 indica le caratteristiche inerenti alla prova di piegamento. I valori della resilienza si riferiscono a lamiere aventi spessore ≥ 10 mm e per provette ricavate in senso longitudinale.

Laminati, lamiere e tubi in acciaio A 00 sono forniti senza collaudo.

Figura 7.4 – Proprietà meccaniche degli acciai strutturali, da Masi F., "la pratica delle costruzioni metalliche", Ed. Hoepli (1963).

7.3 Progetto simulato degli elementi in c.a.

Come già anticipato, le sezioni degli elementi in c.a. e le relative armature inserite nel modello numerico dell'edificio sono state in massima parte desunte dagli elaborati dell'epoca, dopo averne confermato l'attendibilità in fase di rilievo materico-strutturale. Tali dati sono riepilogati nell'Appendice 5, a cui si rimanda per maggiori approfondimenti.

Per un numero limitato di elementi è stato invece necessario procedere all'esecuzione di un progetto simulato, con riferimento alla normativa vigente all'epoca di progettazione del fabbricato, ovvero il RDL 1933 n. 1213. Secondo tale Decreto, i principali parametri alla base della progettazione erano i seguenti:

- il peso proprio del conglomerato armato è assunto pari a 24 kg/m³ (art. 19);
- il coefficiente di omogeneizzazione *n*, pari al rapporto tra il modulo elastico dell'acciaio e quello del calcestruzzo, è considerato pari a 10 (art. 21);
- nel calcolo della portata di solette o nervature ad una campata, la luce libera si assume aumentata del 5 per cento. Nelle costruzioni civili per le travi incastrate agli estremi o per campate di travi continue si possono assumere come massime sollecitazioni flettenti i due terzi del momento massimo corrispondente ad uno schema statico di semplice appoggio, nelle campate; il momento d'incastro perfetto, nelle sezioni d'incastro (art. 22);
- l'armatura longitudinale minima da assegnare ai pilastri soggetti a compressione centrata deve essere assunta almeno pari all'1% dell'area di calcestruzzo strettamente necessaria se questa è inferiore ai 1600 cm² ed almeno pari allo 0.7 % dell'area di calcestruzzo strettamente necessaria quando questa è maggiore di 6400 cm². Per i casi intermedi può essere adottata una interpolazione lineare. Le colonne devono inoltre essere munite di conveniente staffatura con passo non superiore della dimensione minima della sezione, né a

- 10 volte il diametro dei ferri dell'armatura longitudinale. Nel caso in cui il rapporto tra la lunghezza libera d'inflessione e la dimensione trasversale minima del pilastro supera 15 è necessario tener conto di fenomeni di instabilità per carico di punta (art. 29);*
- *la sezione trasversale delle colonne armate con spirale e ferri longitudinali appoggiati internamente a questa può essere equiparata, in termini di resistenza, ad una sezione di conglomerato ordinaria, utilizzando la relazione $A = A_c + 10 A_m + 30 A_i$, essendo A_c la sezione cerchiata di conglomerato, A_m la sezione complessiva dei ferri longitudinali e A_i la sezione di un'armatura longitudinale ideale equipesante alla spirale. Tale equivalenza risulta valida solo se la distanza tra le spire non supera 1/5 del diametro del nucleo cerchiato; in ogni caso A non deve risultare maggiore di $2A_c$ e la sezione dell'armatura longitudinale A_m deve risultare almeno pari a 2/3 di quella dell'armatura longitudinale ideale A_i (art. 30);*
 - *tutte le verifiche vengono effettuate con il metodo delle tensioni ammissibili.*

Come riportato in Figura 7.3, tale Decreto forniva inoltre specifiche indicazioni sui carichi di sicurezza massimi - ovvero sulle tensioni ammissibili per i materiali - da assumere durante il progetto/verifica degli elementi strutturali.

Le prescrizioni normative sono state integrate ove necessario con quanto riportato nella manualistica dell'epoca. Nei paragrafi seguenti si riportano le procedure di calcolo adottate e la sintesi dei risultati ottenuti in sede di progetto simulato per le travi ed i pilastri in calcestruzzo armato.

7.3.1 Pilastri

Per quanto riguarda il progetto della sezione, detto P il carico assiale agente sul pilastro (in kg), la sezione di calcestruzzo A_c (in cm²) è stata determinata come:

$$A_c = \frac{P}{(1 + n \alpha) \bar{\sigma}_c}$$

avendo indicato con n il rapporto fra i moduli di elasticità dei materiali, con $\bar{\sigma}_c$ (in kg/cm²) la tensione ammissibile del calcestruzzo e con $\alpha = A_f/A_c$ il coefficiente di armatura (variabile fra 0.01 e 0.007).

Nota l'area di calcestruzzo A_c , l'area del ferro A_f può essere ricavata come:

$$A_f = \alpha \cdot A_c.$$

E' opportuno sottolineare che tale criterio di progettazione delle armature longitudinali, dimensionate in funzione della sola sezione di calcestruzzo presente (tramite la percentuale geometrica d'armatura), risulta indipendente dalla resistenza dell'acciaio. Pertanto, a parità di criterio di progetto, il livello di sicurezza allo stato limite ultimo dei pilastri è differente a seconda del tipo di acciaio utilizzato. Ciò influenza sia la verifica dei pilastri per carichi verticali, sia il comportamento sismico della struttura, conducendo a riserve di resistenza differenti, pur a parità di criteri di progetto.

Per quanto riguarda invece l'armatura trasversale, essa era utilizzata all'epoca ai soli fini della legatura dei ferri longitudinali e non era pertanto soggetta al rispetto di particolari prescrizioni in corrispondenza delle zone critiche o dei nodi. In fase di progetto simulato, essa è stata supposta costituita da staffe a due braccia di diametro pari a 5 mm, il cui passo è stato calcolato come:

$$p = \min (b, h)$$

avendo indicato con p il passo delle staffe, mentre b ed h sono le dimensioni della sezione del

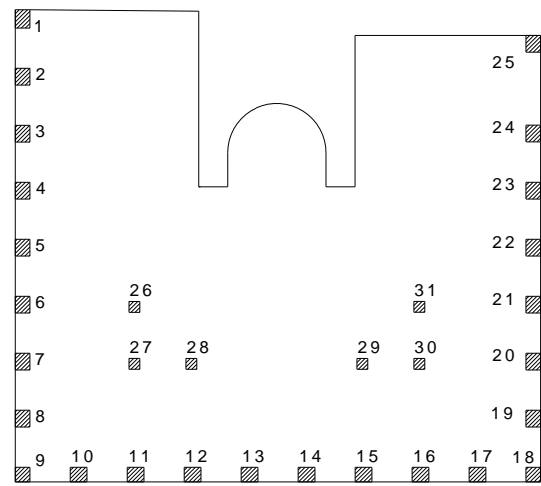
pilastro.

Per la verifica della sezione si è infine applicata la relazione:

$$\sigma_c = \frac{P}{(A_c + nA_f)} \leq \overline{\sigma_c}$$

In Figura 7.5 sono riassunte le caratteristiche geometriche e le armature adottate per i pilastri in calcestruzzo armato presenti ai diversi piani.

Elemento	Piano	Sezione (cm ²)	Armatura longitudinale	Staffe
1-8 10-17 19-25	T	58x67	4φ10	φ5/25"
9/18	T	58x58	4 φ10	φ5/25"
28	T	φ50	7 φ18	φ8/10"
26-27 29-31	T	φ50	7 φ18	φ8/10"
26-31	1	60x60	4 φ16	φ5/25"
28	2	60x60	4 φ14	φ5/25"
26-27 29-31	2	60x60	4 φ 14	φ5/25"
29	3	60x60	4 φ 12	10x3/25"
26-28 30-31	3	60x60	4 φ12	10x3/25"
26-31	4	30x30	4 φ12	φ6/25"



	Noto da tavola storica
	Noto da saggio diretto

(a)

(b)

Figura 7.5 – (a) Caratteristiche geometriche e armature dei pilastri in calcestruzzo armato; (b) sagoma dell'edificio contenente gli identificativi riportati

Dall'analisi di Figura 7.5a si nota subito che il passo adottato per le staffe risulta generalmente non conforme a quanto prescritto da normativa; tuttavia, esso deriva dalle informazioni desunte a partire dalle tavole storiche di progetto o ricavate da indagini pacometriche/rilievi diretti in sito. Anche per quanto riguarda le armature longitudinali, per la maggior parte degli elementi i quantitativi ed i diametri delle barre presenti sono stati ricavati da tavola storica o da rilievi in sito; soltanto in limitati casi (relativamente ai pilastri interni 26-31, e solo ad alcuni piani), si è dovuto procedere all'effettuazione del progetto simulato per integrare le informazioni disponibili.

7.3.2 Travi

Le travi sono state dimensionate secondo lo schema di trave continua su più appoggi.

Data la scarsità di regole progettuali contenute nel *Regio Decreto del 1933*, nel progetto simulato sono state seguite le disposizioni integrative desumibili dalla manualistica dell'epoca, che prevedevano:

- l'utilizzo del "metodo tabellare" per il progetto della sezione (in questa sede non necessario, dal momento che la geometria della sezione è risultata sempre nota da tavola storica o da rilievo diretto);
- l'utilizzo di almeno due reggistaffe φ12;

- l'utilizzo combinato di ferri piegati e staffe come armatura a taglio.
- L'armatura a flessione delle travi è stata calcolata secondo la formula semplificata:

$$A_f = \frac{M}{\eta h \bar{\sigma}_s}$$

- in cui M rappresenta il momento sollecitante, h è l'altezza utile della sezione, mentre η è un coefficiente che può essere generalmente assunto pari a 0.9.
- Per quanto riguarda invece la verifica, noto il valore dell'area di armatura compressa A_f' , la somma delle aree di armatura tesa e compressa $A_t = A_f + A_f'$, l'altezza utile dell'armatura superiore h' , il rapporto $\mu = F_f' / F_f$, sono state utilizzate le seguenti relazioni:
- distanza dell'asse neutro dal bordo compresso della sezione:

$$x = \frac{nA_t}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2b(h+\mu h')}{nA_t(1+\mu)}} \right)$$

- momento d'inerzia della sezione ideale:

$$I_n = \frac{bx^3}{3} + nA_f(h-x)^2 + nA_f'(x-h')^2$$

- tensione massima di compressione nel calcestruzzo:

$$\sigma_c = \frac{M}{I_n} x \leq \bar{\sigma}_c$$

- tensione di trazione del ferro:

$$\sigma_s = \frac{nM(h-x)}{I_n} \leq \bar{\sigma}_s$$

assumendo il momento M in kgcm, le dimensioni della sezione e la distanza dall'asse neutro (b , h , x) in cm, le aree di armatura sia tesa che compressa (A_f , A_f') in cm^2 , e le tensioni di compressione e di trazione, rispettivamente indicate con σ_c e σ_s , in kg/cm^2 .

Per quanto riguarda la verifica a taglio, noti il valore dello sforzo di taglio complessivo V sul tratto l' considerato, il numero di ferri piegati n_p di area A_p e quello di staffe n_s a n braccia di area A_s , si possono determinare lo scorrimento S e le reazioni al taglio rispettivamente fornite dai ferri piegati e dalle staffe (indicati con R_p e R_s) mediante le relazioni:

$$S = \frac{V}{2 \cdot z} \cdot l'$$

$$R_p = n_p \cdot A_p \cdot \bar{\sigma}_s \quad R_s = n_s \cdot A_s \cdot n \cdot \bar{\sigma}_s$$

Considerando le barre piegate a 45° , la resistenza al taglio S nel tratto l' considerato, vale:

$$S \leq R_s + R_p \sqrt{2} = R_{TOT}$$

Al di là dell'affidabilità dello schema di calcolo, ragioni di preoccupazione sul comportamento

sismico delle travi derivano dalla disposizione delle armature longitudinali e trasversali. In corrispondenza dei nodi il quantitativo di armatura disposto al lembo inferiore è in genere molto basso, riducendosi ai due classici reggistaffa, armatura che si rivela subito insufficiente nel caso di inversione del segno della sollecitazione flessionale dovuta al sisma. La sollecitazione di taglio è sopportata, secondo quanto previsto dalla normativa, da armature disposte con ferri piegati (sagomati) e staffe. Il passo delle staffe è molto variabile in funzione del compito ad esse affidato (assorbimento della sollecitazione tagliante o meno), mentre il diametro è tipicamente di 6 mm, raramente di 8 mm (Vona et al., 2004).

	Campata		Appoggio		Zona critica			Schema statico
	$A_{s,inf}$	$A_{s,sup}$	$A_{s,inf}$	$A_{s,sup}$	Staffe	Ferri piegati	Staffe	
TC026	2φ10+1 φ14	2 φ10	2 φ10	2 φ10+3 φ14	φ6/20"	3 φ14	φ6/30"	quattro campate
TC044	2 φ10+1 φ12	2 φ10	2 φ10	2 φ10+2 φ12	φ6/30"	1 φ12	φ6/30"	due campate
TH019	2 φ10+2 φ14	2 φ10	2 φ10	2 φ10+1 φ14	φ6/30"	1 φ14	φ6/30"	una campata
TH123	2 φ12	2 φ12	2 φ12	2 φ12	φ6/30"	0	φ6/30"	una campata
TB309	2 φ12+1 φ14	2 φ12	2 φ12	2 φ12+1 φ14	φ6/30"	1 φ14	φ6/30"	tre campate
TB327	2 φ12+1 φ14	2 φ12	2 φ12	2 φ12+1 φ14	φ6/30"	1 φ14	φ6/30"	una campata
TB339	2 φ12+1 φ14	2 φ12	2 φ12	2 φ12+1 φ14	φ6/30"	1 φ14	φ6/30"	una campata
TL308	2 φ12+2 φ14	2 φ12	2 φ12	2 φ12+1 φ14	φ6/30"	1 φ14	φ6/30"	una campata
TL310	2 φ12+2 φ14	2 φ12	2 φ12	2 φ12+1 φ14	φ6/30"	1 φ14	φ6/30"	una campata
TD340	2 φ10+2 φ16	2 φ10	2 φ10	2 φ10+2 φ16	φ6/30"	2 φ16	φ6/30"	una campata
TM353	2 φ10+1 φ12	2 φ10	2 φ10	2 φ10+1 φ12	φ6/30"	1 φ12	φ6/30"	una campata
TA403	4 φ12	2 φ12	2 φ12	4 φ12	φ6/20"	2 φ12	φ6/30"	tre campate
TD408	2 travetti di solaio 12+5, armatura 2φ6+1φ7 accoppiati							
TA5	5 φ14	2 φ14	2 φ14	4 φ14	φ6/25"	2 φ14	φ6/30"	una campata

Tabella 7.5 – Armature delle travi desunte da progetto simulato.

In Tabella 7.5 sono riassunte le armature desunte dal progetto simulato per i soli elementi non noti da tavola storica e/o da indagini in sito.

Le sigle identificative degli elementi sono le medesime già utilizzate nelle Appendici, cui si rimanda per maggior chiarimenti relativi alla geometria e alla luce, nonché per l'identificazione della posizione in pianta delle travi progettate.

In Tabella 7.6 vengono poi riportate le armature desunte da progetto simulato per la trave continua su quattro appoggi TB303-TB304-TB305, che risulta caratterizzata da una distribuzione più complessa delle barre, di seguito dettagliate per ciascuna singola campata.

TB303					
Appoggio di sinistra		Campata		Appoggio di destra	
$A_{s,inf}$	$A_{s,sup}$	$A_{s,inf}$	$A_{s,sup}$	$A_{s,inf}$	$A_{s,sup}$
2φ16+2 φ25	2 φ16	2 φ16	2 φ16	2 φ16	2 φ16+5 φ25
Staffe	Piegati	Staffe		Staffe	Piegati
φ6/30"	2 φ25	φ6/20"		φ6/20"	2 φ25

TC304			
Appoggi		Campata	
$A_{s,inf}$	$A_{s,sup}$	$A_{s,inf}$	$A_{s,sup}$
2 $\phi 16$	2 $\phi 16+5 \phi 25$	2 $\phi 16+5 \phi 25$	2 $\phi 16$
Staffe	Piegati	Staffe	
$\phi 6/20''$ 4 braccia	5 $\phi 25$	$\phi 6/30''$	

TB305					
Appoggio di sinistra		Campata		Appoggio di destra	
$A_{s,inf}$	$A_{s,sup}$	$A_{s,inf}$	$A_{s,sup}$	$A_{s,inf}$	$A_{s,sup}$
2 $\phi 16$	2 $\phi 16+5 \phi 25$	2 $\phi 16$	2 $\phi 16$	2 $\phi 16+2 \phi 25$	2 $\phi 16$
Staffe	Piegati	Staffe		Staffe	Piegati
$\phi 6/20''$	2 $\phi 25$	$\phi 6/20''$		$\phi 6/30''$	2 $\phi 25$

Tabella 7.6 – Armatura della travata TB303-TC304-TB305 derivante da progetto simulato.

7.4 Ipotesi di base della modellazione

Ai fini della resistenza alle azioni orizzontali derivanti dal sisma, l'edificio in oggetto è caratterizzato da una struttura portante realizzata principalmente in muratura, con la presenza di alcuni pilastri in c.a. Di conseguenza, come asserisce la *Circ.617/09* al §C8.7.3: “[...] l'interpretazione del loro comportamento e la relativa modellazione è in generale più complicata di quella degli edifici con struttura di caratteristiche omogenee, a causa delle interazioni tra i diversi comportamenti dei materiali costitutivi degli elementi strutturali. La chiamata in causa dei comportamenti in campo non lineare implica interazioni non gestibili attraverso modelli e metodi semplificati, a meno di non trascurare completamente il contributo alla capacità resistente sismica di un'intera categoria di elementi dello stesso materiale, assunti come elementi secondari. Tale operazione, peraltro, è ammissibile solo a condizione che le interazioni degli elementi trascurati siano favorevoli al comportamento sismico della struttura mista”.

Per la modellazione dell'edificio in esame, in accordo alle indicazioni prescritte dal *DM08* al §7.8.1.5.2, sono stati impiegati modelli a telaio spaziali tridimensionali, in cui le parti di intersezione tra elementi verticali e orizzontali risultano infinitamente rigide.

Oggetto della modellazione numerica risultano, oltre alle pareti murarie di laterizio, gli elementi verticali in c.a. e gli elementi di accoppiamento per le diverse tipologie strutturali, quali:

- travi in cemento armato;
- travi in muratura di laterizio, ipotizzate efficacemente ammortate alle pareti murarie; queste ultime, infatti, presentano al loro interno almeno un elemento in grado di resistere a trazione (cordolo di piano in c.a. per tutti i setti dell'edificio, a cui si aggiunge anche un architrave in c.a. strutturalmente efficace in corrispondenza di quelle pareti ove risultano presenti aperture quali porte o finestre). In particolare, l'inserimento nella modellazione numerica delle travi di accoppiamento in muratura risulta possibile essendo verificate le seguenti condizioni, in accordo con le indicazioni previste dalla *Circ. 617/09* al §C8.7.1.4:
 - le travi in muratura risultano sorrette da un architrave o da una piattabanda strutturalmente efficace, che garantisce il sostegno della muratura della fascia anche nel caso in cui quest'ultima venga fessurata e danneggiata dal sisma;
 - le travi sono efficacemente ammortate alle pareti che le sostengono (ovvero è possibile confidare in una resistenza orizzontale a trazione, anche se limitata) o comunque si può instaurare un meccanismo resistente a puntone diagonale (ovvero è possibile la presenza di una componente orizzontale di compressione, per l'azione di un elemento resistente a

trazione - il cordolo di piano - posto in prossimità della trave stessa).

Le fondazioni non sono state modellate, in accordo alle indicazioni del §7.2.5 del DM08: “[...] le azioni trasmesse in fondazione derivano dall’analisi del comportamento dell’intera opera, in genere condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche.”

7.4.1 Schematizzazione a macroelementi finiti bidimensionali e passaggio al telaio equivalente

La modellazione numerica dell’edificio in esame è stata effettuata utilizzando il software ad elementi finiti *3Muri*, sviluppato dalla *S.T.A. DATA*.

Tale software prevede di effettuare una schematizzazione dell’edificio mediante macroelementi finiti bidimensionali, ovvero porzioni di muratura ben individuate geometricamente (maschi, fasce, blocchi rigidi) in cui si realizzano le concentrazioni del danno (Figura 7.6a, tratta da *Castagnone, 2011*, cui si rimanda per maggiori dettagli).

La ricerca teorica e sperimentale ha confermato che il comportamento di maschi e fasce, pur coinvolgendo elementi di superficie, può essere reso equivalente ad un elemento lineare, realizzando in questo modo un telaio piano sovrapponibile alla parete, in grado di simulare il comportamento della parete stessa (Figura 7.6b, tratta da *Castagnone, 2011*). Il telaio equivalente consente di ben rappresentare il comportamento delle strutture in muratura; inoltre semplifica l’analisi, in quanto riduce i gradi di libertà rispetto ad altri schemi, come per esempio gli elementi finiti di superficie, velocizzando i tempi di calcolo.

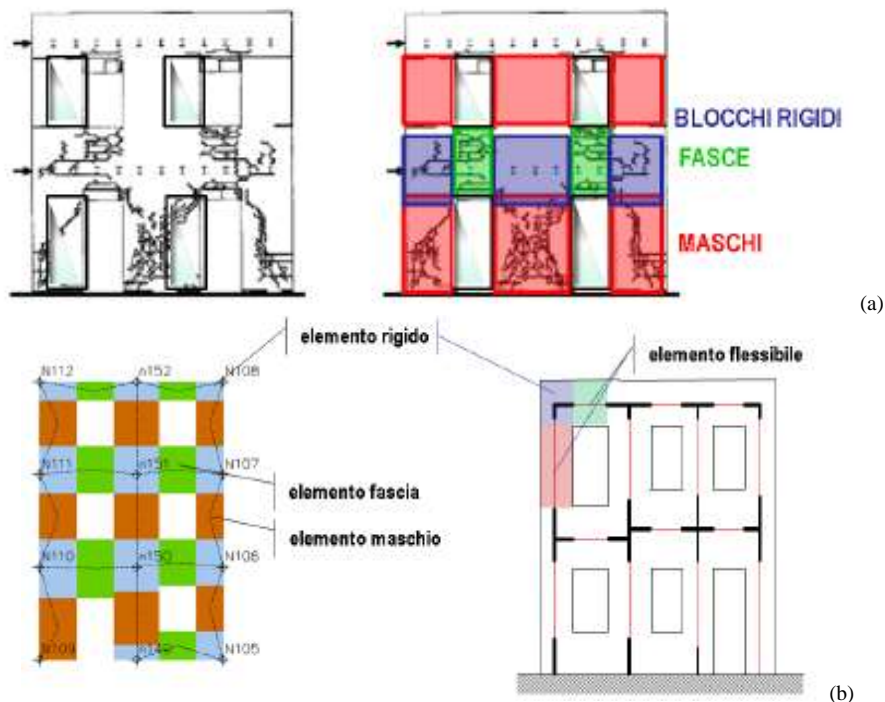


Figura 7.6 – Schematizzazione dell’edificio a macroelementi e passaggio al telaio equivalente (*Castagnone, 2011*).

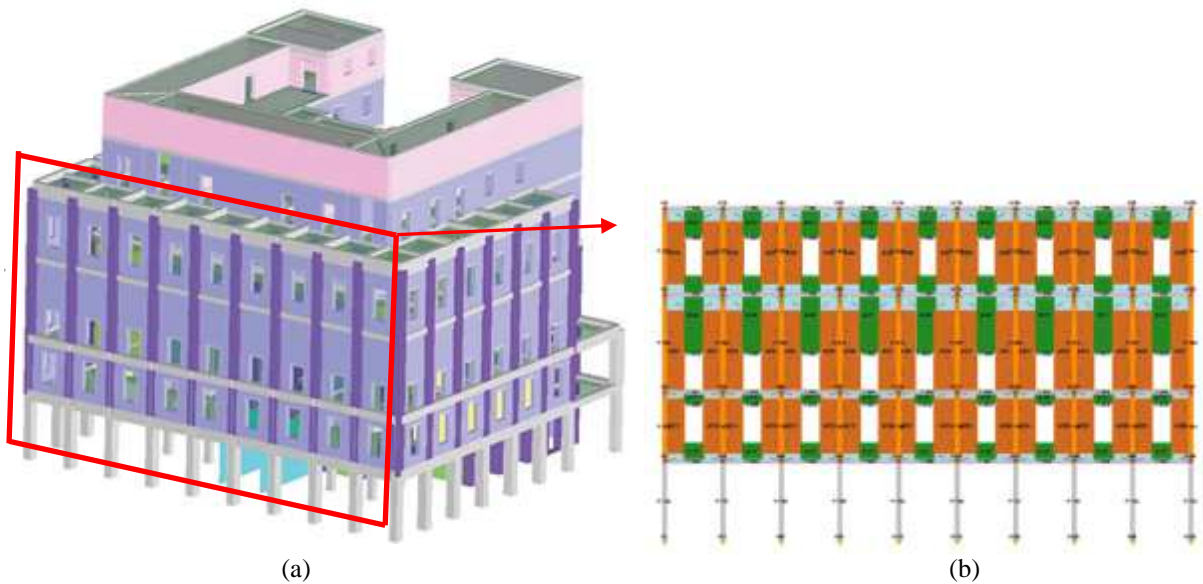


Figura 7.7 – Creazione del modello e passaggio al telaio equivalente (es. prospetto principale su Piazza Caduti per la Libertà) per l'edificio oggetto di indagine.

Il software 3Muri crea automaticamente la "mesh", cioè la divisione in maschi, fasce ed elementi rigidi, anche per pareti complesse, e permette di eseguire l'analisi non lineare al fine di determinare lo spostamento massimo e valutare quindi la vulnerabilità della struttura in esame.

Il modello complessivo (tridimensionale) dell'edificio è costituito dall'unione delle diverse pareti, provvedendo ad inserire i solai e gli elementi lineari eventualmente presenti, quali travi e pilastri, costituiti da diversi materiali (Figura 7.7).

7.4.2 Modellazione dei maschi murari

Come detto, i maschi murari vengono modellati dal programma 3Muri attraverso specifici macroelementi, che da un lato permettono la formulazione di equazioni di equilibrio coinvolgenti un numero limitato di incognite e dall'altro sono associati ad un modello cinematico capace di cogliere i meccanismi elementari di deformazione, danneggiamento e dissipazione propri delle strutture murarie (per maggiori dettagli sulla formulazione analitica si rimanda comunque al *Manuale di 3Muri* e a *Castagnone, 2011*, Figura 7.8).

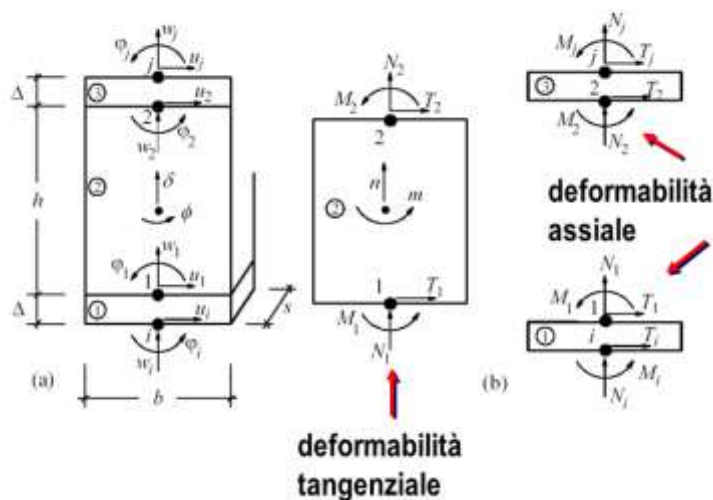


Figura 7.8 – Il macroelemento: riduzione di superfici ad elemento lineare equivalente (*Castagnone, 2011*).

I maschi murari presentano un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, che prevede meccanismi di collasso di taglio per scorrimento e per fessurazione diagonale, e di pressoflessione

complanare e fuori dal piano, con duttilità corrispondente alla capacità di spostamento comparata all'altezza della parete, secondo i limiti previsti dalla vigente Normativa.

Nelle analisi sismiche i maschi murari vengono verificati nei confronti delle azioni di pressoflessione nel piano, di taglio e di pressoflessione fuori dal piano; al contrario, le verifiche statiche prevedono di verificare i pannelli murari nei confronti della sola pressoflessione fuori dal piano (ritenendo che, per le verifiche nel piano, l'azione sismica di progetto risulti comunque più gravosa di quella dovuta al vento).

In particolare, nelle analisi sismiche viene valutato il comportamento evolutivo dei maschi con il progressivo incremento delle azioni orizzontali. Il raggiungimento, al passo i -esimo, della forza resistente per pressoflessione o per taglio, determina una plasticizzazione, per la quale il momento flettente e/o il taglio non possono più crescere. Il comportamento plastico è esteso fino al raggiungimento di un valore massimo, pari ad uno spostamento d'interpiano che è funzione dell'altezza deformabile H e del tipo di crisi; in particolare, tale valore massimo risulta pari - per gli edifici esistenti - a $0.6\%H$ nel caso di crisi per pressoflessione e $0.4\%H$ nel caso di crisi a taglio (§C8.7.1.4 della Circ.617/09).

Al raggiungimento di tale valore massimo di spostamento, la parete non è più in grado di sopportare le azioni orizzontali, pur mantenendo la capacità di sostenere il carico statico verticale, presente sin dall'inizio dell'applicazione della distribuzione di forze orizzontali (l'elemento viene quindi sostituito da una biella, in grado di trasmettere ancora forze normali, ma senza alcuna resistenza per le azioni sismiche). Lo sforzo di taglio che la parete sopportava prima del raggiungimento del valore massimo di spostamento viene quindi ridistribuito alle altre strutture resistenti.

7.4.3 Modellazione delle fasce di piano e dei sottofinestra

Anche le fasce di piano ed i sottofinestra vengono modellati dal software ad elementi finiti 3Muri attraverso specifici macroelementi.

Il comportamento dell'elemento fascia è analogo a quello del maschio murario sottoposto a sforzo normale e taglio; l'unica differenza è presente nella valutazione della tensione di calcolo a compressione della muratura, in quanto nei maschi murari la compressione avviene ortogonalmente ai letti di malta, mentre nelle fasce avviene parallelamente. Nel caso non sia valutabile la compressione effettiva nelle fasce, ma siano presenti, in prossimità di queste ultime, elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli, etc.), la loro resistenza viene valutata in accordo al §7.8.2.2.4 del DM08.

In particolare, la resistenza a taglio V_t di una trave di accoppiamento in muratura ordinaria in presenza di un cordolo di piano e/o di un architrave resistente a flessione efficacemente ammortato alle estremità può essere valutata tramite la relazione:

$$V_t = h t f_{vdo},$$

essendo h l'altezza della trave e t lo spessore, mentre f_{vdo} rappresenta la resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione.

Il massimo momento resistente, associato al meccanismo di pressoflessione, sempre in presenza di elementi orizzontali resistenti a trazione in grado di equilibrare una compressione orizzontale nelle travi in muratura, può essere valutato come:

$$M_u = H_p \cdot h/2 \cdot [1 - H_p / (0.85 f_{hd} h t)],$$

essendo H_p il minimo tra la resistenza a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore $0.4 f_{hd} h t$, con f_{hd} resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete).

La resistenza a taglio associata a questo meccanismo può essere calcolata come:

$$V_p = 2M_u / l,$$

essendo l la luce libera della trave in muratura.

Il valore della resistenza a taglio per l'elemento trave in muratura ordinaria è assunto pari al minimo tra V_t e V_p .

7.4.4 Modellazione degli elementi strutturali in c.a.

Oltre ai pannelli di muratura, il software *3Muri* prevede anche la possibilità di inserire nel modello elementi isolati (colonne e travi) in cemento armato o altro materiale, che partecipano alla resistenza globale della struttura attraverso il comportamento non lineare tipico di ogni elemento.

Gli elementi in c.a. vengono schematizzati come elementi a sei gradi di libertà (Figura 7.9), con resistenza limitata e comportamento elastico-perfettamente plastico.

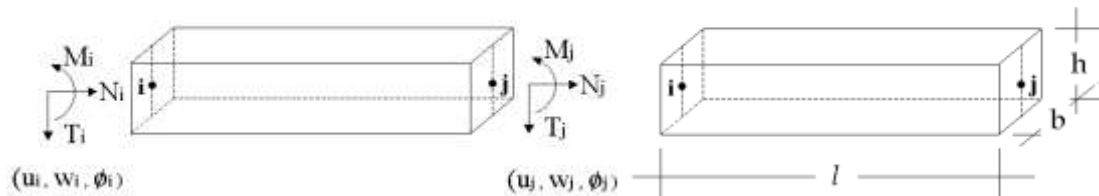


Figura 7.9 – Variabili cinematiche, caratteristiche di sollecitazione e grandezze geometriche dell'elemento trave in c.a. (dal manuale di *3Muri*).

I limiti di resistenza, relativi ai meccanismi di rottura considerati, coincidono con il valore ultimo, poiché vige l'ipotesi di comportamento elastico-perfettamente plastico, senza dunque fenomeni di incrudimento. I meccanismi resistenti considerati sono quello duttile di flessione (con o senza sforzo normale) per ciascuna delle estremità della trave, con la conseguente formazione di una cerniera plastica, e quello fragile a taglio, conformemente ai criteri previsti dalla Normativa vigente. Sono inoltre tenute debitamente in conto anche le limitazioni dovute al collasso per compressione semplice e al superamento del limite per trazione delle armature.

Si ritiene opportuno osservare che il software utilizzato prevede per gli elementi strutturali in c.a. la sola sezione rettangolare; di conseguenza, l'inserimento di sezioni di forma diversa (a T per alcune travi e circolare per alcuni pilastri) è stato effettuato calcolando preliminarmente una sezione rettangolare equivalente a quella effettiva, avente la medesima area (in modo da mantenere invariati i carichi permanenti dovuti al peso proprio, e quindi la massa sismica). Nel caso delle travi, l'equivalenza sull'area è stata effettuata mantenendo anche la medesima altezza rilevata in sito o desunta da tavole storiche, in modo da non modificare l'altezza utile. Si ricorda inoltre che *3Muri* non prevede di diversificare l'armatura longitudinale presente all'appoggio e in corrispondenza della campata delle travi; per tale ragione, si è scelto di prolungare lungo tutto l'asse dell'elemento la massima armatura presente (in generale quella di campata all'estremità inferiore e quella di appoggio all'estremità superiore). Da ultimo, l'impossibilità di considerare come armatura a taglio i ferri longitudinali piegati ha richiesto la valutazione di una staffatura equivalente da inserire nel modello.

7.4.5 Modellazione degli impalcati

I solai interagiscono con le pareti trasferendo i carichi sismici grazie alla loro rigidezza nel piano e tangenziale; essi vengono modellati dal software *3Muri* come elementi finiti di tipo "membrana ortotropa" di forma triangolare o quadrangolare che si collegano ai nodi del telaio spaziale.

Il comportamento della membrana di solaio viene definito sulla base dei seguenti parametri:

- E_x modulo elastico nella direzione X;
- E_y modulo elastico nella direzione Y;
- G rigidità tangenziale;
- ν modulo di Poisson;
- s spessore;

è possibile quindi individuare le caratteristiche della membrana equivalente al solaio reale,

definendone la rigidezza effettiva in funzione del pacchetto strutturale presente (senza dover ricorrere necessariamente alle modellazioni semplificate di solaio infinitamente rigido o infinitamente deformabile).

La possibilità di definire distintamente i due moduli elastici E_x ed E_y permette inoltre di tenere in conto la differenza di rigidezza che un solaio manifesta nella direzione principale di orditura rispetto alla direzione secondaria; per esempio, nel caso di solai a travetti in c.a., la rigidezza è funzione dello spessore di calcestruzzo, diverso nelle due direzioni.

7.4.6 Vincolamento dei nodi

Per quanto riguarda i nodi alla base delle pareti del piano terra dell'edificio in esame, sono stati inseriti degli incastri, poiché le fondazioni non sono state modellate numericamente.

I nodi in corrispondenza dei piani, definiti flessibili, sono stati invece collegati da elementi che tengono conto dell'effettiva rigidezza del solaio.

7.5 Realizzazione del modello globale dell'edificio

Nei paragrafi seguenti verranno brevemente illustrate le fasi salienti relative alla realizzazione del modello numerico per l'edificio in esame, utilizzato per l'esecuzione delle verifiche statiche e sismiche.

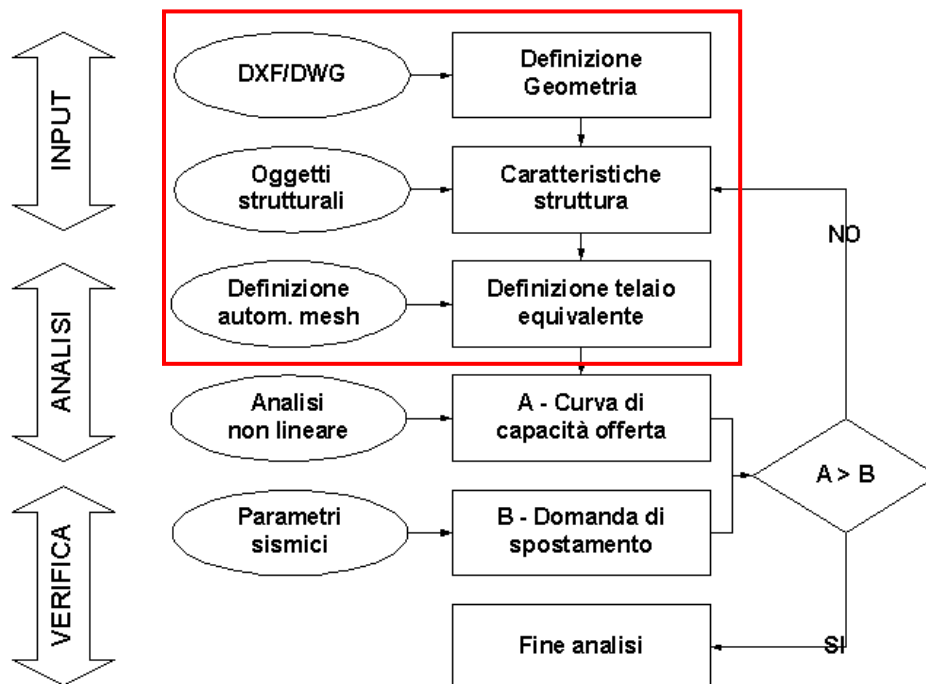


Figura 7.10 – Fasi seguite per la costruzione del modello numerico e l'esecuzione delle verifiche sismiche (dal manuale di 3Muri).

Non essendo stato possibile reperire informazioni dettagliate sugli edifici costituenti l'aggregato di cui fa parte il fabbricato oggetto di indagine, si è proceduto inizialmente ad effettuare uno studio dell'edificio considerato come "isolato". Successivamente, la modellazione è stata ripetuta inglobando anche una limitata porzione dell'aggregato retrostante, come illustrato con maggior dettaglio in seguito. In ogni caso, si è scelto di non considerare nel modello la presenza della torre su via Baccarini, che risulta separata dal fabbricato in esame mediante un giunto strutturale, la cui presenza è stata accertata in sede di rilievo materico-strutturale.

Il processo seguito nella costruzione del modello di calcolo e nella verifica della struttura si compone delle fasi sintetizzate nel diagramma di flusso di Figura 7.10.

7.5.1 Creazione del modello a telaio equivalente

Il software utilizzato ha permesso di costruire il modello in modo interattivo, introducendo graficamente la struttura e controllando in ogni momento i dati ed i risultati. Innanzitutto sono state definite le caratteristiche geometriche dell'edificio, ovvero la disposizione in pianta delle pareti e le altezze dei piani, che costituiscono un supporto di base per il successivo inserimento degli "oggetti strutturali" veri e propri (pannelli di muratura, travi e pilastri in c.a., cordoli, architravi, etc.), attraverso la definizione dei parametri e delle caratteristiche meccaniche dei materiali, secondo il diagramma di flusso di Figura 7.10.

La definizione dei dati geometrici relativi alle pareti è stata gestita graficamente, inserendo – o direttamente o importando un file in formato DXF – dei segmenti che rappresentano il piano medio delle pareti stesse. Tali segmenti sono stati opportunamente collegati tra loro al fine di garantire la continuità strutturale; questi collegamenti, a loro volta, rappresentano i nodi del telaio equivalente.

La prima operazione che è stato necessario eseguire esaminando il rilievo strutturale è stata la selezione degli elementi effettivamente significativi, che partecipano alla resistenza globale della struttura. Questa fase è risultata di estrema importanza in quanto un modello realizzato con un numero eccessivo di dettagli invece di affinare le analisi può creare problemi di labilità locale in realtà inesistenti.

Ad esempio, la presenza di modesti disassamenti tra i piani medi delle murature nella pianta architettonica è stata per quanto possibile eliminata nel modello di calcolo, dal momento che avrebbe potuto portare alla formazione di tratti di parete di modesta lunghezza, poco significativi ma in grado di "fuorviare" la natura del calcolo (Figura 7.11).

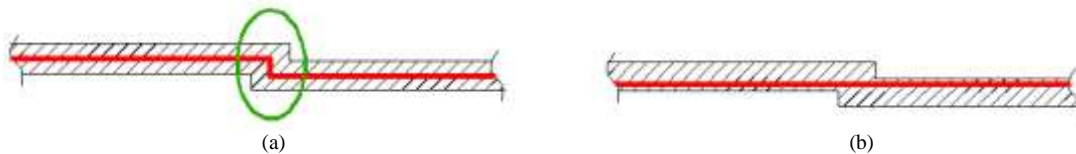


Figura 7.11 – Esempio di modellazione (a) scorretta e (b) corretta di una parete muraria (dal manuale di 3Muri).

Il modello è stato realizzato attraverso la costruzione di un piano per volta, con possibilità di duplicare integralmente un piano già creato, procedendo quindi ad introdurre le eventuali differenze; in questo modo è stato possibile modellare in modo relativamente agevole una struttura anche molto complessa e articolata come quella in esame.

Dopo aver definito la disposizione in pianta delle pareti si è quindi proceduto all'attribuzione della tipologia e delle caratteristiche geometriche e dei materiali che costituiscono le pareti stesse (Figura 7.12a); oltre ai pannelli di muratura sono stati inseriti anche gli elementi (colonne e travi) in cemento armato presenti nell'edificio, che partecipano alla resistenza globale della struttura attraverso il loro comportamento non lineare.

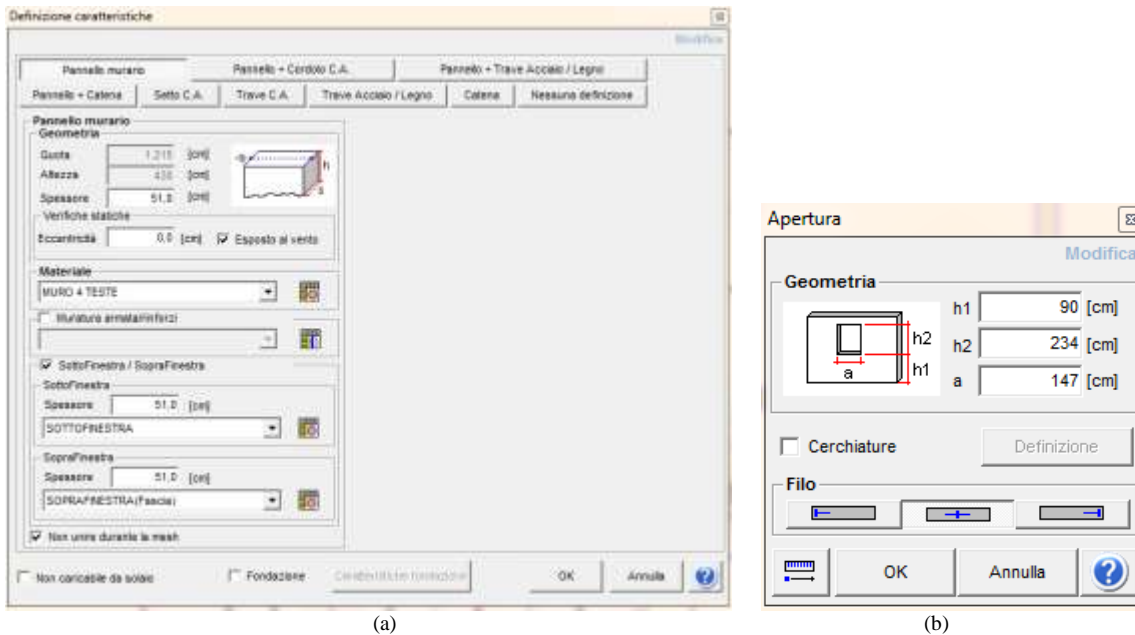


Figura 7.12 – (a) Esempio di definizione delle caratteristiche strutturali di un pannello murario, per il quale vengono specificate le proprietà geometriche e il materiale; (b) introduzione delle aperture nel pannello murario.

Come già evidenziato, la maggior parte dei setti in muratura portante presenti nell’edificio in esame è realizzata con mattoni pieni e malta di calce; per tale ragione, nel modello numerico sono state definite quattro tipologie murarie, caratterizzate da diverso spessore (1 testa, 2 teste, 3 teste, 4 teste; Figura 7.13), a cui sono state attribuite le proprietà meccaniche riepilogate in Tabella 7.3a, come previsto dalla *Circ.617/09* in funzione del livello di conoscenza raggiunto. Il rilievo materico-strutturale ha però messo in luce la presenza di un limitato numero di pareti, ad una/due teste e concentrate prevalentemente ai piani quarto e quinto, caratterizzate dalla presenza di una muratura “mista”, formata da un’alternanza di mattoni pieni e forati. Nel modello di calcolo, a tali pareti è stato quindi associato un materiale con caratteristiche meccaniche inferiori (Figura 7.13, indicato in legenda come “muratura mista”).

Da ultimo, è opportuno sottolineare che, per risolvere alcune labilità locali del modello numerico, è stato necessario inserire alcune pareti “fittizie”, alle quali sono state attribuite delle caratteristiche di rigidità e resistenza molto basse (pari ad 1/10 di quelle assunte per la muratura di mattoni pieni), in modo da far sì che la loro presenza eserciti la minore influenza possibile sulla redistribuzione delle forze orizzontali e in generale sui risultati dell’analisi. Tali pareti corrispondono alle due murature in mattoni forati, di spessore 20 cm, poste ai lati dell’ingresso principale del fabbricato su Piazza Caduti per la Libertà e alla chiusura posteriore del vano scala principale, che nella realtà è realizzata in vetro (Figura 7.13 – Piante dei vari piani con indicazione delle tipologie murarie adottate nel modello di calcolo., indicate in legenda come “muratura di mattoni forati”). Per quanto riguarda le due pareti ai lati dell’ingresso dello stabile, il loro inserimento si è reso necessario per l’impossibilità di modellare in modo efficace il solaio a nervature incrociate sovrastante. Il programma *3Muri*, come detto, schematizza gli impalcati con elementi finiti del tipo a “membrana ortotropica”, simulandone così correttamente la rigidità nel piano sotto le azioni orizzontali; per contro, la corretta rappresentazione della loro resistenza nei confronti dei carichi verticali concentrati risulta molto più complessa e richiede sovente il ricorso a qualche espediente di tipo numerico. Nel caso di pareti in falso, non è infatti possibile attribuire il loro carico direttamente al solaio sottostante, ma è necessario l’inserimento di un elemento resistente lineare (generalmente costituito dall’accoppiamento di 2 o più travetti) al di sotto del carico di linea stesso. Nell’edificio in esame, come più volte ricordato, sul solaio a nervature incrociate tra piano terra e piano primo insistono delle pareti in falso che si estendono per i tre piani sovrastanti, delimitando il corridoio centrale su cui si affacciano gli uffici. Pur prevedendo l’inserimento di tre travetti accoppiati al di sotto di esse, le notevoli luci in gioco (la larghezza della campata di solaio raggiunge quasi i 9 m), determinano la

comparsa nel modello di deformazioni troppo elevate, che producono delle labilità locali non realistiche. Sebbene vada riconosciuto che la presenza di tre piani di pareti in falso su un solaio rappresenti un elemento di notevole criticità per la struttura, si deve comunque considerare che il solaio in oggetto possiede delle buone riserve di resistenza, dettate dalla presenza sia del graticcio di travetti incrociati, che della soletta superiore collaborante, di spessore 9 cm. L'inserimento delle due pareti in mattoni forati ai lati dell'ingresso principale è quindi un espediente che permette di superare tali labilità, dal momento che permette una riduzione della luce dei travetti che sostengono le pareti in falso sovrastanti. Similmente, il vano scala principale è stato "chiuso" posteriormente con una parete fittizia (nella porzione occupata dalla vetrata), in modo da superare i problemi di convergenza del software legati alla mancata scatolarità del vano scale stesso.

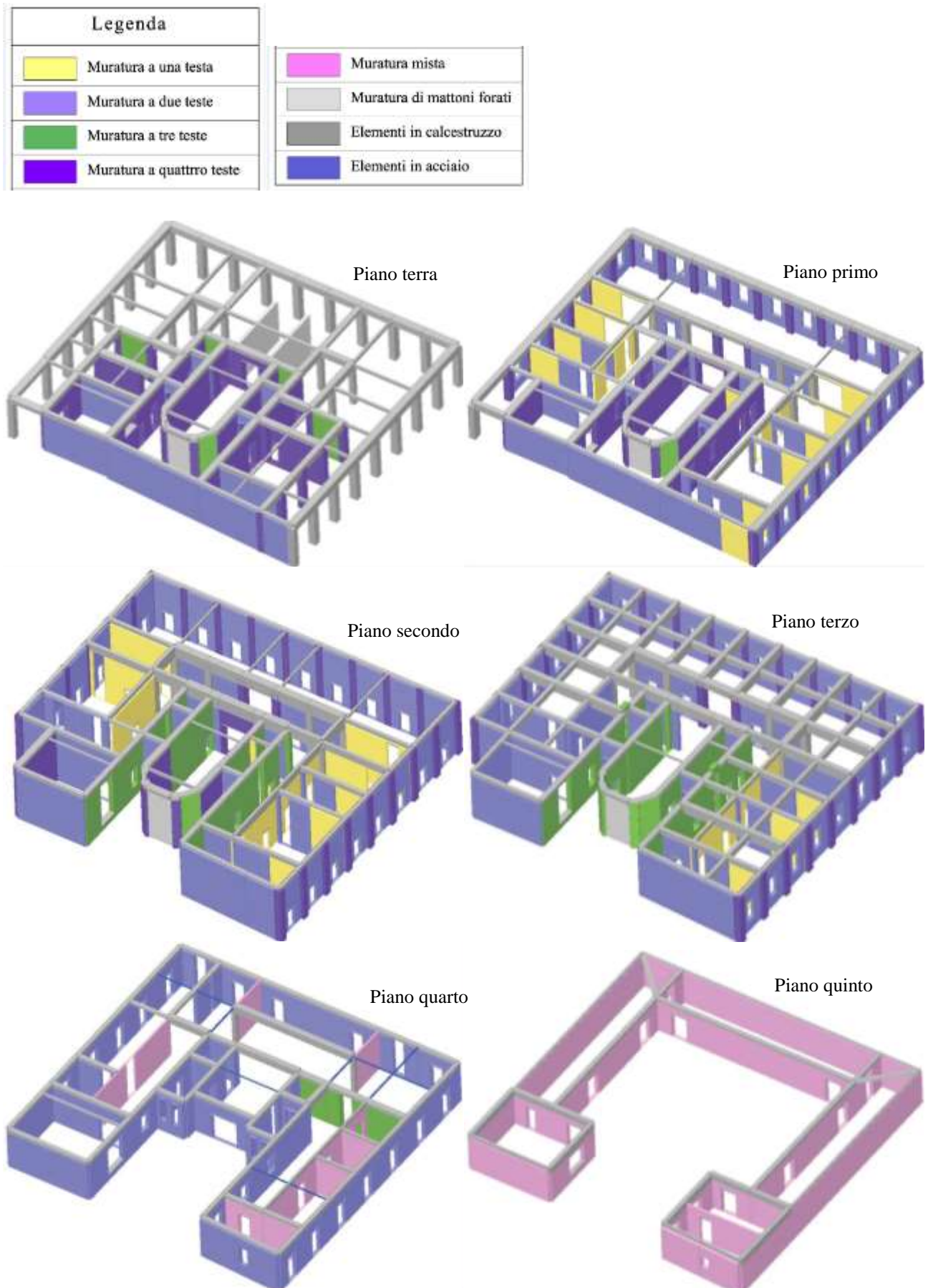


Figura 7.13 – Piante dei vari piani con indicazione delle tipologie murarie adottate nel modello di calcolo.

Mediante un apposito comando del software utilizzato è stato possibile inserire all'interno dei pannelli murari le aperture eventualmente presenti, specificandone dimensioni e posizione (Figura 7.12b); al di sopra delle aperture poste sul perimetro ed in generale in quelle interne risalenti al progetto originale sono stati inoltre inseriti gli architravi in c.a., per i quali è stato ancora una volta necessario specificare le caratteristiche geometriche, l'armatura presente e le proprietà meccaniche del calcestruzzo e dell'acciaio (riassunte in Tabella 7.4). Tramite l'opzione "non unire durante la mesh" (Figura 7.12a) il programma permette inoltre di spezzare in due unità distinte le fasce di piano ed i sottofinestra delle pareti perimetrali, così da potergli attribuire differenti caratteristiche; tuttavia, poiché nell'edificio in esame i corpi scaldanti non sono generalmente posizionati in nicchia al di sotto delle aperture, si è scelto di attribuire sia ai soprafinestra che ai sottofinestra le medesime proprietà meccaniche dei setti.

Per quanto riguarda i solai, essi sono stati modellati con elementi finiti di tipo "membrana ortotropa" collegati ai nodi del telaio spaziale (es. Figura 7.14), per i quali è stata opportunamente specificata la rigidezza nel piano e tangenziale. Maggiori dettagli sul loro comportamento sono comunque forniti al paragrafo successivo.

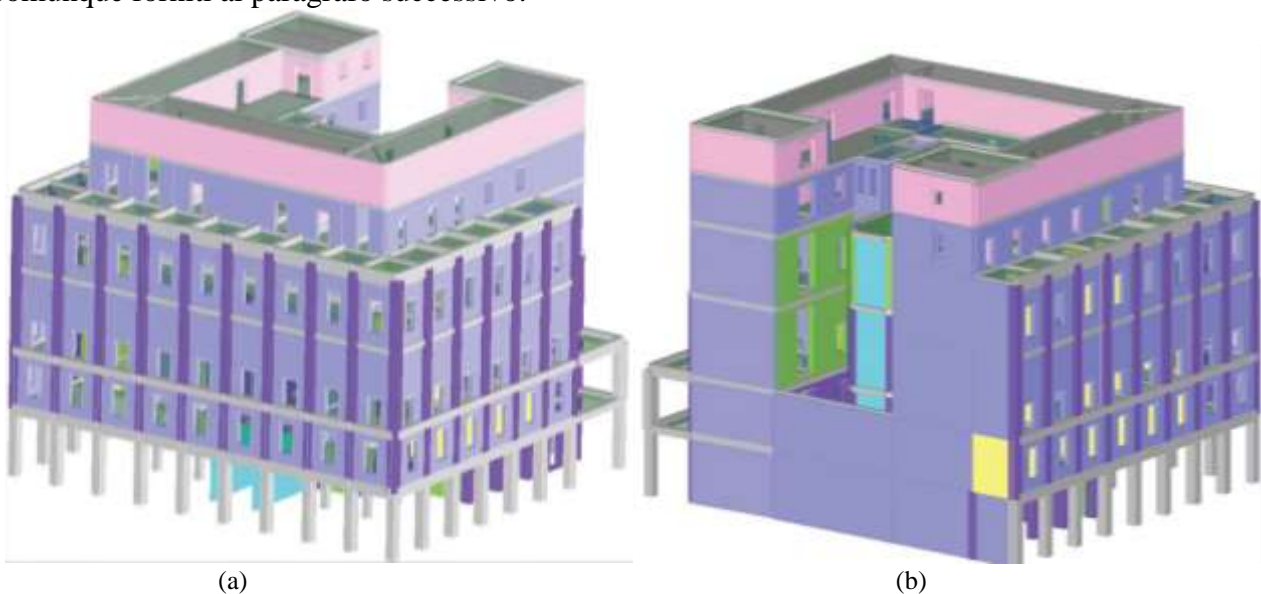


Figura 7.14 – Vista generale del modello: (a) fronte; (b) retro.

Dopo aver completato la costruzione del modello ed inserito le caratteristiche degli elementi, le proprietà dei materiali, i vincoli esterni ed i carichi agenti si è proceduto alla definizione del telaio equivalente.

Come già ricordato in precedenza, le pareti resistenti in muratura si possono suddividere in tre componenti elementari: maschi, fasce ed elementi rigidi. In particolare, gli elementi "maschio" sono disposti a fianco delle aperture, mentre gli elementi "fascia" sono disposti sopra e sotto le aperture stesse; la muratura restante, che non confina con le aperture e che risulta quindi contenuta, si può considerare infinitamente rigida rispetto agli altri elementi e viene modellata con elementi di rigidezza infinita. La ricerca teorica e sperimentale ha confermato che il comportamento di maschi e fasce, pur coinvolgendo elementi di superficie, può essere reso equivalente ad un elemento lineare; collegando quindi questi elementi è possibile ottenere lo schema a telaio su cui effettuare successivamente l'analisi. Il software *3Muri* permette di creare automaticamente la "mesh", cioè la divisione in maschi, fasce ed elementi rigidi, anche per pareti complesse, sulla base di una serie di regole empiriche basate sul riscontro con il danno osservato a seguito di eventi sismici. Tale suddivisione può comunque essere modificata arbitrariamente dall'utente quando quest'ultimo ritenga più appropriata l'adozione di criteri alternativi. A titolo di esempio, in Figura 7.15 viene riportata una parete dell'edificio in esame e la relativa mesh.

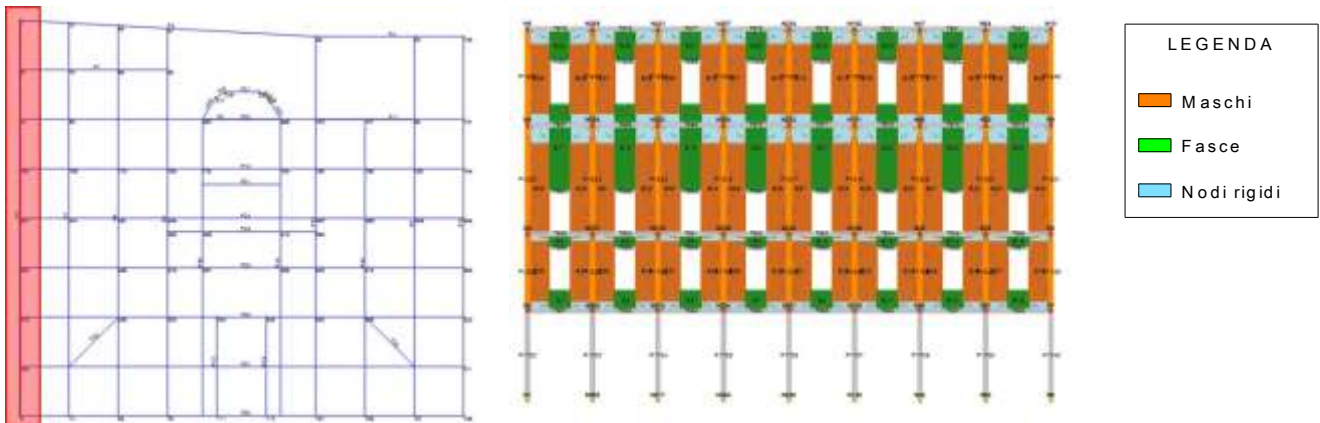


Figura 7.15 – Costruzione del telaio equivalente per una delle pareti del modello relativo all’edificio in esame.

7.5.2 Definizione dei solai

Per quanto riguarda il comportamento dei solai, si è scelto di condurre le analisi considerando la deformabilità effettiva degli impalcati.

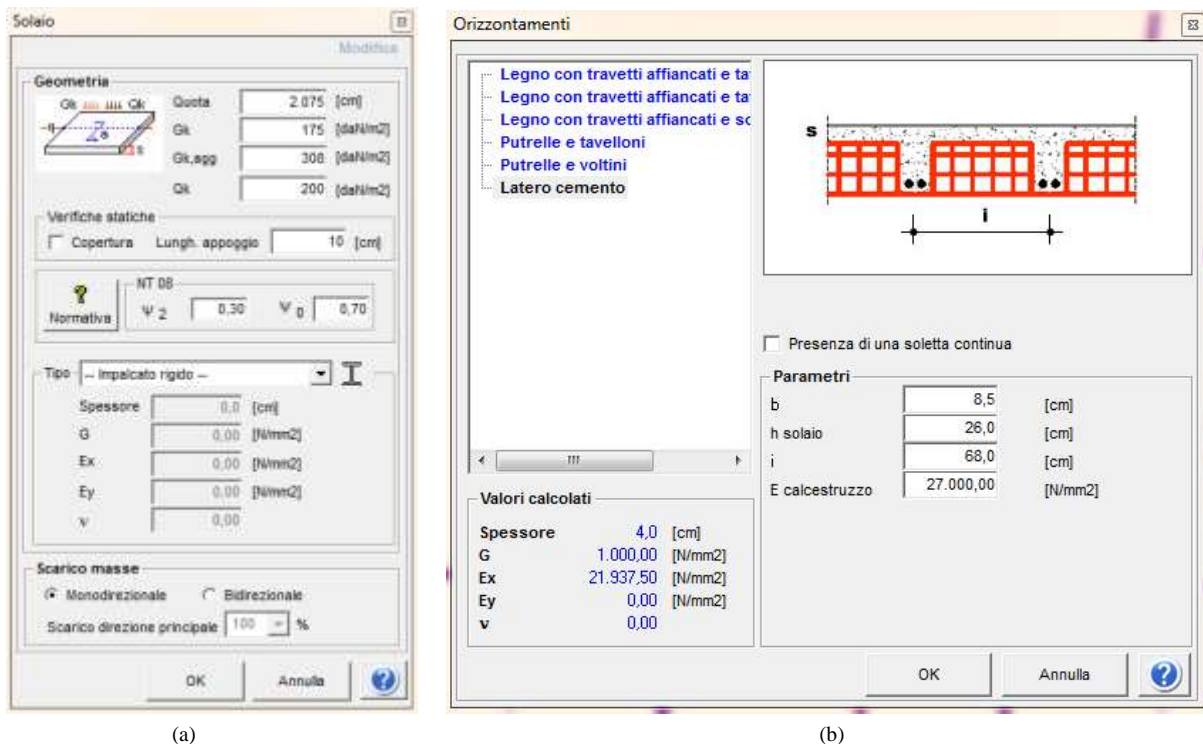


Figura 7.16 – (a) Inserimento dei principali dati relativi al solaio scelto; (b) definizione della rigidità effettiva del solaio nel caso di impalcati deformabili.

L’inserimento dei solai nel modello è stato effettuato tramite un’apposita finestra di comando (Figura 7.16), in cui è possibile specificare la tipologia di impalcato scelta, alcune caratteristiche geometriche (quota d’imposta, lunghezza d’appoggio del solaio sul pannello murario, che servirà nella verifica a pressoflessione fuori piano ai fini della determinazione dell’eccentricità dello sforzo normale agente sul setto) ed i carichi su di esso agenti. Questi ultimi sono stati inseriti sulla scorta dell’analisi dei carichi precedentemente effettuata, specificando, in funzione della destinazione d’uso dei singoli locali, i valori dei coefficienti di combinazione ψ_2 e ψ_0 .

Dopo aver specificato i parametri geometrico - meccanici sopra menzionati, sono stati quindi inseriti i singoli campi di solaio nel modello, selezionando ordinatamente i nodi d’appoggio e individuandone l’orditura attraverso la scelta di un elemento strutturale "di riferimento", ad esso parallelo o perpendicolare. Tramite l’opzione "scarico masse monodirezionale" è stato infine possibile garantire un corretto scarico del solaio sui pannelli murari sottostanti, in funzione

dell'orditura scelta. Per i soli solai di copertura del piano terra, a nervature incrociate e con armature disposte a raggiera, è stato previsto uno scarico bidirezionale degli impalcati.

Nel caso di solai deformabili, si è fatto riferimento alle tipologie predefinite all'interno del software *3Muri*, relative alle più comuni tipologie di orizzontamenti (tra cui i solai in latero – cemento con presenza o meno di soletta collaborante); la rigidità equivalente è stata quindi calcolata in modo automatico, sulla scorta dei parametri meccanico – geometrici richiesti. Ad esempio, nel caso dei solai latero – cementizi con soletta collaborante, è stato necessario inserire la larghezza dei travetti, il loro interasse, l'altezza del solaio, lo spessore della soletta ed il modulo elastico del calcestruzzo utilizzato (da Tabella 7.4). Il solaio a nervature incrociate e quello a raggiera del piano terra, aventi una soletta collaborante di spessore 9 cm, sono stati invece considerati come “infinitamente rigidi”; tale ipotesi risulta accettabile in virtù delle caratteristiche geometriche e meccaniche delle specifiche campate in esame.

7.5.3 Definizione dei carichi

Per quanto riguarda l'introduzione dei carichi agenti all'interno del modello numerico, si è fatto riferimento all'analisi dei carichi già ampiamente descritta. In particolare, i pesi propri degli elementi strutturali sono stati calcolati in modo automatico dal software, in funzione delle caratteristiche geometriche e dei pesi per unità di volume specificati nella definizione dei singoli elementi strutturali (setti murari, travi e pilastri in c.a.); analogamente, i carichi da solaio sono stati inseriti nell'apposita finestra di comando descritta al paragrafo precedente, specificando i coefficienti di combinazione in funzione della destinazione d'uso dei locali. Come già evidenziato, la copertura dell'edificio è in parte piana (in corrispondenza del vano ascensore, del vano scala secondario, dell'appartamento e del terrazzo) e in parte inclinata (al di sopra dei locali destinati ad archivio/deposito); tuttavia, date le modeste pendenze in gioco, si è deciso per semplicità di considerare nel modello tutti gli orizzontamenti del quinto solaio come piani.

I carichi aggiuntivi, dovuti ad esempio alla presenza di pareti non portanti realizzate in corrispondenza degli elementi orizzontali in c.a., ai rivestimenti pesanti, ai parapetti e coronamenti, ai serbatoi dell'acqua del quinto piano etc..., sono stati valutati manualmente sulla scorta delle ipotesi descritte nei paragrafi precedenti e sono stati successivamente applicati agli elementi strutturali di competenza, specificandone la posizione e il relativo valore (distinguendo tra permanenti strutturali e non strutturali, e carichi variabili comprensivi della neve), utilizzando una specifica finestra di comando. A titolo di esempio, in Figura 7.17 è mostrata in modo qualitativo la procedura seguita per l'inserimento dei carichi permanenti non strutturali dovuti alla presenza del rivestimento in finto travertino; in particolare, i carichi concentrati sono stati inseriti in corrispondenza dei cerchi blu, mentre quelli lineari sono stati immessi semplicemente selezionando gli elementi orizzontali da essi interessati. Una procedura del tutto analoga è stata seguita anche per l'inserimento dei carichi dovuti alle scale e ai balconi.

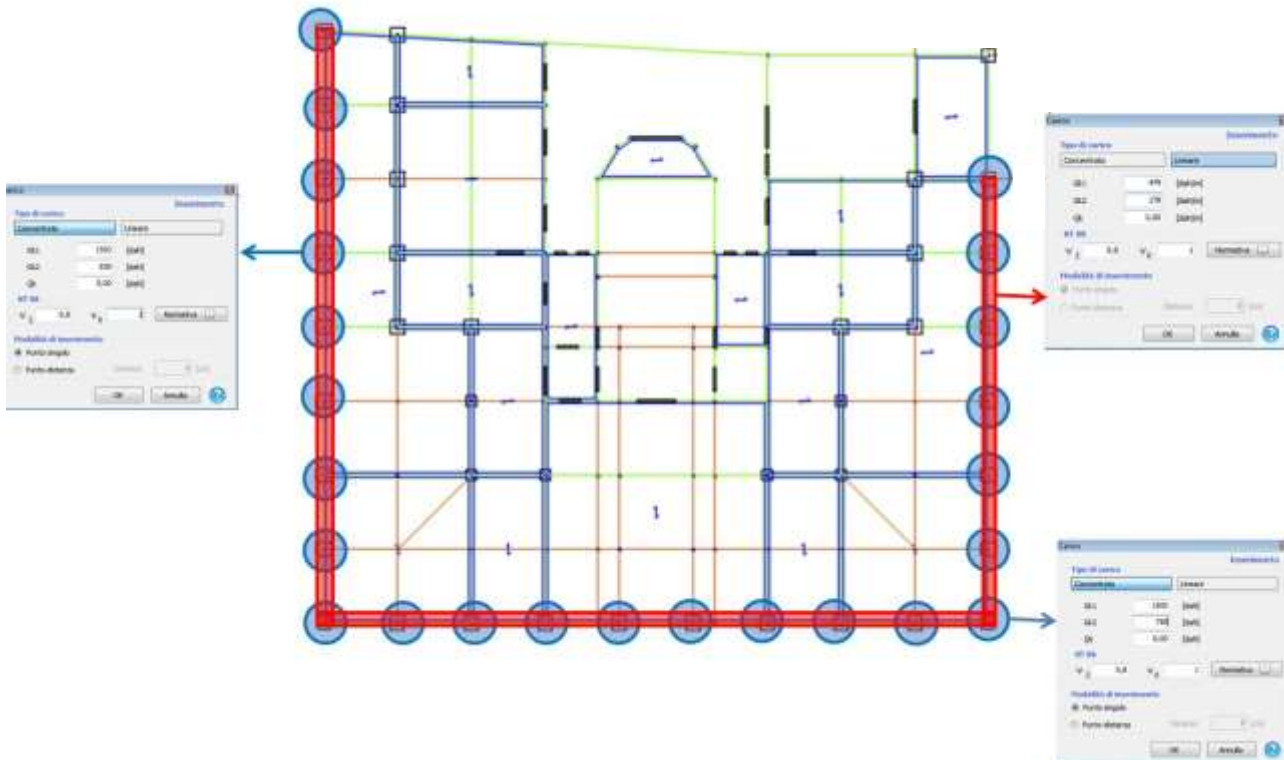
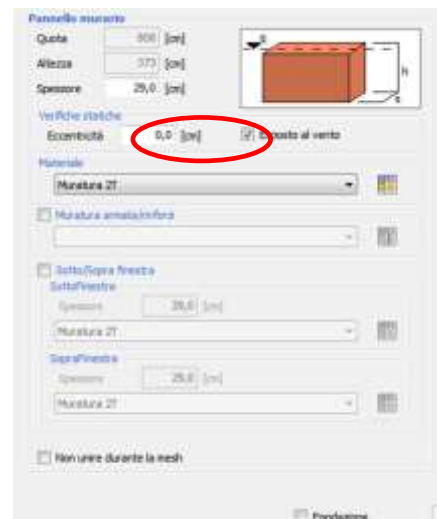


Figura 7.17 – Inserimento dei carichi concentrati (in blu) e distribuiti (in rosso) dovuti alla presenza del rivestimento in finto travertino sui telai del porticato.

Per quanto riguarda l'azione del vento, essa è stata inserita nel modello specificando il valore di pressione agente in corrispondenza dei singoli impalcati dell'edificio (Figura 7.18a); per consentire il corretto svolgimento delle verifiche statiche (a pressoflessione fuori dal piano) si è inoltre provveduto ad indicare, nell'apposita finestra di comando (Figura 7.18b), quali siano le pareti murarie del modello effettivamente esposte all'azione diretta del vento (ovvero quelle perimetrali non attigue ad altri edifici).

Livello	Visibile	Descrizione	Altezza [cm]	Quota [cm]	Q vento [daN/m ²]
1	<input checked="" type="checkbox"/>	Livello 1	435	435	51
2	<input checked="" type="checkbox"/>	Livello 2	373	808	51
3	<input checked="" type="checkbox"/>	Livello 3	528	1.336	62
4	<input checked="" type="checkbox"/>	Livello 4	464	1.800	69
5	<input checked="" type="checkbox"/>	Livello 5	329	2.129	73
6	<input checked="" type="checkbox"/>	Livello 6	278	2.407	75

(a)



(b)

Figura 7.18 – (a) Inserimento della pressione dovuta al vento, valutata alla quota dei solai dei diversi piani; (b) indicazione delle pareti esposte all'azione diretta del vento (per le verifiche statiche a pressoflessione fuori dal piano).

Per quanto riguarda infine l'azione sismica, è stato sufficiente specificare, in un'apposita finestra di comando, i parametri necessari alla definizione dello spettro generato in modo automatico dal software utilizzato.

7.6 Analisi statica

Una volta realizzato il modello della struttura in esame, si è proceduto all'esecuzione delle verifiche statiche a SLU; come detto, il software utilizzato prevede di effettuare le sole verifiche a pressoflessione fuori dal piano per i setti murari (secondo le indicazioni del §4.5.6.2 del DM08), trascurando invece le verifiche per azioni nel piano (ritenendo che l'azione sismica risulti comunque più gravosa di quella dovuta al vento). Tali verifiche sono state condotte con riferimento alla combinazione fondamentale prevista dal DM08. In particolare, si è fatto riferimento alla più gravosa tra le seguenti condizioni:

- combinazione che prevede il carico verticale massimo e l'azione del vento in direzione +X, -X, +Y e -Y, considerando come carico d'esercizio dominante, alternativamente, il carico neve, il carico d'esercizio relativo all'affollamento ed il carico d'esercizio relativo alle coperture;
- combinazione che prevede il carico verticale massimo e l'azione del vento assunta come dominante, alternativamente, in direzione +X, -X, +Y e -Y;
- combinazione che prevede il carico verticale minimo, con carichi d'esercizio nulli e azione del vento in direzione +X, -X, +Y e -Y.

Le sollecitazioni massime ottenute dalle combinazioni sopra indicate sono state quindi confrontate con le resistenze di progetto degli elementi strutturali.

Si sottolinea che lo svolgimento dell'analisi statica a pressoflessione fuori dal piano ha richiesto di apportare alcune modifiche al modello utilizzato per l'analisi sismica globale, descritto nei precedenti paragrafi. In particolare, tali modifiche hanno riguardato le pareti perimetrali dell'edificio, fatta eccezione per quella in comune con l'aggregato, che risultano costituite dall'accoppiamento di pilastri in muratura di base 60x60 cm verticalmente allineati ai vari piani (che si innestano sui pilastri in c.a. del porticato esterno) e maschi murari di spessore 29 cm, che presentano un disassamento di 32 cm tra piano primo e secondo (le pareti del secondo piano, più arretrate, sono sorrette da un architrave in c.a. di base 70 cm, che appoggia sui pilastri stessi, Figura 7.19).

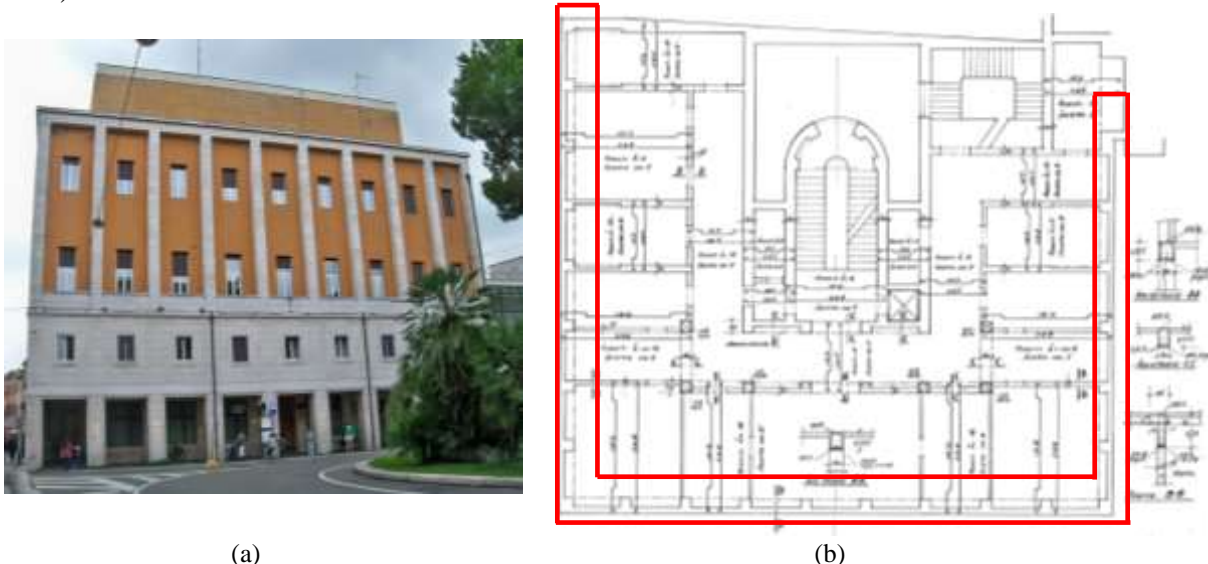


Figura 7.19 – (a), (b) Arretramento dei setti posti sul prospetto principale dell'edificio.

Nel modello numerico utilizzato per l'analisi sismica globale, i pilastri in muratura sono stati modellati come “*elementi pilastro*”, a cui il software associa in automatico dei “*nodi 3D*”, caratterizzati da 5 gradi di libertà. Tale scelta di modellazione garantisce che il comportamento dei pilastri sotto l'azione sismica sia descritto in modo completo e correttamente valutato nelle analisi *pushover*. Questa tipologia di elementi risulta però automaticamente esclusa dalle verifiche statiche

a pressoflessione fuori dal piano, dando luogo a dei risultati eccessivamente penalizzanti e poco realistici.

Per poter includere tali porzioni di muratura nelle verifiche statiche si è quindi reso necessario considerarle come “*elementi pannello murario*”, a cui il software associa in automatico dei “*nodi 2D*”, caratterizzati da 3 gradi di libertà, ovvero le due traslazioni e la rotazione nel piano. La simulazione è stata inizialmente eseguita aggiungendo i nodi necessari a definire, per ogni tratto di parete, le caratteristiche corrispondenti (differenti a causa della variazione di spessore tra muri a 2 teste e pilastri, Figura 7.20a); tuttavia, l’incremento significativo dei nodi del modello, molti dei quali ravvicinati, ha portato a problemi di carattere numerico già in fase di *meshatura*. Si è quindi optato per una modellazione equivalente delle facciate, che ha previsto la sostituzione dei tratti *parete – pilastro – parete* con dei setti di spessore costante (Figura 7.20b); quest’ultimo è stato valutato in modo da mantenere le medesime caratteristiche inerziali del sistema di partenza, ottenendo un valore pari a 46 cm. La procedura sopra esposta è illustrata graficamente in Figura 7.20.

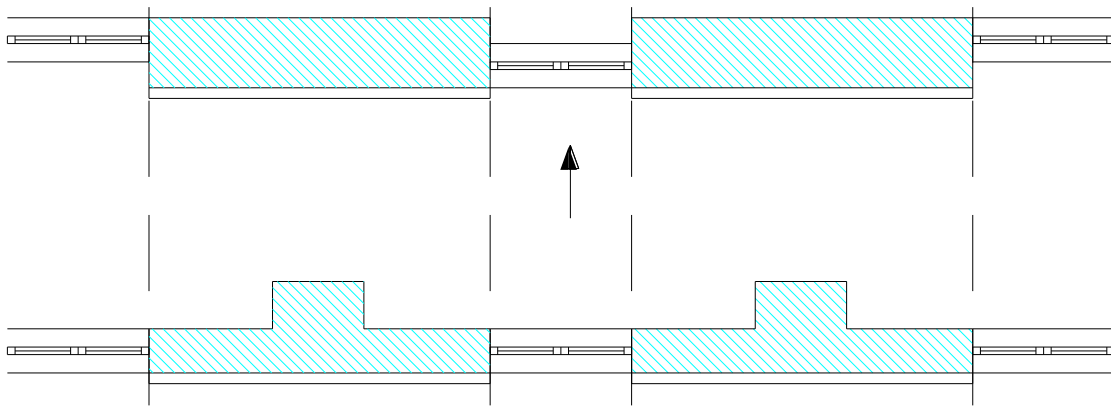


Figura 7.20 – Passaggio dalla sezione reale (a) a quella equivalente (b).

A queste pareti è stato inoltre assegnato un “*materiale*” ad hoc, le cui caratteristiche meccaniche sono state poste uguali a quelle degli altri setti portanti dell’edificio (Tabella 7.3 – (a) Valori dei parametri meccanici della muratura assunti nella analisi numeriche; (b) resistenza caratteristica a compressione f_k della muratura desunta a partire dalla resistenza sperimentale f_{bk} dei laterizi prelevati in sito, considerando una malta M2.5 (applicazione Tab. 11.10.V del DM08).), mentre il peso specifico è stato opportunamente scalato ed assunto pari a 15 kN/m^3 , in modo da far sì che il peso del sistema equivalente risulti identico a quella del sistema reale.

Da ultimo, viene fatta qualche considerazione sulle eccentricità da assegnare ai muri delle facciate. Come già anticipato, il disallineamento verticale delle pareti perimetrali si verifica nel passaggio dal piano primo al piano secondo dell’edificio. La presenza di un architrave in c.a. di notevoli dimensioni (70 cm di base per 52.5 cm di altezza) a sostegno dei setti del secondo livello consente di ipotizzare che la trasmissione dei carichi all’orizzontamento sottostante sia approssimativamente centrata in corrispondenza dell’asse dell’architrave stesso. Per tale ragione, si è scelto di assegnare ai maschi murari perimetrali del primo piano un’eccentricità pari alla distanza tra l’asse dell’architrave e quello della parete sottostante, mentre ai maschi dei livelli superiori è stata assegnata eccentricità nulla.

In Figura 7.21 sono riportate le viste 3D del modello utilizzato per l’analisi sismica e di quello opportunamente modificato per l’analisi statica a pressoflessione fuori dal piano.

A completamento delle analisi a SLU si è inoltre provveduto all’esecuzione delle verifiche statiche sui solai, che sono state condotte manualmente.

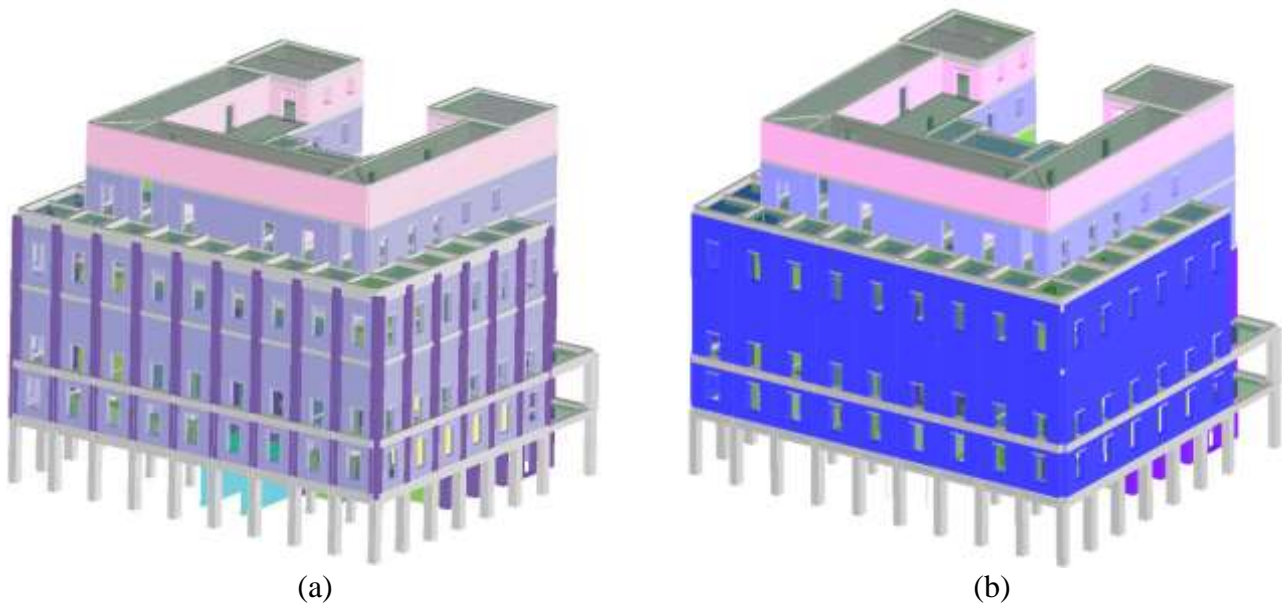


Figura 7.21 – Vista tridimensionale del modello utilizzato (a) per l’analisi sismica e di quello utilizzato (b) per l’analisi statica, in cui il colore blu è stato attribuito alle murature equivalenti calcolate.

7.7 Analisi sismica globale

Per l’edificio oggetto di studio sono stati presi in esame i meccanismi globali in presenza di azioni sismiche, attraverso l’esecuzione di analisi statiche non lineari (o analisi di pushover), secondo quanto indicato al §C8.7.1.4 della *Circ.617/09*. Per gli edifici esistenti, la Normativa prevede l’applicabilità di questa metodologia di analisi anche nel caso in cui al modo di vibrare principale, corrispondente alla direzione della distribuzione di forze considerata, partecipi una quantità di massa inferiore al 60% di quella totale.

7.7.1 Analisi statica non lineare (pushover)

L’analisi statica non lineare (pushover) consiste nell’applicare all’edificio i carichi gravitazionali ed un sistema di forze statiche orizzontali che, mantenendo invariati i rapporti relativi fra le forze stesse, vengono tutte scalate in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo sulla struttura (scelto in sommità dell’edificio), fino al raggiungimento delle condizioni ultime.

In particolare, la *Circ.617/09* al §C8.7.1.4 prevede che vengano applicate alla struttura, in corrispondenza dei baricentri delle masse di ciascun piano, le seguenti due distribuzioni di forze orizzontali, agenti in entrambi i versi in direzione X e Y:

- una distribuzione di forze proporzionale alle forze statiche di cui al §7.3.3.2 del *DM08* (prima distribuzione del Gruppo 1, §7.3.4.1),
- una distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l’altezza della costruzione (prima distribuzione del Gruppo 2, §7.3.4.1), indipendentemente dalla percentuale di massa partecipante al 1° modo.

E’ inoltre necessario considerare il contributo relativo ai momenti torcenti di piano aggiuntivi, dovuti all’eccentricità accidentale (§7.2.6 del *DM08*).

Il concetto alla base dell’analisi sismica statica non lineare è che la capacità complessiva della struttura di sostenere le azioni sismiche possa essere descritta dal comportamento della stessa, sottoposta ad un sistema di forze statiche equivalenti incrementate fino a raggiungere il collasso, inteso come incapacità di continuare a sostenere i carichi verticali.

La procedura d’analisi si compone di una serie di analisi elastiche sequenziali sovrapposte, nella

quale il modello matematico della struttura (più precisamente la matrice di rigidezza) viene continuamente aggiornato, per tener conto della riduzione di rigidezza degli elementi che entrano in campo plastico.

La capacità di una struttura è pertanto rappresentata mediante una curva (curva di capacità), che ha come grandezze di riferimento il taglio alla base e lo spostamento di un punto di controllo dell'edificio (posto in corrispondenza del solaio di copertura del quarto piano). La curva di capacità è quindi una caratteristica intrinseca della struttura, che non dipende dall'input sismico. Tale curva può essere vista come un mezzo per ridurre la risposta sismica di un sistema a numerosi gradi di libertà al legame tipico di un oscillatore non lineare ad un grado di libertà, al fine di consentire un confronto diretto tra la domanda sismica – rappresentata in termini di spettro di risposta – e la risposta sismica dell'edificio. In particolare, la domanda sismica, o domanda di spostamento, rappresenta lo spostamento che, secondo lo spettro di progetto, la struttura è chiamata a sostenere e che deve essere confrontato con la capacità della struttura.

La verifica di sicurezza sismica dei meccanismi globali consiste quindi nel confrontare la capacità di spostamento della struttura e la domanda di spostamento richiesta dalla Normativa (domanda sismica in spostamento). La capacità di spostamento della struttura relativa allo stato limite ultimo deve essere valutata sulla curva di capacità, in base allo spostamento corrispondente ad una riduzione della forza non superiore al 20% del massimo, per effetto della progressiva eliminazione dei contributi dei maschi murari che raggiungono lo spostamento ultimo. Per valutare se tale spostamento allo stato limite ultimo risulti idoneo, cioè per determinare se la domanda di spostamento è inferiore o meno alla capacità mostrata dalla struttura, viene ricavato il *diagramma bilineare di un oscillatore semplice equivalente*. In funzione del periodo elastico T^* di tale sistema bilineare e attraverso l'utilizzo degli spettri di risposta previsti dalla Normativa, si valuta infine la domanda sismica in spostamento.

La verifica risulta soddisfatta se la domanda sismica in spostamento è minore o uguale alla capacità di spostamento della struttura.

8 VALUTAZIONE DELLE VULNERABILITA'

8.1 Verifiche di vulnerabilità statica

8.1.1 Verifiche sui solai

Le verifiche sui solai sono state eseguite manualmente considerando la sola combinazione di SLU, secondo quanto previsto dal §8.3 del *DM08*.

In particolare, le verifiche sono state condotte sui soli campi di solaio per i quali è stata determinata la stratigrafia, ovvero quelli sottoposti a carotaggio nel corso della fase di rilievo strutturale, la cui posizione è richiamata per comodità di lettura nelle piante riportate nelle Figura 8.1-Figura 8.5. I carotaggi hanno interessato tutti i livelli del fabbricato, fatta eccezione per quello di copertura.

Per i campi di solaio interessati da carotaggio, essendo noti sia gli spessori dei singoli strati presenti che i materiali utilizzati, è stato possibile calcolare in modo abbastanza preciso i carichi permanenti strutturali e non (G_1 e G_2); per tale ragione, in accordo a quanto previsto dal §8.5.5 del *DM08*, si è scelto di adottare dei coefficienti parziali di sicurezza ridotti, ovvero $\gamma_{G1} = \gamma_{G2} = 1.1$. Nello specifico, l'incremento dei carichi del 10% tiene conto di eventuali incertezze nella determinazione dei pesi per unità di volume dei materiali costituenti i singoli strati, che sono stati dedotti sulla base delle Tabelle presenti nella manualistica progettuale, sulla scorta di quanto emerso dall'analisi effettuata sulle carote. Si osserva che i valori dei carichi permanenti non strutturali inseriti nelle verifiche di seguito riportate sono quelli direttamente desunti dalla pesatura delle carote e possono pertanto risultare lievemente differenti da quelli inseriti nel modello numerico, ove, per ragioni di semplicità, si è preferito individuare tre macro-categorie di carico.

Il carico permanente non strutturale dovuto alle eventuali tramezzature è stato incluso nelle verifiche solo quando effettivamente presente nel campo di solaio esaminato; esso è stato in questo caso valutato come un peso equivalente uniformemente distribuito sull'impalcato secondo la procedura riportata al §3.1.3.1 del *DM08* o considerato tenendo conto dell'effettivo posizionamento dei tramezzi sul solaio nel caso in cui il loro peso ecceda il limite previsto dalla *Tabella 3.1.1* del *DM08*. Per tali elementi, non essendo completamente nota la stratigrafia da sondaggio diretto, si è scelto di adottare cautelativamente un fattore di sicurezza $\gamma_{G2,TRAMEZZI}$ pari ad 1.3.

Per quanto concerne i carichi variabili Q , essi sono stati valutati in base alle effettive destinazioni d'uso riscontrate nel corso dei sopralluoghi condotti (ovvero prevalentemente uffici aperti al pubblico per i campi di solaio S002, S015, S102, S116 ed S211; archivi e magazzini per il campo di solaio S401; nel caso dei campi S322 ed S403, per i quali sono previste più destinazioni d'uso, si è fatto riferimento nelle verifiche al carico variabile agente più gravoso), adottando un coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_Q = 1.5$.

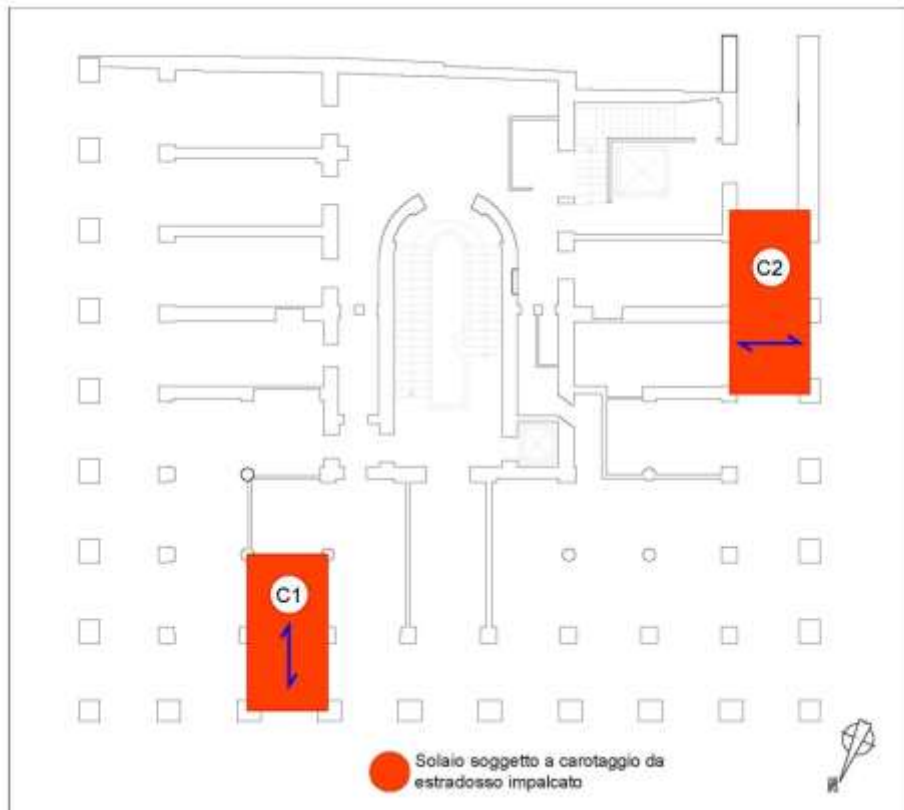


Figura 8.1 – Posizione dei carotaggi effettuati all’estradosso del solaio del piano terra (C1 sulla campata S002 e C2 sulla campata S015)

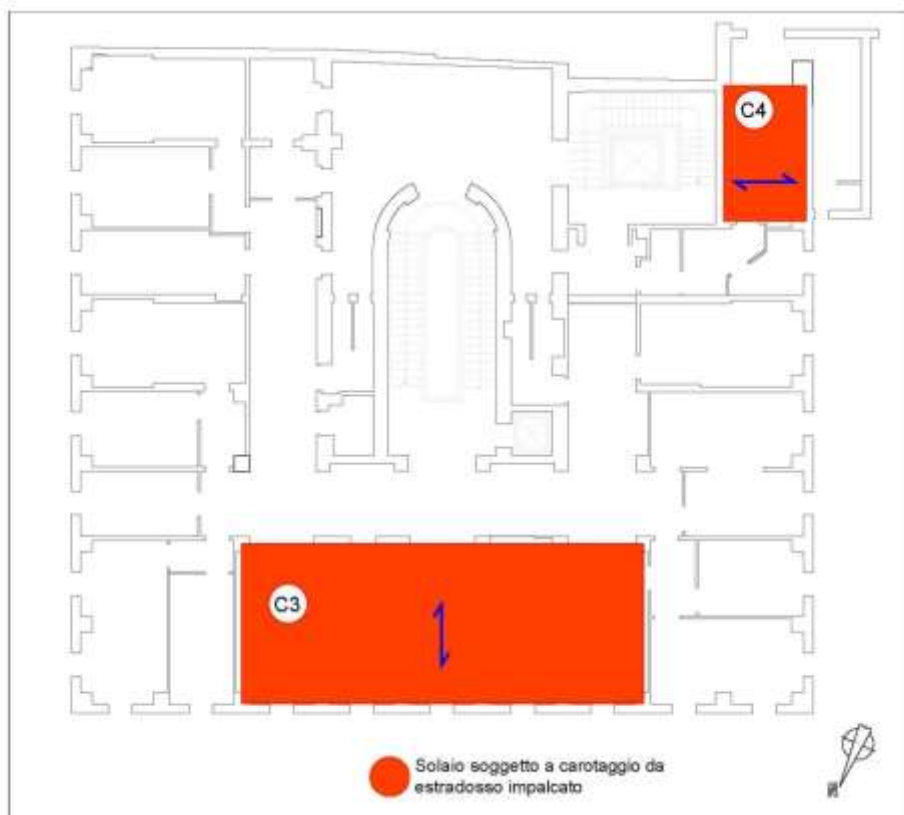


Figura 8.2 – Posizione dei carotaggi effettuati all’estradosso del solaio del piano primo (C3 sulla campata S102 e C4 sulla campata S116)

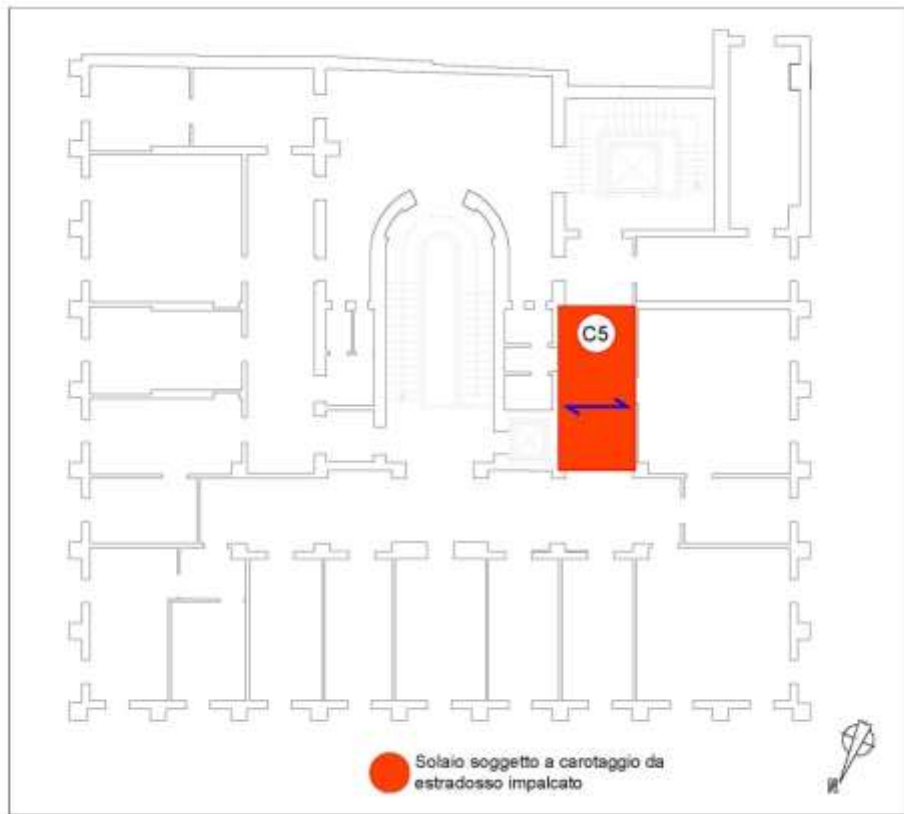


Figura 8.3 – Posizione dei carotaggi effettuati all’estradosso del solaio del piano secondo (C5 sulla campata S211)

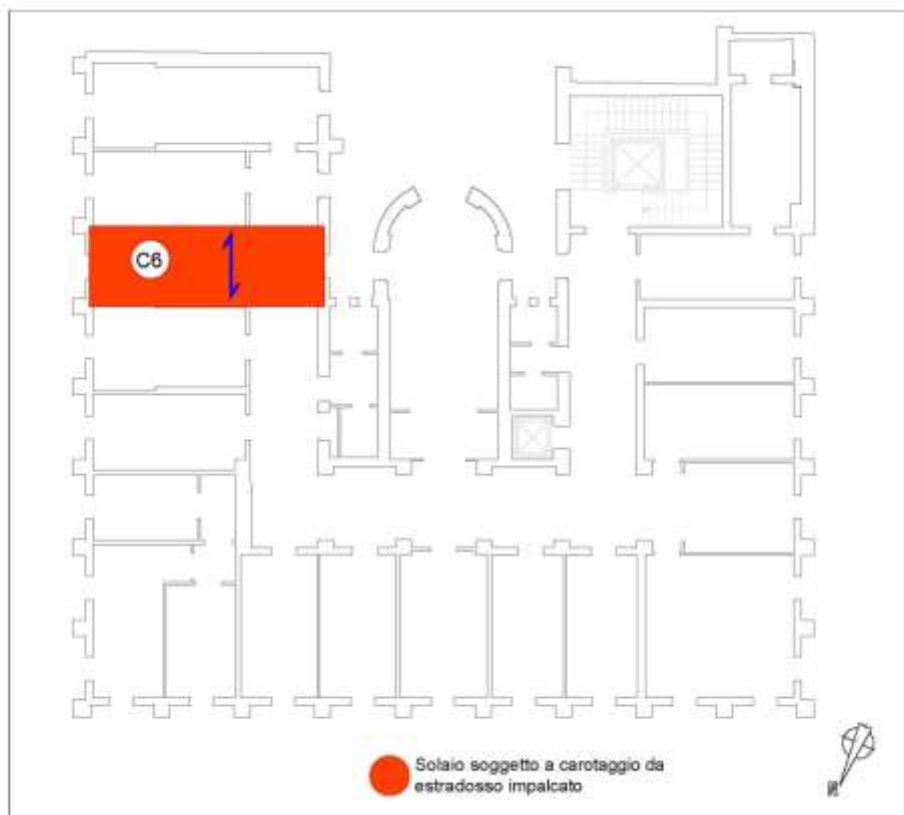


Figura 8.4 – Posizione dei carotaggi effettuati all’estradosso del solaio del piano terzo (C6 sulla campata S322)

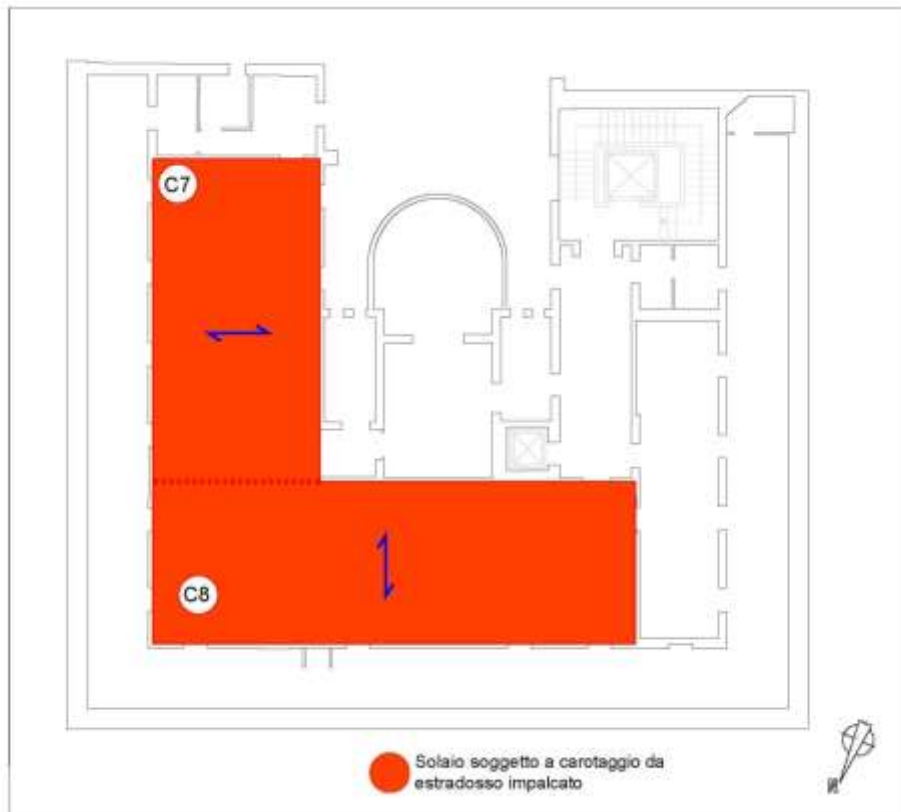


Figura 8.5 – Posizione dei carotaggi effettuati all’estradosso del solaio del piano quarto (C7 sulla campata S403 e C8 sulla campata S401)

Le resistenze dei materiali adottate in sede di verifica sono state determinate con riferimento alla normativa e alla manualistica dell’epoca di costruzione dello stabile; tali valori sono stati quindi ridotti mediante i coefficienti parziali di sicurezza previsti dal *DM08* e per il fattore di confidenza *FC* (che, per il livello di conoscenza raggiunto, risulta pari a $FC = 1.23$).

La dimensione dei travetti di solaio e le relative armature metalliche sono state accuratamente determinate nella fase di rilievo strutturale.

Si richiamano in Tabella 8.1 i principali dati geometrici relativi alle campate oggetto di verifica, in modo da rendere più agevole la comprensione delle Tabelle di calcolo riportate nelle pagine seguenti.

Solaio	Tipologia	H [cm]	h [cm]	s [cm]	b [cm]	i [cm]	Armatura camp.		Armatura app.	
							N. [N/A]	$A_{s,camp}$ [cm ²]	N. [N/A]	$A_{s,app}$ [cm ²]
S002	Laterocementizio	32	23	9	5	30	2φ8+1φ12	2.14	1φ12	1.13
S015	Laterocementizio	32	23	9	5	30	2φ8+1φ12	2.14	1φ12	1.13
S102	Laterocementizio	21	16	5	5	30	2φ8+1φ12	2.14	1φ12	1.13
S116	Laterocementizio	17	12	5	5	30	2φ5+1φ7	0.78	1φ7	0.38
S211	Laterocementizio	17	12	5	5	30	2φ5+1φ7	0.78	1φ7	0.38
S322	Laterocementizio	17	12	5	5	30	2φ5+1φ7	0.78	1φ7	0.38
S401	Laterocementizio	25	20	5	5	30	2φ14+1φ18	5.62	1φ18	2.54
S403	Laterocementizio	25	20	5	5	30	2φ14+1φ18	5.62	1φ18	2.54

Tabella 8.1 – Caratteristiche geometriche dei campi di solaio oggetto di verifica.

Per quanto concerne lo schema statico adottato, si è analizzata una singola campata di solaio, ipotizzando ad entrambe le estremità un vincolo di semi-incastro, in accordo alla prassi progettuale dell’epoca, e considerando quindi dei valori di momento massimo agente in campata e agli appoggi rispettivamente pari a $M^+ = pl^2/12$ ed $M^- = pl^2/24$. Nelle verifiche si è tuttavia ritenuto opportuno

“correggere” tali valori in campata, dove il valore del momento agente è stato cautelativamente incrementato a $M^+ = pl^2 / 10$.

Di seguito si riportano le tabelle riassuntive delle verifiche svolte.

SOLAIO S002

Si è effettuata la verifica considerando un fattore di confidenza pari a 1.23 ed un carico d'esercizio pari a 3.00 kN/m^2 , corrispondente alla destinazione d'uso B2, "uffici aperti al pubblico". Come si può notare, se nella verifica si tiene conto della presenza delle tramezzature, l'esito risulta negativo (Tabella 8.2). Tale ipotesi risulta tuttavia poco realistica ed eccessivamente penalizzante. Le due pareti divisorie presenti, parallele all'orditura, sono infatti posizionate proprio in corrispondenza dei limiti esterni del campo di solaio esaminato, che risulta delimitato dal solaio con armatura a raggera a sinistra (S001) e da quello a nervature incrociate a destra (S003). Per tale ragione, è lecito supporre che il carico dei tramezzi non insista esclusivamente sul campo di solaio oggetto di verifica, ma venga ripartito dalla soletta collaborante anche ai due campi adiacenti. Si osserva inoltre che una delle due pareti divisorie è posizionata proprio in corrispondenza della trave in c.a. che separa il campo S002 dal campo S003, che pertanto ne assorbe direttamente il carico. Ipotizzando quindi di ripetere la verifica trascurando completamente il carico dovuto alle tramezzature, si ottiene un esito positivo in corrispondenza degli appoggi del solaio ($M_{Sd}/M_{Rd} = 0.92$), mentre la verifica in campata risulta ancora leggermente non soddisfatta ($M_{Sd}/M_{Rd} = 1.16$).

S002 - Solaio laterocementizio 23+9; armatura: 2 ϕ 8+1 ϕ 12p			
Luce campata	5.95 m		
<i>Analisi dei carichi</i>			
<i>G1</i>	4.20 kN/m ²	γ_{G1}	1.10
<i>G2</i>	1.035 kN/m ²	γ_{G2}	1.10
<i>G2, tramezzi</i>	1.20 kN/m ²	$\gamma_{G2, tramezzi}$	1.30
<i>Qk</i>	3.00 kN/m ²	γ_Q	1.50
<i>p_d</i>	11.82 kN/m		
<i>Caratteristiche meccaniche</i>			
<i>f_{yk}</i>	230 MPa	γ_s	1.15
		FC	1.23
<i>f_{yd}</i>	162.60 MPa		
<i>Sollecitazioni per metro di solaio</i>		<i>Resistenze per metro di solaio</i>	
<i>M_{Sd+}</i>	41.89 kN·m	<i>M_{Rd+}</i>	31.32 kN·m
<i>M_{Sd-}</i>	17.45 kN·m	<i>M_{Rd-}</i>	16.54 kN·m
<i>Verifica a flessione</i>			
<i>M_{Sd}/M_{Rd} - mezzeria</i>	1.34	Non Verificato	
<i>M_{Sd}/M_{Rd} - appoggio</i>	1.06	Non Verificato	

Tabella 8.2 – Verifica statica del solaio S002.

SOLAIO S015

La verifica è stata effettuata considerando un fattore di confidenza pari a 1.23 ed un carico d'esercizio pari a 3.00 kN/m^2 , corrispondente alla destinazione d'uso B2, "uffici aperti al pubblico". Nel calcolo è stata considerata anche la presenza della parete divisoria che interessa il campo di solaio considerato, orientata parallelamente all'orditura. Il controllo ha dato esito positivo.

S015 - Solaio laterocementizio 23+9; armatura: 2 ϕ 8+1 ϕ 12p			
Luce campata	2.63 m		
<i>Analisi dei carichi</i>			
<i>G1</i>	4.20 kN/m ²	γ_{G1}	1.10
<i>G2</i>	0.818 kN/m ²	γ_{G2}	1.10
<i>G2, tramezzi</i>	11.31 kN/m	$\gamma_{G2, \text{tramezzi}}$	1.30
<i>Qk</i>	3.00 kN/m ²	γ_Q	1.50
<i>p_d</i>	24.72 kN/m		
<i>Caratteristiche meccaniche</i>			
<i>f_{yk}</i>	230 MPa	γ_s	1.15
		FC	1.23
<i>f_{yd}</i>	162.60 MPa		
<i>Sollecitazioni per metro di solaio</i>		<i>Resistenze per metro di solaio</i>	
<i>M_{Sd+}</i>	17.03 kN·m	<i>M_{Rd+}</i>	31.32 kN·m
<i>M_{Sd-}</i>	7.10 kN·m	<i>M_{Rd-}</i>	16.54 kN·m
<i>Verifica a flessione</i>			
<i>M_{Sd}/M_{Rd} - mezzeria</i>	0.54		Verificato
<i>M_{Sd}/M_{Rd} - appoggio</i>	0.43		Verificato

Tabella 8.3 – Verifica statica del solaio S015.

SOLAIO S102

La verifica è stata svolta considerando un fattore di confidenza pari a 1.23 ed un carico d'esercizio pari a 3.00 kN/m^2 , corrispondente alla destinazione d'uso B2, "uffici aperti al pubblico". Sul campo di solaio in esame, di notevole estensione, sono presenti numerosi uffici, separati tra loro da pareti in cartongesso, con sviluppo parallelo all'orditura del solaio, molte delle quali non previste da progetto originario.

Come si può notare, la verifica non ha dato esito positivo. Si sottolinea comunque che rimuovendo il carico corrispondente alle tramezzature e considerando un fattore di confidenza FC pari ad 1 (ipotesi quest'ultima valida solo nel caso di un ulteriore approfondimento delle indagini svolte), i valori del rapporto tra momento sollecitante e momento resistente M_{Sd}/M_{Rd} in campata e all'appoggio scenderebbero a valori più accettabili, rispettivamente pari 1.21 e 0.95. La verifica in campata risulterebbe soddisfatta solo ipotizzando di cambiare la destinazione d'uso dei locali da quella attuale (cat. B2, uffici aperti al pubblico) a cat. B1 (uffici non aperti al pubblico).

S102 - Solaio laterocementizio 16+5 ; armatura: 2 ϕ 8+1 ϕ 12p			
Luce campata	5.86 m		
<i>Analisi dei carichi</i>			
<i>G1</i>	2.71 kN/m ²	γ_{G1}	1.10
<i>G2</i>	1.002 kN/m ²	γ_{G2}	1.10
<i>G2, tramezzi</i>	2.00 kN/m ²	$\gamma_{G2, \text{tramezzi}}$	1.30
<i>Qk</i>	3.00 kN/m ²	γ_Q	1.50
<i>p_d</i>	11.18 kN/m		
<i>Caratteristiche meccaniche</i>			
<i>f_{yk}</i>	230 MPa	γ_s	1.15
		FC	1.23
<i>f_{yd}</i>	162.60 MPa		
<i>Sollecitazioni per metro di solaio</i>		<i>Resistenze per metro di solaio</i>	
<i>M_{Sd+}</i>	38.39 kN·m	<i>M_{Rd+}</i>	19.83 kN·m
<i>M_{Sd-}</i>	16.00 kN·m	<i>M_{Rd-}</i>	10.47 kN·m
<i>Verifica a flessione</i>			
<i>M_{Sd}/M_{Rd} - mezzeria</i>	1.94	Non Verificato	
<i>M_{Sd}/M_{Rd} - appoggio</i>	1.53	Non Verificato	

Tabella 8.4 – Verifica statica del solaio S102.

SOLAIO S116

La verifica è stata svolta considerando un fattore di confidenza pari a 1.23 ed un carico d'esercizio pari a 3.00 kN/m^2 corrispondente alla destinazione d'uso B2, "uffici aperti al pubblico". L'esito della verifica risulta positivo. Da notare che la scarsa affluenza di persone nell'ufficio posto in corrispondenza di questa campata di solaio rende molto cautelativa la scelta del carico d'esercizio pari a 3.00 kN/m^2 .

S116 - Solaio laterocementizio 12+5 ; armatura: 2 ϕ 5+1 ϕ 7p			
Luce campata	2.63 m		
<i>Analisi dei carichi</i>			
$G1$	2.40 kN/m^2	γ_{G1}	1.10
$G2$	1.033 kN/m^2	γ_{G2}	1.10
Qk	3.00 kN/m^2	γ_Q	1.50
p_d	8.28 kN/m^2		
<i>Caratteristiche meccaniche</i>			
f_{yk}	230 MPa	γ_s	1.15
		FC	1.23
f_{yd}	162.60 MPa		
<i>Sollecitazioni per metro di solaio</i>		<i>Resistenze per metro di solaio</i>	
M_{Sd+}	5.70 $\text{kN}\cdot\text{m}$	M_{Rd+}	5.71 $\text{kN}\cdot\text{m}$
M_{Sd-}	2.38 $\text{kN}\cdot\text{m}$	M_{Rd-}	2.78 $\text{kN}\cdot\text{m}$
<i>Verifica a flessione</i>			
M_{Sd}/M_{Rd} - mezzeria	1.00	Verificato	
M_{Sd}/M_{Rd} - appoggio	0.85	Verificato	

Tabella 8.5 – Verifica statica del solaio S116.

SOLAIO S211

La verifica è stata svolta considerando un fattore di confidenza pari a 1.23 ed un carico d'esercizio pari a 3.00 kN/m^2 corrispondente alla destinazione d'uso B2, "uffici aperti al pubblico". Il campo di solaio esaminato è situato in corrispondenza del corridoio posto sul lato ovest del fabbricato, e pertanto su di esso non risultano presenti pareti divisorie. Come si può notare, il controllo ha dato esito positivo all'appoggio e leggermente negativo in corrispondenza della mezzeria.

S211 - Solaio laterocementizio 12+5; armatura: 2 ϕ 5+1 ϕ 7p			
Luce campata	2.79 m		
<i>Analisi dei carichi</i>			
$G1$	2.40 kN/m^2	γ_{G1}	1.10
$G2$	1.073 kN/m^2	γ_{G2}	1.10
Qk	3.00 kN/m^2	γ_Q	1.50
p_d	8.32 kN/m^2		
<i>Caratteristiche meccaniche</i>			
f_{yk}	230 MPa	γ_s	1.15
		FC	1.23
f_{yd}	162.60 MPa		
<i>Sollecitazioni per metro di solaio</i>		<i>Resistenze per metro di solaio</i>	
M_{Sd+}	6.49 $\text{kN}\cdot\text{m}$	M_{Rd+}	5.71 $\text{kN}\cdot\text{m}$
M_{Sd-}	2.70 $\text{kN}\cdot\text{m}$	M_{Rd-}	2.78 $\text{kN}\cdot\text{m}$
<i>Verifica a flessione</i>			
M_{Sd}/M_{Rd} - mezzeria	1.14	Non Verificato	
M_{Sd}/M_{Rd} - appoggio	0.97	Verificato	

Tabella 8.6 – Verifica statica del solaio S211.

SOLAIO S322

La verifica è stata svolta considerando un fattore di confidenza pari a 1.23 ed un carico d'esercizio pari a 4.00 kN/m^2 , corrispondente alla destinazione d'uso C2, "balconi, ballatoi e scale comuni...". A tale campo di solaio corrispondono due distinte destinazioni d'uso, dal momento che la porzione più esterna è adibita a terrazzo, mentre quella più interna ha come destinazione d'uso civile abitazione; cautelativamente, si è quindi scelto di effettuare le verifiche considerando la condizione di sovraccarico peggiore. Nel calcolo non è stata volutamente considerata la presenza delle pareti ad una testa presenti, in quanto direttamente sostenute da elementi orizzontali in c.a.

Come si può notare, considerando il sovraccarico corrispondente alla destinazione d'uso C2, la verifica risulta leggermente non soddisfatta, mentre si ottengono risultati positivi ripetendo il medesimo calcolo con riferimento alla destinazione d'uso A (ambienti ad uso residenziale).

S322 - Solaio laterocementizio; armatura: 12+5 2 ϕ 5+1 ϕ 7p			
Luce campata	2.67 m		
<i>Analisi dei carichi</i>			
<i>G1</i>	2.40 kN/m ²	γ_{G1}	1.10
<i>G2</i>	0.885 kN/m ²	γ_{G2}	1.10
<i>Qk</i>	4.00 kN/m ²	γ_Q	1.50
<i>p_d</i>	9.61 kN/m ²		
<i>Caratteristiche meccaniche</i>			
<i>f_{yk}</i>	230 MPa	γ_s	1.15
		FC	1.23
<i>f_{yd}</i>	162.60 MPa		
<i>Sollecitazioni per metro di solaio</i>		<i>Resistenze per metro di solaio</i>	
<i>M_{Sd+}</i>	6.84 kN·m	<i>M_{Rd+}</i>	5.71 kN·m
<i>M_{Sd-}</i>	2.85 kN·m	<i>M_{Rd-}</i>	2.78 kN·m
<i>Verifica a flessione</i>			
<i>M_{Sd}/M_{Rd} - mezzeria</i>	1.20	Non Verificato	
<i>M_{Sd}/M_{Rd} - appoggio</i>	1.02	Non Verificato	

Tabella 8.7 – Verifica statica del solaio S322.

SOLAIO S401

La verifica è stata svolta considerando un fattore di confidenza pari a 1.23 ed un carico d'esercizio pari a $6,00 \text{ kN/m}^2$, corrispondente alla destinazione d'uso E1, "Biblioteche, archivi, magazzini...". A tale campo di solaio corrispondono due distinte destinazioni d'uso, dal momento che la porzione più esterna è adibita ad archivio/deposito, mentre quella più interna ospita il terrazzo; cautelativamente, si è quindi scelto di effettuare le verifiche considerando la condizione di sovraccarico peggiore. Le murature insistenti sul solaio non sono state considerate nel calcolo in quanto si ritiene che verosimilmente al di sotto di esse siano presenti degli appositi elementi in c.a. o quantomeno delle zone di solaio rinforzate tramite accoppiamento di più travetti. Nella verifica è stata inoltre omessa la presenza del rinforzo in acciaio presente all'intradosso del solaio stesso. Sotto tali ipotesi, la verifica ha dato esiti positivi.

S401 - <i>Solaio laterocementizio 20+5; armatura: 2 ϕ 14+1 ϕ 18p</i>			
Luce campata	6.35 m		
<i>Analisi dei carichi</i>			
$G1$	3.02 kN/m^2	γ_{G1}	1.10
$G2$	0.818 kN/m^2	γ_{G2}	1.10
Qk	6.00 kN/m^2	γ_Q	1.50
p_d	13.22 kN/m^2		
<i>Caratteristiche meccaniche</i>			
f_{yk}	230 MPa	γ_s	1.15
		FC	1.23
f_{yd}	162.60 MPa		
<i>Sollecitazioni per metro di solaio</i>		<i>Resistenze per metro di solaio</i>	
M_{Sd+}	$53.36 \text{ kN}\cdot\text{m}$	M_{Rd+}	$63.05 \text{ kN}\cdot\text{m}$
M_{Sd-}	$22.23 \text{ kN}\cdot\text{m}$	M_{Rd-}	$28.50 \text{ kN}\cdot\text{m}$
<i>Verifica a flessione</i>			
M_{Sd}/M_{Rd} - mezzeria	0.85	Verificato	
M_{Sd}/M_{Rd} - appoggio	0.78	Verificato	

Tabella 8.8 – Verifica statica del solaio S401.

SOLAIO S403

La verifica è stata svolta considerando un fattore di confidenza pari a 1.23 ed un carico d'esercizio pari a $6,00 \text{ kN/m}^2$ corrispondente alla destinazione alla destinazione d'uso E1, "Biblioteche, archivi, magazzini...". A tale campo di solaio corrispondono tre distinte destinazioni d'uso, dal momento che la porzione più esterna è in parte adibita ad archivio/deposito ed in parte ad appartamento, mentre quella più interna ospita il terrazzo; cautelativamente, si è quindi scelto di effettuare le verifiche considerando la condizione di sovraccarico peggiore. Le murature insistenti sul solaio non sono state considerate nel calcolo in quanto si ritiene che verosimilmente al di sotto di esse siano presenti degli appositi elementi in c.a. o quantomeno delle zone di solaio rinforzate tramite accoppiamento di più travetti. Nella verifica è stata inoltre omessa la presenza del rinforzo in acciaio presente all'intradosso del solaio stesso. Sotto tali ipotesi, la verifica ha dato esiti positivi.

S403 - <i>Solaio laterocementizio 20+5; armatura: 2 ϕ 14+1 ϕ 18p</i>			
Luce campata	6.68 m		
<i>Analisi dei carichi</i>			
$G1$	3.02 kN/m^2	γ_{G1}	1.10
$G2$	1.028 kN/m^2	γ_{G2}	1.10
Qk	6.00 kN/m^2	γ_Q	1.50
p_d	13.45 kN/m^2		
<i>Caratteristiche meccaniche</i>			
f_{yk}	230 MPa	γ_s	1.15
		FC	1.23
f_{yd}	162.60 MPa		
<i>Sollecitazioni per metro di solaio</i>		<i>Resistenze per metro di solaio</i>	
M_{Sd+}	59.99 $\text{kN}\cdot\text{m}$	M_{Rd+}	63.05 $\text{kN}\cdot\text{m}$
M_{Sd-}	25.00 $\text{kN}\cdot\text{m}$	M_{Rd-}	28.50 $\text{kN}\cdot\text{m}$
<i>Verifica a flessione</i>			
M_{Sd}/M_{Rd} - mezzeria	0.95		Verificato
M_{Sd}/M_{Rd} - appoggio	0.88		Verificato

Tabella 8.9 – Verifica statica del solaio S403.

Gli esiti delle verifiche sopra riportate sono riepilogati per comodità di lettura in Tabella 8.10. Si fa notare che il rapporto tra momento sollecitante e momento resistente M_{Sd}/M_{Rd} risulta generalmente inferiore all'unità o di poco superiore. L'utilizzo di un fattore di confidenza più basso (pari ad $FC = 1$), corrispondente ad un livello di conoscenza più elevato (LC3), permetterebbe il soddisfacimento delle verifiche, ad eccezione di quella relativa al solaio S102 (quest'ultimo, infatti, risulta fortemente non verificato a causa della presenza di numerose tramezzature, in larga parte aggiunte nel corso degli anni e non previste dal progetto originario).

Solaio	Piano	Q_k	Verifica SLU
S002	Terra	3.00	$M_{Sd}/M_{Rd} (+) = 1.34$
			$M_{Sd}/M_{Rd} (-) = 1.06$
S015	Terra	3.00	$M_{Sd}/M_{Rd} (+) = 0.54$
			$M_{Sd}/M_{Rd} (-) = 0.43$
S102	Primo	3.00	$M_{Sd}/M_{Rd} (+) = 1.94$
			$M_{Sd}/M_{Rd} (-) = 1.53$
S116	Primo	3.00	$M_{Sd}/M_{Rd} (+) = 1.00$
			$M_{Sd}/M_{Rd} (-) = 0.85$
S211	Secondo	3.00	$M_{Sd}/M_{Rd} (+) = 1.14$
			$M_{Sd}/M_{Rd} (-) = 0.97$
S322	Terzo	4.00	$M_{Sd}/M_{Rd} (+) = 1.20$
			$M_{Sd}/M_{Rd} (-) = 1.02$
S401	Quarto	6.00	$M_{Sd}/M_{Rd} (+) = 0.85$
			$M_{Sd}/M_{Rd} (-) = 0.78$
S403	Quarto	6.00	$M_{Sd}/M_{Rd} (+) = 0.95$
			$M_{Sd}/M_{Rd} (-) = 0.88$

Tabella 8.10 – Riassunto delle verifiche statiche eseguite sui solai.

8.1.2 Verifiche sulle pareti murarie (pressoflessione fuori dal piano)

L'unica verifica statica effettuata è quella a pressoflessione fuori piano per i setti murari (condotta, come detto, su un modello numerico con pareti perimetrali "equivalenti"), mentre non vengono sottoposti a verifica né le fasce di piano, né i tratti rigidi del telaio equivalente. Per ragioni di sintesi, i principali risultati vengono riportati per il solo modello relativo all'edificio in esame considerato come isolato (senza tener conto della presenza dei fabbricati adiacenti) e sono sintetizzati in Tabella 8.11.

Parete	Maschi rotti	N_d/N_{Rd} Max	h_0/t Max	e_1/t Max	e_2/t Max
1	16	4,36	11,48	0,271	0,137
10	5	1,40	12,00	0,195	0,086
11	8	2,24	18,21	0,158	0,091
12	1	n/d	21,75	0,109	0,109
13	1	n/d	21,75	0,109	0,109
14	6	1,54	12,00	0,218	0,100
15	17	2,48	23,50	0,204	0,117
16	10	1,29	37,71	0,756	0,354
17	13	4,18	11,48	0,268	0,135
18	45	3,78	37,71	0,560	0,246
19	1	1,09	12,00	0,236	0,071
2	2	1,03	11,34	0,201	0,376
20	0	0,95	10,55	0,240	0,088
21	4	n/d	37,71	0,189	0,189
22	1	0,97	10,55	0,274	0,107
23	2	1,09	12,00	0,264	0,091
24	13	2,25	37,71	0,480	0,220
25	24	1,97	37,71	1,790	0,796
26	24	1,31	37,71	2,930	1,212
27	1	0,70	11,34	0,195	0,279
28	18	3,65	11,48	0,275	0,139
29	9	1,69	37,71	0,197	0,189
3	4	1,48	26,64	0,375	0,154
31	0	0,24	11,34	0,057	0,171
4	2	1,54	18,21	0,122	0,140
5	2	1,21	16,00	0,176	0,184
6	0	0,32	9,59	0,086	0,048
7	11	4,16	37,71	1,597	0,578
8	21	2,01	23,50	0,174	0,117
9	17	0,43	37,71	1,691	0,694

LEGENDA	
■	Maschi verificati
■	Maschi non verificati

Tabella 8.11 – Sintesi dei risultati ottenuti dalle verifiche fuori dal piano dei maschi murari.

Come si può notare, la tabella riporta per ciascuna parete il codice identificativo in pianta, il numero di maschi rotti, il massimo valore del coefficiente di sicurezza (espresso come rapporto tra sforzo assiale sollecitante e sforzo assiale resistente N_d/N_{Rd}) ottenuto nelle tre sezioni di verifica - in testa, a metà altezza e alla base del muro, nonché i rapporti h_0/t , e_1/t ed e_2/t , che vengono confrontati con i corrispondenti valori limite previsti da Normativa.

I medesimi risultati sono stati sintetizzati in forma grafica in Figura 8.6, in cui vengono evidenziati in colore rosa i maschi non verificati, e nelle seguenti Figura 8.7 – Figura 8.10 e Tabella 8.12 – Tabella 8.15, relative ai singoli allineamenti ritenuti più significativi (parete 1, 8, 25, 28).

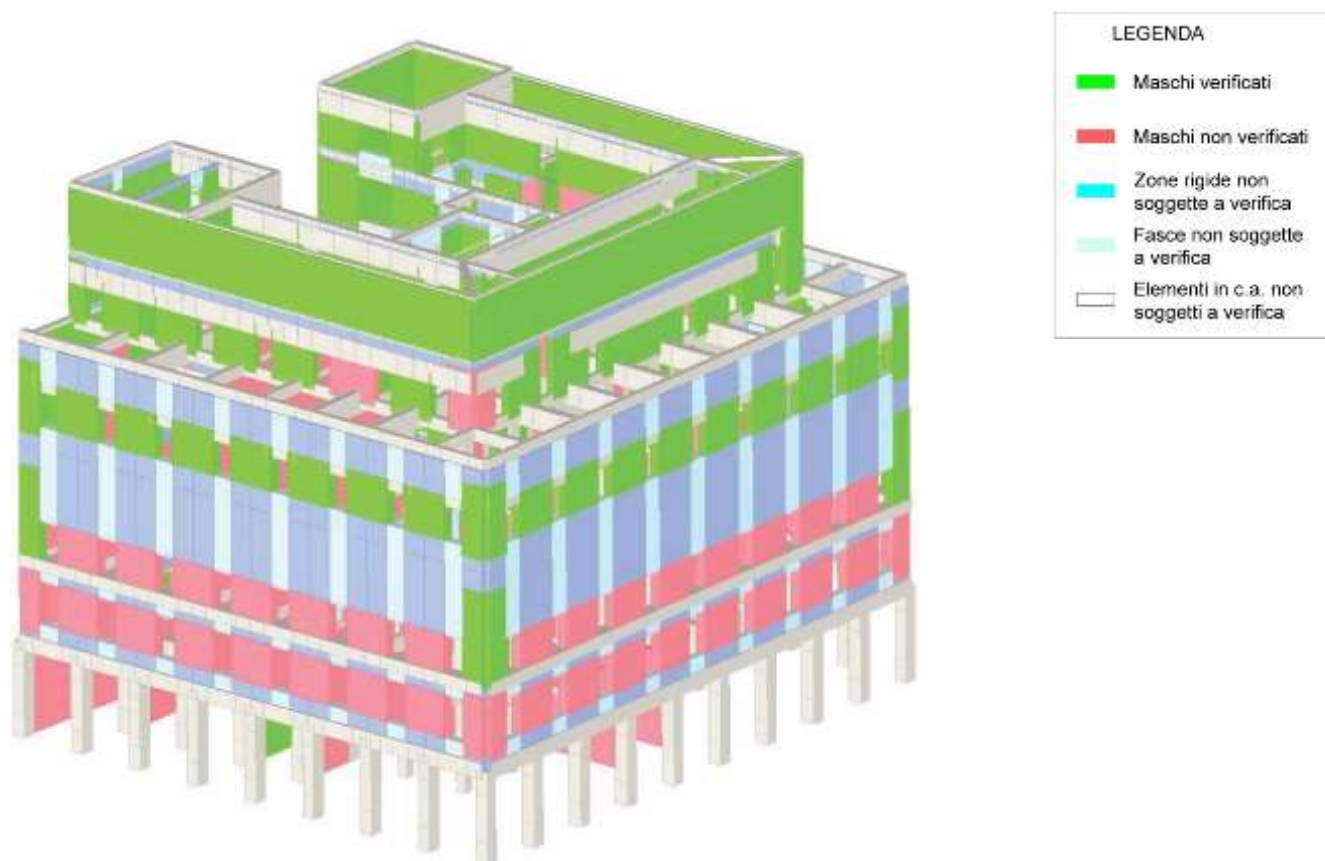


Figura 8.6 – Risultati della verifica a pressoflessione fuori dal piano, vista 3D.

PARETE 1

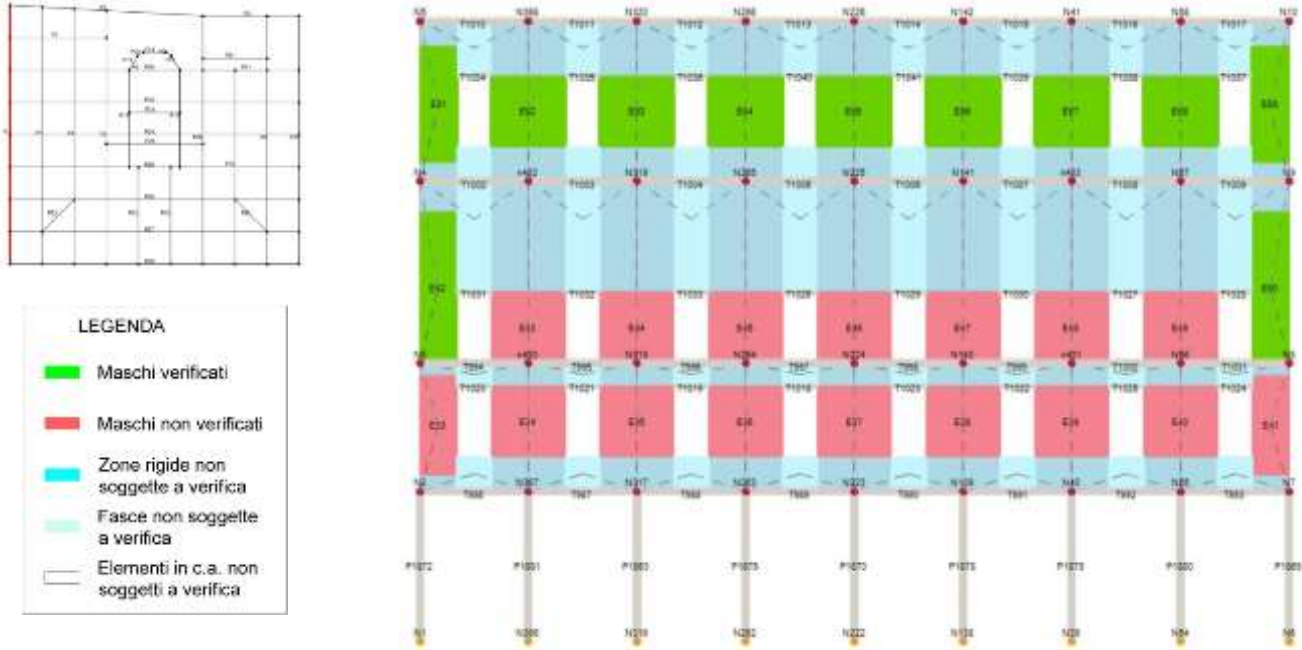


Figura 8.7– Verifica a pressoflessione fuori dal piano, parete 1.

N.	Nd/NrMax	Superiore			Centrale			Inferiore		
		Nd [daN]	Nr [daN]	Nd/Nr	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd/Nr	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd/Nr
33	1,97	24.871	12.632	1,97	26.219	23.819	1,10	27.567	14.161	1,95
34	3,15	79.533	25.254	3,15	81.454	47.667	1,71	83.376	26.566	3,14
35	3,57	89.091	24.960	3,57	91.021	47.653	1,91	92.951	26.165	3,55
36	3,80	95.534	25.127	3,80	97.464	47.780	2,04	99.394	26.248	3,79
37	3,88	101.826	26.233	3,88	103.756	48.520	2,14	105.686	27.247	3,88
38	3,97	104.271	26.236	3,97	106.201	48.528	2,19	108.131	27.227	3,97
39	4,02	102.899	25.590	4,02	104.829	48.102	2,18	106.759	26.617	4,01
40	4,36	114.503	26.256	4,36	116.433	48.563	2,40	118.363	27.160	4,36
41	3,30	43.892	13.297	3,30	45.252	24.438	1,85	46.613	14.226	3,28
42	0,74	13.757	23.199	0,59	15.798	25.608	0,62	17.839	24.053	0,74
43	1,38	60.071	45.792	1,31	61.992	53.760	1,15	63.914	46.293	1,38
44	1,43	62.929	46.187	1,36	64.860	54.279	1,19	66.790	46.660	1,43
45	1,54	69.963	47.693	1,47	71.893	55.693	1,29	73.823	48.042	1,54
46	1,53	70.384	48.073	1,46	72.314	55.986	1,29	74.244	48.401	1,53
47	1,60	72.101	47.213	1,53	74.031	55.432	1,34	75.961	47.577	1,60
48	1,72	77.658	47.069	1,65	79.588	55.532	1,43	81.519	47.415	1,72
49	1,78	82.232	48.147	1,71	84.162	56.463	1,49	86.093	48.426	1,78
50	0,89	18.909	25.234	0,75	20.969	27.782	0,75	23.030	25.774	0,89
51	0,37	6.547	25.116	0,26	8.158	26.040	0,31	9.770	26.740	0,37
52	0,64	30.006	51.773	0,58	31.990	57.317	0,56	33.975	52.775	0,64
53	0,75	36.562	52.962	0,69	38.555	59.337	0,65	40.549	53.716	0,75
54	0,76	37.158	53.385	0,70	39.151	59.731	0,66	41.145	54.087	0,76
55	0,77	37.710	53.517	0,70	39.703	59.902	0,66	41.696	54.196	0,77
56	0,77	37.514	53.521	0,70	39.507	59.879	0,66	41.500	54.203	0,77
57	0,80	39.747	53.733	0,74	41.741	60.315	0,69	43.734	54.361	0,80
58	0,86	42.859	53.933	0,79	44.852	60.807	0,74	46.845	54.503	0,86
59	0,57	12.884	27.268	0,47	14.510	29.468	0,49	16.136	28.118	0,57

Tabella 8.12 – Dettagli della verifica a pressoflessione fuori dal piano, parete 1.

PARETE 28

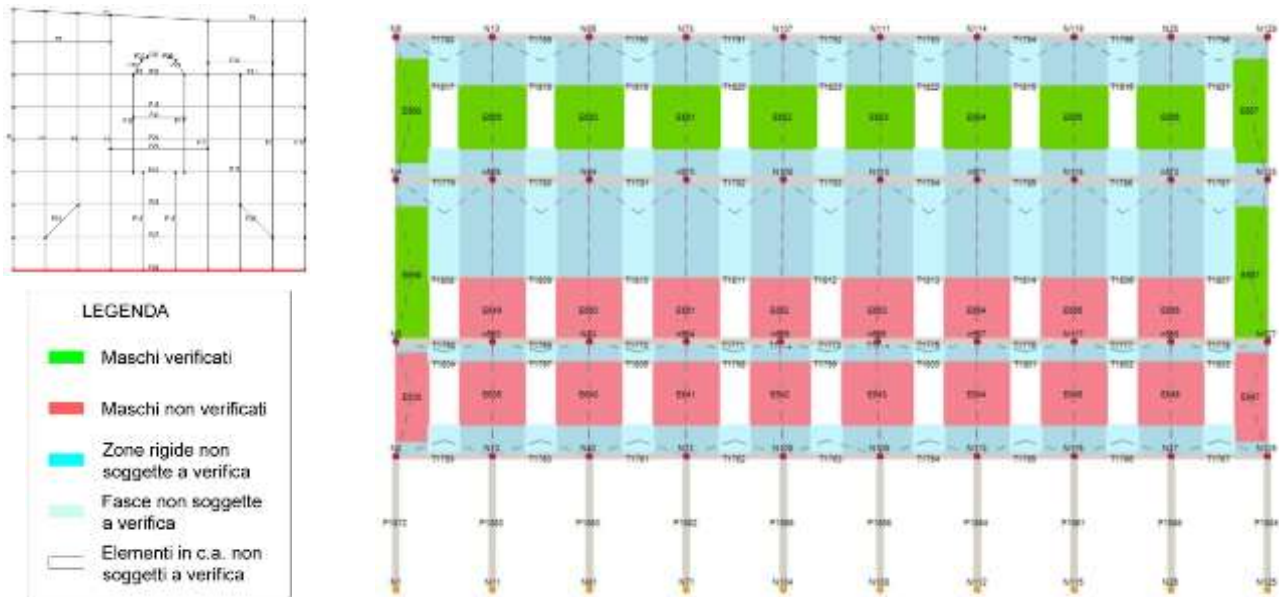


Figura 8.8 – Verifica a pressoflessione fuori dal piano, parete 28.

N.	Nd/NrMax	Superiore			Centrale			Inferiore		
		Nd [daN]	Nr [daN]	Nd/Nr	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd/Nr	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd/Nr
638	2,02	25.153	12.442	2,02	26.501	23.700	1,12	27.849	13.895	2,00
639	3,02	76.430	25.276	3,02	78.351	47.669	1,64	80.273	26.638	3,01
640	3,53	86.275	24.463	3,53	88.205	47.320	1,86	90.136	25.728	3,50
641	3,26	82.194	25.177	3,26	84.124	47.772	1,76	86.055	26.469	3,25
642	3,27	76.032	23.257	3,27	77.805	43.973	1,77	79.579	24.431	3,26
643	3,21	87.723	27.286	3,21	89.810	51.692	1,74	91.897	28.699	3,20
644	3,29	83.100	25.275	3,29	85.030	47.839	1,78	86.960	26.550	3,28
645	3,65	89.277	24.430	3,65	91.207	47.308	1,93	93.137	25.655	3,63
646	3,21	80.720	25.119	3,21	82.641	47.583	1,74	84.562	26.419	3,20
647	2,13	26.351	12.380	2,13	27.699	23.664	1,17	29.047	13.731	2,12
648	0,82	13.714	20.129	0,68	15.755	23.993	0,66	17.796	21.690	0,82
649	1,35	57.397	44.948	1,28	59.318	52.998	1,12	61.239	45.523	1,35
650	1,59	60.103	39.444	1,52	62.034	49.511	1,25	63.964	40.345	1,59
651	1,43	60.578	44.546	1,36	62.508	52.971	1,18	64.439	45.135	1,43
652	1,68	58.640	36.172	1,62	60.413	45.570	1,33	62.187	36.958	1,68
653	1,68	68.537	42.207	1,62	70.624	53.442	1,32	72.711	43.159	1,68
654	1,48	62.474	44.249	1,41	64.404	52.857	1,22	66.334	44.838	1,48
655	1,74	63.616	37.849	1,68	65.546	48.856	1,34	67.476	38.794	1,74
656	1,44	60.374	44.005	1,37	62.295	52.488	1,19	64.216	44.610	1,44
657	0,88	14.175	18.959	0,75	16.216	23.536	0,69	18.257	20.742	0,88
658	0,37	6.383	23.440	0,27	7.995	25.295	0,32	9.606	25.654	0,37
659	0,62	27.520	49.167	0,56	29.504	54.892	0,54	31.489	50.577	0,62
660	0,67	30.552	50.089	0,61	32.546	56.253	0,58	34.539	51.305	0,67
661	0,70	31.814	50.327	0,63	33.808	56.658	0,60	35.801	51.474	0,70
662	0,70	32.176	50.421	0,64	34.170	56.791	0,60	36.163	51.546	0,70
663	0,74	34.562	50.819	0,68	36.555	57.468	0,64	38.549	51.834	0,74
664	0,74	34.654	50.927	0,68	36.647	57.561	0,64	38.641	51.928	0,74
665	0,72	33.278	50.707	0,66	35.271	57.185	0,62	37.264	51.769	0,72
666	0,66	29.397	49.616	0,59	31.381	55.620	0,56	33.366	50.893	0,66
667	0,40	6.982	23.624	0,30	8.593	25.621	0,34	10.205	25.650	0,40

Tabella 8.13 – Dettagli della verifica a pressoflessione fuori dal piano, parete 28.

PARETE 8



Figura 8.9 – Verifica a pressoflessione fuori dal piano, parete 8.

N.	Nd/NrMax	Superiore			Centrale			Inferiore		
		Nd [daN]	Nr [daN]	Nd/Nr	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd/Nr	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd/Nr
155	n/d	4.131	n/d	n/d	5.524	n/d	n/d	6.916	n/d	n/d
156	1,08	16.493	17.035	0,97	17.484	17.096	1,02	18.474	17.042	1,08
157	1,44	161.531	117.437	1,38	165.453	119.249	1,39	169.375	117.521	1,44
158	1,36	115.875	90.334	1,28	119.483	93.711	1,28	123.091	90.532	1,36
159	1,40	114.789	87.407	1,31	118.793	90.756	1,31	122.797	87.625	1,40
160	1,54	98.887	67.734	1,46	101.760	70.495	1,44	104.632	67.885	1,54
161	0,87	26.856	35.878	0,75	29.105	38.435	0,76	31.353	36.245	0,87
162	1,01	31.756	34.738	0,91	34.204	44.245	0,77	36.652	36.322	1,01
163	1,57	27.928	18.545	1,51	28.854	23.258	1,24	29.781	18.911	1,57
164	1,35	138.722	108.055	1,28	143.993	137.931	1,04	149.263	110.920	1,35
165	1,65	100.511	63.052	1,59	103.559	82.378	1,26	106.606	64.729	1,65
166	1,81	107.408	60.908	1,76	110.455	80.679	1,37	113.503	62.624	1,81
167	1,25	15.142	12.832	1,18	16.075	17.266	0,93	17.008	13.599	1,25
168	1,35	10.443	9.195	1,14	11.470	9.389	1,22	12.496	9.227	1,35
169	1,69	23.535	15.359	1,53	24.769	15.730	1,57	26.004	15.394	1,69
170	1,87	13.481	7.884	1,71	14.113	8.048	1,75	14.744	7.898	1,87
171	1,18	65.117	63.536	1,02	69.970	64.381	1,09	74.823	63.646	1,18
172	1,71	89.090	54.687	1,63	91.362	54.870	1,67	93.635	54.696	1,71
173	2,01	98.255	50.841	1,93	100.527	54.870	1,83	102.800	51.020	2,01
174	1,58	14.837	10.411	1,43	15.721	11.719	1,34	16.605	10.518	1,58
175	0,53	11.480	29.528	0,39	13.666	30.052	0,45	15.851	29.672	0,53
176	0,98	18.369	20.454	0,90	19.270	20.795	0,93	20.170	20.484	0,98
177	0,64	7.589	14.530	0,52	9.053	20.536	0,44	10.516	16.435	0,64
178	0,97	40.629	48.402	0,84	44.168	56.213	0,79	47.707	49.370	0,97
179	1,12	58.143	55.565	1,05	60.545	62.250	0,97	62.947	56.075	1,12
180	1,26	59.951	50.714	1,18	62.302	60.930	1,02	64.653	51.254	1,26
181	0,93	8.062	9.981	0,81	8.882	12.787	0,69	9.701	10.391	0,93
182	0,39	17.657	59.971	0,29	21.153	73.645	0,29	24.650	63.039	0,39
183	0,75	21.190	30.619	0,69	22.323	38.119	0,59	23.457	31.200	0,75
184	0,81	22.555	30.097	0,75	23.694	38.287	0,62	24.832	30.711	0,81
185	0,35	4.261	16.744	0,25	5.257	20.991	0,25	6.254	17.838	0,35
186	0,60	8.066	15.687	0,51	8.894	18.685	0,48	9.722	16.080	0,60
187	0,47	7.203	17.301	0,42	7.758	20.802	0,37	8.314	17.621	0,47
188	0,21	904	7.450	0,12	1.330	9.598	0,14	1.755	8.276	0,21

Tabella 8.14 – Dettagli della verifica a pressoflessione fuori dal piano, parete 8.

PARETE 25

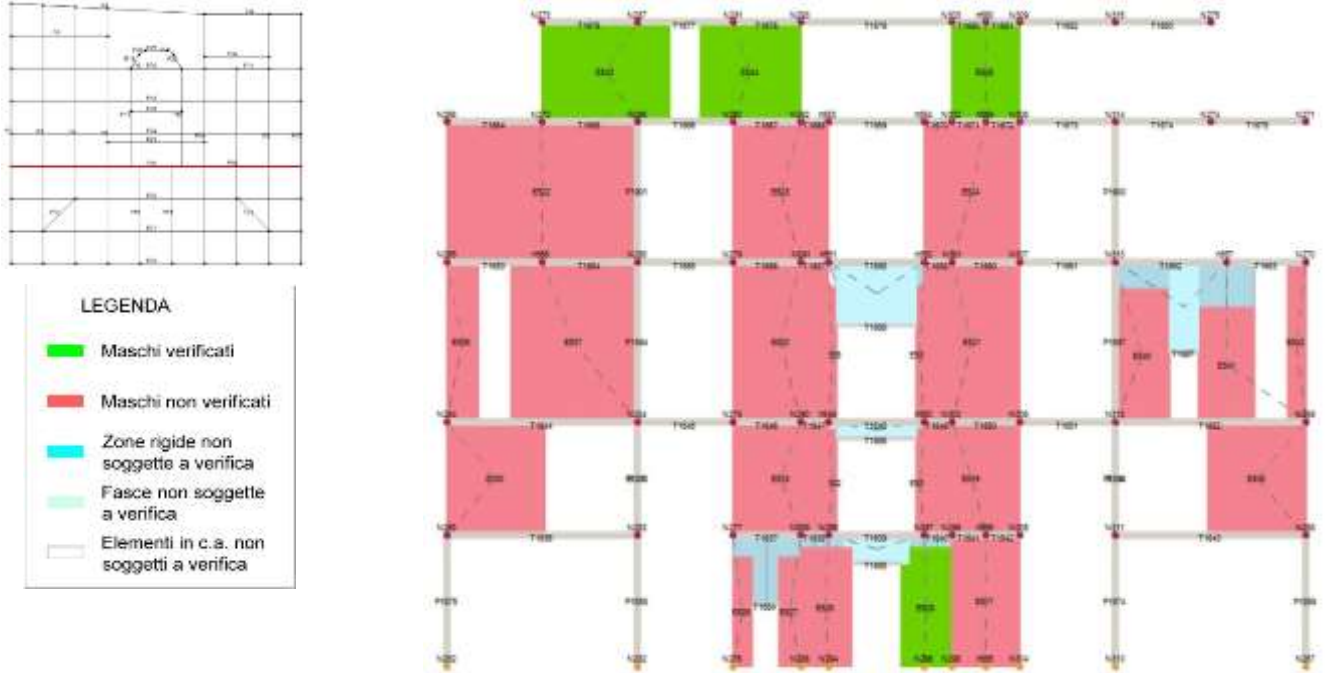


Figura 8.10 – Verifica a pressoflessione fuori dal piano, parete 25.

N.	Nd/NrMax	Superiore			Centrale			Inferiore		
		Nd [daN]	Nr [daN]	Nd/Nr	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd/Nr	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd/Nr
517	1,46	48.917	35.890	1,36	53.838	53.031	1,02	58.759	40.157	1,46
518	1,11	44.907	47.510	0,95	48.830	47.851	1,02	52.754	47.561	1,11
519	1,21	48.613	46.367	1,05	52.536	47.851	1,10	56.459	46.574	1,21
520	1,97	48.341	29.801	1,62	53.894	31.771	1,70	59.448	30.169	1,97
521	1,72	37.526	27.328	1,37	43.080	31.771	1,36	48.633	28.343	1,72
522	0,76	23.425	n/d	n/d	33.155	75.065	0,44	42.885	56.136	0,76
523	1,45	31.951	26.036	1,23	36.831	37.803	0,97	41.712	28.753	1,45
524	n/d	31.648	n/d	n/d	36.528	n/d	n/d	41.409	n/d	n/d
525	0,78	20.836	32.074	0,65	23.289	37.615	0,62	25.742	32.852	0,78
526	1,25	18.789	16.747	1,12	19.920	17.316	1,15	21.052	16.808	1,25
527	1,85	21.607	12.345	1,75	22.921	17.269	1,33	24.234	13.113	1,85
528	1,00	60.863	69.581	0,87	65.338	70.916	0,92	69.812	69.752	1,00
529	0,93	55.948	69.535	0,80	60.422	70.916	0,85	64.897	69.726	0,93
530	n/d	13.552	n/d	n/d	15.494	n/d	n/d	17.435	n/d	n/d
531	n/d	266	n/d	n/d	302	n/d	n/d	338	n/d	n/d
532	1,00	9.913	11.078	0,89	10.549	11.941	0,88	11.184	11.176	1,00
533	1,02	10.183	11.146	0,91	10.819	11.941	0,91	11.454	11.234	1,02
534	n/d	244	n/d	n/d	280	n/d	n/d	316	n/d	n/d
535	n/d	13.270	n/d	n/d	15.211	n/d	n/d	17.153	n/d	n/d
536	n/d	3.201	n/d	n/d	4.066	n/d	n/d	4.932	n/d	n/d
537	n/d	13.408	n/d	n/d	16.955	n/d	n/d	20.501	n/d	n/d
538	1,11	8.940	9.334	0,96	9.761	10.588	0,92	10.582	9.529	1,11
539	1,04	8.254	9.354	0,88	9.075	10.588	0,86	9.897	9.558	1,04
540	n/d	4.491	n/d	n/d	5.757	n/d	n/d	7.022	n/d	n/d
541	n/d	7.501	n/d	n/d	8.628	n/d	n/d	9.754	n/d	n/d
542	n/d	1.634	n/d	n/d	2.143	n/d	n/d	2.652	n/d	n/d
543	0,51	54.179	132.802	0,41	61.224	132.845	0,46	68.269	132.811	0,51
544	0,47	34.604	94.658	0,37	40.120	104.020	0,39	45.636	96.921	0,47

Tabella 8.15 – Dettagli della verifica a pressoflessione fuori dal piano, parete 25.

E' opportuno sottolineare come tali verifiche siano state condotte considerando agenti sulla struttura i carichi d'esercizio effettivamente presenti; conseguentemente, in alcuni locali del quarto piano, originariamente a destinazione residenziale (cat. A), è stato previsto un sovraccarico pari a 6 kN/m^2 , in quanto attualmente adibiti ad archivio e deposito (cat. E1).

Le analisi sono state poi ripetute considerando dapprima un carico variabile pari a 2 kN/m^2 per tutti i locali del quarto piano (secondo la destinazione d'uso prevista nel progetto originale) e successivamente riducendo a 2 kN/m^2 anche il sovraccarico previsto per i locali del quinto piano (ipotizzando di modificarne la destinazione d'uso da archivio/deposito ad uffici non aperti al pubblico), senza però ottenere significativi miglioramenti in sede di verifica. In Tabella 8.16 sono messi a confronto i risultati numerici ottenuti dall'analisi statica corrispondente a quest'ultimo scenario (con massima riduzione dei sovraccarichi, (Tabella 8.16b) con quelli relativi alla situazione attuale del fabbricato (Tabella 8.16a).

Parete	Maschi rotti	Nd/Nr Max	h0/t Max	e1/t Max	e2/t Max
1	16	4,36	11,48	0,271	0,137
10	5	1,40	12,00	0,195	0,086
11	8	2,24	18,21	0,158	0,091
12	1	n/d	21,75	0,109	0,109
13	1	n/d	21,75	0,109	0,109
14	6	1,54	12,00	0,218	0,100
15	17	2,48	23,50	0,204	0,117
16	10	1,29	37,71	0,756	0,354
17	13	4,18	11,48	0,268	0,135
18	45	3,78	37,71	0,560	0,246
19	1	1,09	12,00	0,236	0,071
2	2	1,03	11,34	0,201	0,376
20	0	0,95	10,55	0,240	0,088
21	4	n/d	37,71	0,189	0,189
22	1	0,97	10,55	0,274	0,107
23	2	1,09	12,00	0,264	0,091
24	13	2,25	37,71	0,480	0,220
25	24	1,97	37,71	1,790	0,796
26	24	1,31	37,71	2,930	1,212
27	1	0,70	11,34	0,195	0,279
28	18	3,65	11,48	0,275	0,139
29	9	1,69	37,71	0,197	0,189
3	4	1,48	26,64	0,375	0,154
31	0	0,24	11,34	0,057	0,171
4	2	1,54	18,21	0,122	0,140
5	2	1,21	16,00	0,176	0,184
6	0	0,32	9,59	0,086	0,048
7	11	4,16	37,71	1,597	0,578
8	21	2,01	23,50	0,174	0,117
9	17	0,43	37,71	1,691	0,694

(a)

Parete	Maschi rotti	Nd/Nr Max	h0/t Max	e1/t Max	e2/t Max
1	16	4,31	11,48	0,271	0,137
10	5	1,35	12,00	0,188	0,083
11	8	2,21	18,21	0,158	0,091
12	1	n/d	21,75	0,109	0,109
13	1	n/d	21,75	0,109	0,109
14	6	1,49	12,00	0,218	0,100
15	16	2,46	23,50	0,202	0,117
16	10	1,18	37,71	0,757	0,354
17	13	4,14	11,48	0,268	0,135
18	45	3,70	37,71	0,555	0,242
19	1	1,08	12,00	0,227	0,068
2	1	0,94	11,34	0,197	0,410
20	0	0,95	10,55	0,239	0,088
21	4	n/d	37,71	0,189	0,189
22	1	0,96	10,55	0,273	0,107
23	2	1,08	12,00	0,261	0,089
24	13	2,20	37,71	0,478	0,219
25	20	1,90	37,71	1,790	0,794
26	24	1,28	37,71	2,930	1,201
27	1	0,64	11,34	0,189	0,300
28	18	3,63	11,48	0,275	0,139
29	9	1,66	37,71	0,197	0,189
3	4	1,46	26,64	0,375	0,154
31	0	0,24	11,34	0,057	0,169
4	2	1,54	18,21	0,122	0,140
5	2	1,19	16,00	0,176	0,192
6	0	0,32	9,59	0,086	0,048
7	11	4,07	37,71	1,604	0,578
8	20	1,97	23,50	0,174	0,117
9	17	0,43	37,71	1,685	0,684

(b)

Tabella 8.16 – Confronto tra le verifiche a pressoflessione fuori dal piano (a) relative allo stato attuale del fabbricato e (b) quelle eseguite considerando un sovraccarico ridotto nei locali del quarto e quinto piano.

Si può notare come l'ipotesi di sovraccarichi ridotti ai piani più alti dell'edificio permetta di ottenere un minor numero di maschi non verificati sui singoli allineamenti; tuttavia, il numero delle pareti non verificate all'interno del fabbricato continua a rimanere elevato. Ciò può essere in parte giustificato dal fatto che le resistenze dei setti sono state fortemente penalizzate dall'assunzione di un fattore di sicurezza per la muratura γ_M pari a 3 e che i carichi permanenti (strutturali e non), non completamente noti, sono stati amplificati mediante un coefficiente γ_G pari ad 1.3; i risultati ottenuti sono inoltre affetti dall'introduzione di un fattore di confidenza $FC = 1.23$, che riduce ulteriormente le resistenze. A solo titolo di esempio, in Tabella 8.17 vengono riportati gli esiti delle verifiche ottenuti considerando un fattore di sicurezza per la muratura $\gamma_M = 2.5$ (corrispondente ad una classe di esecuzione 1 ed elementi di categoria II, secondo la Tab. 4.5.II del DM08) e riducendo il

coefficiente di amplificazione dei carichi permanenti da 1.3 a 1.1 (ipotesi lecita solo a fronte di una più estesa campagna di indagini in sito), a parità di fattore di confidenza (1.23) e considerando le attuali destinazioni d'uso dei locali.

Come si può notare, in questo caso il numero delle maschi non verificati subisce una significativa riduzione e il rapporto N_d/N_{Rd} è soggetto ad un decremento variabile tra il 36 ed il 41% circa rispetto ai corrispondenti valori riportati in Tabella 8.11.

Parete	Maschi rotti	N_d/N_{Rd} Max	h_0/t Max	e_1/t Max	e_2/t Max
1	16	3,16	11,48	0,272	0,139
10	1	1,02	12,00	0,201	0,089
11	5	1,61	18,21	0,162	0,091
12	1	n/d	21,75	0,109	0,109
13	1	n/d	21,75	0,109	0,109
14	1	1,11	12,00	0,225	0,104
15	7	1,78	23,50	0,204	0,117
16	9	0,94	37,71	0,761	0,357
17	10	3,01	11,48	0,269	0,137
18	39	2,77	37,71	0,559	0,247
19	0	0,78	12,00	0,242	0,074
2	1	0,75	11,34	0,203	0,414
20	0	0,68	10,55	0,246	0,091
21	4	n/d	37,71	0,189	0,189
22	1	0,69	10,55	0,279	0,110
23	1	0,77	12,00	0,269	0,093
24	10	1,64	37,71	0,478	0,220
25	16	1,44	37,71	1,784	0,797
26	19	0,95	37,71	2,930	1,215
27	1	0,51	11,34	0,197	0,308
28	17	2,65	11,48	0,276	0,140
29	7	1,22	37,71	0,197	0,189
3	3	1,07	26,64	0,373	0,170
31	0	0,19	11,34	0,057	0,191
4	2	1,09	18,21	0,122	0,156
5	0	0,87	16,00	0,176	0,203
6	0	0,23	9,59	0,087	0,048
7	9	2,98	37,71	1,578	0,577
8	12	1,46	23,50	0,175	0,117
9	17	0,31	37,71	1,691	0,699

Tabella 8.17 – Analisi a pressoflessione fuori dal piano, con coefficienti ridotti.

Si ricorda infine che l'utilizzo di coefficienti γ_G ridotti sarebbe giustificato solo da una più estesa campagna d'indagine in sito, che porterebbe verosimilmente al raggiungimento di un migliore livello di conoscenza (LC3), cui corrisponde un fattore di confidenza pari a 1. Per tale ragione, l'analisi è stata ulteriormente ripetuta considerando allo stesso tempo i valori ridotti dei coefficienti di sicurezza ($\gamma_M = 2.5$ e $\gamma_G = 1.1$) ed un fattore di confidenza FC pari ad 1 (facendo comunque sempre riferimento alle attuali destinazioni d'uso dei locali). I risultati di tali analisi vengono riportati sinteticamente in Tabella 8.18b (ove sono messi a confronto con quelli relativi al modello di riferimento, Tabella 8.18a).

Per comodità di lettura, il confronto tra quest'ultima analisi (FC = 1, $\gamma_M = 2.5$, $\gamma_G = 1.1$) e quella corrispondente allo stato attuale di conoscenza del fabbricato (FC = 1.23, $\gamma_M = 3$, $\gamma_G = 1.3$) è riportato in forma grafica in Figura 8.11.

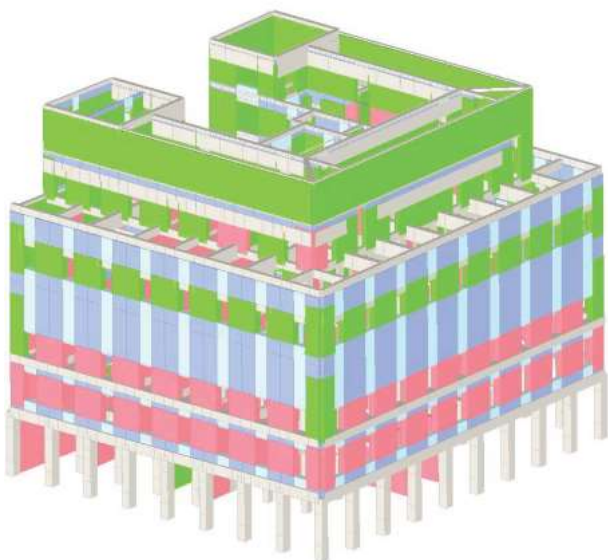
Parete	Maschi rotti	Nd/Nr Max	h0/t Max	e1/t Max	e2/t Max
1	16	4,36	11,48	0,271	0,137
10	5	1,40	12,00	0,195	0,086
11	8	2,24	18,21	0,158	0,091
12	1	n/d	21,75	0,109	0,109
13	1	n/d	21,75	0,109	0,109
14	6	1,54	12,00	0,218	0,100
15	17	2,48	23,50	0,204	0,117
16	10	1,29	37,71	0,756	0,354
17	13	4,18	11,48	0,268	0,135
18	45	3,78	37,71	0,560	0,246
19	1	1,09	12,00	0,236	0,071
2	2	1,03	11,34	0,201	0,376
20	0	0,95	10,55	0,240	0,088
21	4	n/d	37,71	0,189	0,189
22	1	0,97	10,55	0,274	0,107
23	2	1,09	12,00	0,264	0,091
24	13	2,25	37,71	0,480	0,220
25	24	1,97	37,71	1,790	0,796
26	24	1,31	37,71	2,930	1,212
27	1	0,70	11,34	0,195	0,279
28	18	3,65	11,48	0,275	0,139
29	9	1,69	37,71	0,197	0,189
3	4	1,48	26,64	0,375	0,154
31	0	0,24	11,34	0,057	0,171
4	2	1,54	18,21	0,122	0,140
5	2	1,21	16,00	0,176	0,184
6	0	0,32	9,59	0,086	0,048
7	11	4,16	37,71	1,597	0,578
8	21	2,01	23,50	0,174	0,117
9	17	0,43	37,71	1,691	0,694

(a)

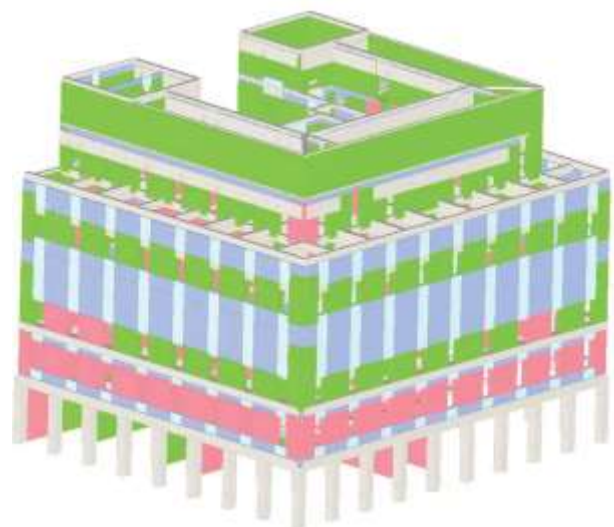
Parete	Maschi rotti	Nd/Nr Max	h0/t Max	e1/t Max	e2/t Max
1	11	2,57	11,48	0,272	0,139
10	0	0,83	12,00	0,201	0,089
11	4	1,31	18,21	0,162	0,091
12	1	n/d	21,75	0,109	0,109
13	1	n/d	21,75	0,109	0,109
14	0	0,91	12,00	0,225	0,104
15	3	1,45	23,50	0,204	0,117
16	9	0,77	37,71	0,760	0,357
17	7	2,45	11,48	0,269	0,137
18	34	2,25	37,71	0,559	0,247
19	0	0,63	12,00	0,242	0,074
2	1	0,61	11,34	0,203	0,414
20	0	0,55	10,55	0,246	0,091
21	4	n/d	37,71	0,189	0,189
22	1	0,56	10,55	0,279	0,110
23	1	0,63	12,00	0,269	0,093
24	10	1,33	37,71	0,478	0,220
25	14	1,17	37,71	1,784	0,797
26	19	0,78	37,71	2,930	1,215
27	1	0,42	11,34	0,197	0,308
28	11	2,16	11,48	0,276	0,140
29	3	0,99	37,71	0,197	0,189
3	2	0,87	26,64	0,374	0,170
31	0	0,15	11,34	0,057	0,191
4	0	0,89	18,21	0,122	0,156
5	0	0,71	16,00	0,176	0,203
6	0	0,19	9,59	0,087	0,048
7	8	2,42	37,71	1,579	0,577
8	5	1,18	23,50	0,175	0,117
9	17	0,25	37,71	1,691	0,699

(b)

Tabella 8.18 – Confronto tra i risultati dell’analisi a pressoflessione fuori dal piano (a) relativa al livello di conoscenza attuale e (b) nell’ipotesi di adottare $FC=1$, $\gamma_M=2.5$ e $\gamma_G=1.1$.



(a)



(b)

Figura 8.11 – Confronto tra le verifiche a pressoflessione fuori dal piano relative (a) l’attuale livello di conoscenza e (b) ad un livello di conoscenza più approfondito; vista 3D

8.2 Verifiche di vulnerabilità sismica

Nel seguito vengono riportati i principali risultati ottenuti nelle due ipotesi di edificio isolato e tenendo conto in modo semplificato della presenza dell'aggregato. In entrambi i casi, si è scelto di trascurare la presenza della torre nel modello a telaio equivalente. Si ricorda inoltre che le analisi sono state effettuate considerando la deformabilità effettiva degli impalcati.

8.2.1 Verifiche sismiche sull'edificio isolato

Gli esiti delle 24 analisi pushover (ottenute considerando le 2 distribuzioni di forze orizzontali previste agenti in entrambi i versi delle direzioni X ed Y, in presenza o meno dei momenti torcenti aggiuntivi $\pm M_t$ dovuti alle eccentricità accidentali) sono sintetizzate in Tabella 8.19. Tali risultati sono relativi al modello globale di Figura 8.12, in cui l'edificio viene considerato isolato.

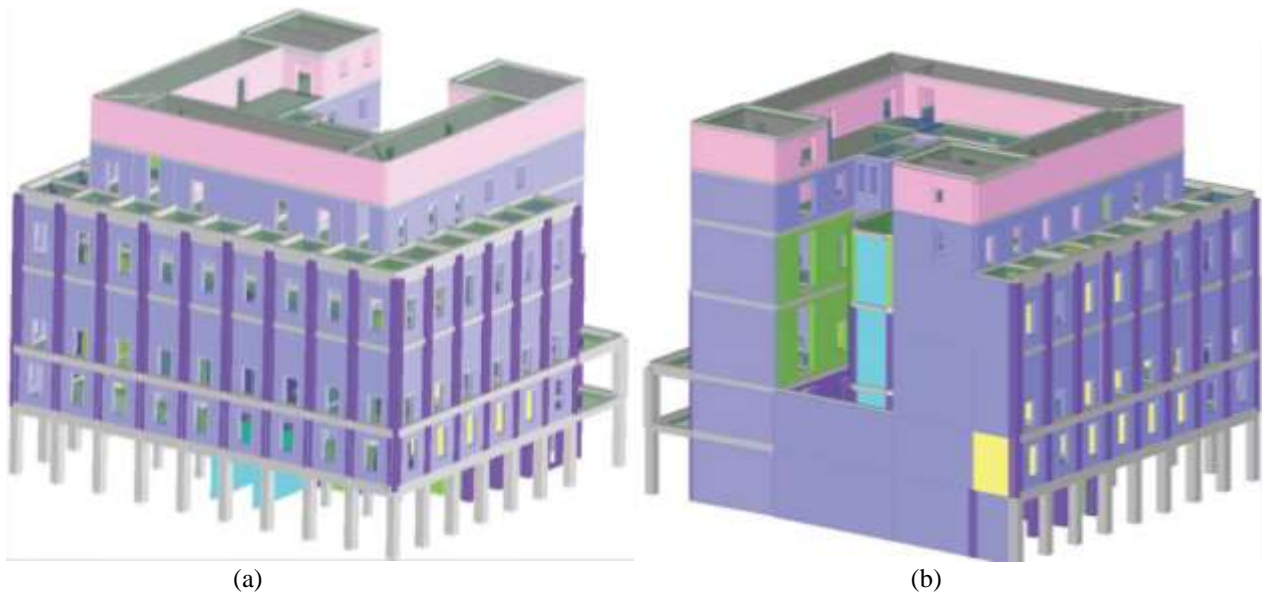


Figura 8.12 – Vista generale del modello: (a) fronte; (b) retro.

Come si può notare dall'analisi della tabella riassuntiva Tabella 8.19 – Riepilogo dei risultati delle analisi pushover condotte sull'edificio isolato., nei confronti della condizione ultima prevista per lo SLV, l'edificio è risultato non verificato per tutte le analisi effettuate; in particolare, le analisi risultano maggiormente restrittive nei confronti della direzione X del sisma, da ritenersi pertanto la più critica. Ciò può essere giustificato dal fatto che, in questa direzione, gli spessori murari sono generalmente più esigui ed è presente un telaio in c.a. nella porzione di fabbricato prospiciente Piazza Caduti per la Libertà, che costituisce indubbiamente un elemento di indebolimento della struttura.

L'analisi più gravosa è risultata essere la 15, con sisma in direzione $-X$ e distribuzione delle forze proporzionale al 1° modo di vibrare con eccentricità accidentale positiva. In direzione Y l'analisi più gravosa è invece la 18, con sisma in direzione $+Y$ e distribuzione delle forze proporzionale alle masse ed eccentricità accidentale negativa.

Nel seguito gli esiti di tali verifiche verranno illustrati più nel dettaglio, riportando, per le due analisi sopraccitate, le relative curve di pushover, nonché alcune immagini del progressivo danneggiamento degli elementi per alcuni passi significativi dell'analisi.

Verifica analisi

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	α SLV	α SLD	α SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,00	8,81	4,82	3,18	3,61	4,71	2,82	4,71	0,55	1,30	1,67
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,00	10,06	6,10	3,33	4,12	4,76	3,22	4,76	0,61	1,15	1,48
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,00	8,74	4,84	3,15	3,58	4,47	2,80	4,47	0,55	1,25	1,59
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,00	10,08	5,39	3,40	4,13	4,99	3,23	4,99	0,53	1,21	1,54
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,00	8,82	5,38	3,34	3,53	5,06	2,76	5,06	0,65	1,43	1,83
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,00	10,01	7,31	3,54	4,11	5,50	3,21	5,50	0,73	1,34	1,71
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,00	8,92	6,67	3,75	3,66	4,72	2,86	4,72	0,75	1,15	1,48
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,00	10,27	9,31	4,12	4,21	7,16	3,29	6,17	0,73	1,70	1,87
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	126,30	8,71	4,46	3,17	3,57	4,24	2,79	4,24	0,51	1,19	1,52
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-126,30	8,81	5,44	3,36	3,61	4,66	2,82	4,66	0,62	1,29	1,65
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	126,30	10,11	5,35	3,20	4,15	5,35	3,24	5,35	0,53	1,29	1,65
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-126,30	10,19	6,52	3,40	4,18	5,84	3,27	5,84	0,64	1,40	1,79
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	126,30	8,59	4,99	3,20	3,52	3,92	2,75	3,92	0,53	1,11	1,42
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-126,30	8,90	5,25	3,14	3,65	4,88	2,85	4,88	0,59	1,34	1,71
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	126,30	9,93	4,90	3,47	4,07	4,90	3,18	4,90	0,49	1,20	1,54
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-126,30	10,19	5,67	3,47	4,18	4,94	3,27	4,94	0,56	1,18	1,51
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	142,00	8,59	5,40	3,30	3,52	3,81	2,75	3,81	0,63	1,08	1,38
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-142,00	8,73	5,37	3,37	3,58	4,97	2,80	4,97	0,61	1,39	1,78
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	142,00	9,97	8,14	3,51	4,09	5,98	3,30	5,61	0,82	1,46	1,76
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-142,00	10,03	7,25	3,66	4,11	5,80	3,21	5,80	0,72	1,41	1,81
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	142,00	8,88	6,53	3,74	3,64	5,57	2,85	5,57	0,75	1,53	1,96
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-142,00	8,90	6,33	3,79	3,65	4,69	2,85	4,69	0,73	1,29	1,65
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	142,00	10,19	8,99	4,05	4,18	6,86	3,27	5,41	0,74	1,64	1,66
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-142,00	10,32	10,66	4,29	4,23	7,55	3,31	7,28	0,70	1,70	2,18

Visualizza dettagli

Inserisci tutto in relazione

Cancela analisi

Esc

Legenda colori

- Verificato
- Non verificato
- Non converge a p.p.
- Analisi più gravosa

Tabella 8.19 – Riepilogo dei risultati delle analisi pushover condotte sull'edificio isolato.

Analisi 15 (sisma – X, 1° modo Eccentrico +): curva pushover e dettaglio verifiche

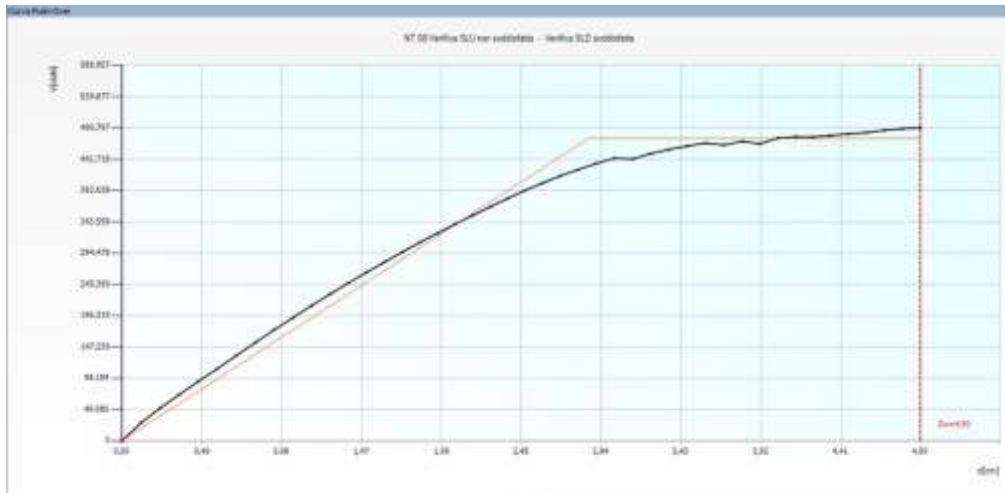


Figura 8.13 – Curva di pushover, analisi 15 (sisma -X, 1° modo Eccentrico +).

Gli esiti della verifica sono sintetizzati in Tabella 8.20. In particolare, vengono riportati i valori della capacità di spostamento della struttura confrontati con la domanda di spostamento associata al sisma per gli SLV, SLD, SLO (sebbene nel caso in esame risultino di interesse solo i dati a SLV), nonché i valori del tempo di ritorno e di accelerazione al suolo di capacità della struttura, che permettono di valutare la vulnerabilità sismica dell’edificio. Vengono inoltre riassunti tutti i parametri del sistema equivalente ad 1 GDL, caratterizzato da un comportamento elastico-perfettamente plastico. Nello specifico, per il superamento della verifica allo SLV è richiesto il soddisfacimento di due condizioni:

- la domanda di spostamento della struttura (D_u) deve essere maggiore della capacità di spostamento associata al sisma (D_{max});
- il valore q^* del fattore di struttura del sistema equivalente deve essere inferiore a 3.

Questo secondo requisito è indicato nel DM08 (§7.8.1.6): “Per le costruzioni in muratura ordinaria in cui non sia applicato il criterio di gerarchia delle resistenze, nelle quali il rapporto tra taglio totale agente sulla base del sistema equivalente ad un grado di libertà calcolato dallo spettro di risposta elastico e il taglio alla base resistente del sistema equivalente ad un grado di libertà ottenuto dall’analisi non lineare eccede il valore 3, la verifica di sicurezza deve ritenersi non soddisfatta”.

Verifica SLV						
D_{max}	9,93	[cm]	>	D_u	4,90 [cm]	
q^*	3,47		>	3	$D_u/D_{max} = 0,49$	
La verifica NON è soddisfatta						
Verifica SLD						
D_{max}	4,07	[cm]	<=	D_d	4,90 [cm]	
La verifica è soddisfatta						
Verifica SLO						
D_{max}	3,18	[cm]	<=	D_d	4,90 [cm]	
La verifica è soddisfatta						
Vulnerabilità Sismica						
	TR C	TR D	GE TR	PGA C [m/s ²]	PGA D [m/s ²]	GE PGA
SLV	147	840	0,135	1,03	2,09	0,493
SLD	147	101	1,455	0,98	0,82	1,303
SLO	147	56	2,450	0,98	0,64	1,539

Tabella 8.20 – Dettaglio verifiche analisi 15 (sisma -X, 1° modo Eccentrico +).

Dalla Tabella 8.20 emerge come la struttura in esame non rispetti nessuna delle due condizioni

necessarie per il soddisfacimento della verifica, sia in termini di spostamento ($4.29 \text{ cm} < 9.93 \text{ cm}$), che in termini di fattore di struttura ($q^* = 3.47 > 3$).

Da ciò conseguono i valori che caratterizzano la vulnerabilità sismica:

- TR_C (tempo di ritorno di capacità) = 147 anni $<$ 949 anni = TR_D (tempo di ritorno di domanda)
- PGA_C (accelerazione di capacità) = $1.03 \text{ m/s}^2 <$ $2.09 \text{ m/s}^2 = PGA_D$ (accelerazione di domanda)
- $\alpha_{TR} = TR_C / TR_D = 0.155 <$ 1
- $\alpha_{PGA} = PGA_C / PGA_D = 0.493 <$ 1

Nella parte destra della Tabella 8.20 sono infine riepilogati alcuni parametri dell'analisi, di cui si illustra brevemente il significato:

- T^* = periodo di vibrazione del sistema equivalente
- m^* = massa del sistema equivalente
- W = peso complessivo dell'edificio
- Γ = coefficiente di partecipazione
- F^*y = forza di snervamento del sistema equivalente
- d^*y = spostamento elastico del sistema equivalente
- d^*u = spostamento richiesto del sistema equivalente
- Du = spostamento richiesto del sistema reale M-GDL ($d^*u * \Gamma$).

E' opportuno ricordare come il programma *3Muri* effettui l'analisi di pushover eseguendo un controllo misto forza – spostamento. In pratica viene imposto uno spostamento Δ al nodo di controllo e viene calcolata la forza necessaria a generare questo spostamento. A questo punto viene incrementato nuovamente lo spostamento di un altro Δ e viene ricalcolata la forza. Man mano che si incrementa lo spostamento e viene ricalcolata la forza, alcuni elementi si rompono; di conseguenza, una volta raggiunto il valore di picco (taglio massimo alla base) nella curva taglio alla base - spostamento, la forza che serve a generare lo spostamento Δ sarà via via minore. Lo spostamento ultimo sarà quello corrispondente alla perdita di resistenza, pari al 20% del taglio massimo alla base.

Per quanto riguarda la scelta del nodo di controllo al quale applicare le distribuzioni di forze previste dalla Normativa, il programma *3Muri* prevede di considerare un nodo posto all'ultimo piano; per l'edificio in esame si è tuttavia scelto di utilizzare un nodo in corrispondenza del solaio di copertura del quarto piano, dal momento che il quinto piano è principalmente adibito a terrazza, con un limitato numero di vani in muratura portante ubicati in corrispondenza del perimetro esterno del fabbricato. Per quanto riguarda la posizione in pianta del punto di controllo, il software utilizzato permette di rendere i risultati dell'analisi meno dipendenti dalla scelta effettuata tramite l'opzione “*spostamenti medi pesati*”; quest'ultima, infatti, permette di tracciare la curva di capacità in base allo spostamento medio pesato (sulle masse) di tutti i nodi del livello a cui appartiene il nodo di controllo stesso. Nel caso di impalcato infinitamente rigido, tale spostamento equivarrebbe allo spostamento del baricentro di piano.

I risultati dell'analisi pushover sono stati restituiti anche in forma tabulare (Tabella 8.21), esplicitando i valori del taglio alla base e degli spostamenti del nodo di controllo per i diversi passi di carico che hanno caratterizzato l'analisi 15. Sono stati evidenziati il passo 27 (in verde), il passo 37 (in giallo) ed il passo 45 (in rosso), ai quali sono associate le immagini del progressivo danneggiamento di alcune pareti significative che verranno riportate nelle Figure 10.15 – 10.26. In arancione è stato inoltre evidenziato il valore del massimo taglio alla base raggiunto durante l'analisi, corrispondente al passo di carico 45.

Nelle Figura 8.14 – Stato di danneggiamento della parete 18 al passo 1 dell'analisi pushover considerata. – Figura 8.25 sono riportati i prospetti di alcune pareti dell'edificio soggette all'azione

sismica in direzione $-X$, 1° Modo, eccentricità positiva, per i tre passi di carico sopra menzionati e per il passo 1 d'inizio analisi, evidenziando il progressivo stato di danneggiamento dei maschi murari, delle fasce di piano e degli elementi in c.a. Nello specifico, sono state scelte la parete 18, che per una parte molto limitata affaccia sul cortile posteriore e in parte risulta interna all'edificio (estendendosi ortogonalmente alle due ali su via Mazzini e via Baccarini), la parete interna 25, su cui insiste il pianerottolo di sbarco dello scalone principale, nonché la parete esterna 28, prospiciente a Piazza dei Caduti per la Libertà.

In ogni immagine è stata inserita una legenda, in cui ad ogni colore e per ogni materiale è associato il tipo di danno a cui è soggetto l'elemento.

Passo	Spostamento (cm)	Taglio (daN)
1	0,00	0
2	0,12	28.166
3	0,24	51.518
4	0,35	72.457
5	0,47	93.184
6	0,58	112.637
7	0,70	133.742
8	0,82	153.999
9	0,93	173.865
10	1,05	193.150
11	1,16	211.297
12	1,28	229.962
13	1,39	247.385
14	1,50	263.911
15	1,61	280.135
16	1,72	295.942
17	1,83	311.203
18	1,94	325.784
19	2,05	340.005
20	2,15	353.685
21	2,26	367.031
22	2,37	380.023
23	2,47	392.356

Passo	Spostamento (cm)	Taglio (daN)
24	2,58	403.877
25	2,68	414.805
26	2,79	424.945
27	2,91	434.469
28	3,02	442.955
29	3,13	441.864
30	3,24	450.226
31	3,36	456.808
32	3,47	462.248
33	3,58	466.835
34	3,69	463.859
35	3,81	469.598
36	3,91	465.749
37	4,03	474.770
38	4,13	476.561
39	4,24	476.263
40	4,35	478.694
41	4,46	481.423
42	4,57	483.297
43	4,68	486.877
44	4,79	489.424
45	4,90	490.797

Tabella 8.21 – Valori di taglio alla base e spostamento del punto di controllo nell'analisi 15 (sisma $-X$, 1° modo Eccentrico +).

Per la parete 18, si è riscontrata la rottura a taglio delle fasce di piano a livello del primo orizzontamento fin dalle prime fasi dell'analisi, mentre agli altri livelli esse rimangono per la maggior parte integre fino al raggiungimento dell'ultimo passo di carico. Per quanto riguarda i maschi murari, quelli caratterizzati da elevati valori del rapporto altezza/lunghezza (come ad esempio in corrispondenza dei bagni) hanno evidenziato meccanismi di crisi per pressoflessione, mentre gli altri hanno presentato dei meccanismi di rottura in parte riconducibili al taglio e in parte alla pressoflessione, in funzione del loro spessore e della loro posizione nell'allineamento considerato.

Per la parete interna 25, si può notare come i primi elementi ad andare in crisi siano le travi in c.a. poste in corrispondenza dei corridoi di piano, che collegano i pilastri in c.a. interni al fabbricato con le murature portanti. Per quanto riguarda i maschi murari, le prime fasi dell'analisi sono caratterizzate dalla comparsa di alcune crisi localizzate per pressoflessione; dall'inizio del tratto lineare della curva equivalente in poi, si sviluppano invece pressoché esclusivamente delle rotture associate a meccanismi di taglio, favorite anche dal ridotto spessore delle murature di questo allineamento, che diventano prevalenti nella parte terminale dell'analisi.

Per quanto riguarda infine la parete esterna 28, si può notare come, al crescere del taglio alla base, si inneschino meccanismi di plasticizzazione per pressoflessione negli elementi in c.a. che costituiscono il porticato del piano terra, accompagnati dai classici meccanismi di plasticizzazione e rottura per taglio delle fasce di piano, nonché dalla progressiva plasticizzazione e rottura per pressoflessione dei maschi murari e dei pilastri in muratura di facciata.

Analisi 15 - parete 18 - passo 1 (sisma - X, 1° modo Eccentrico +)

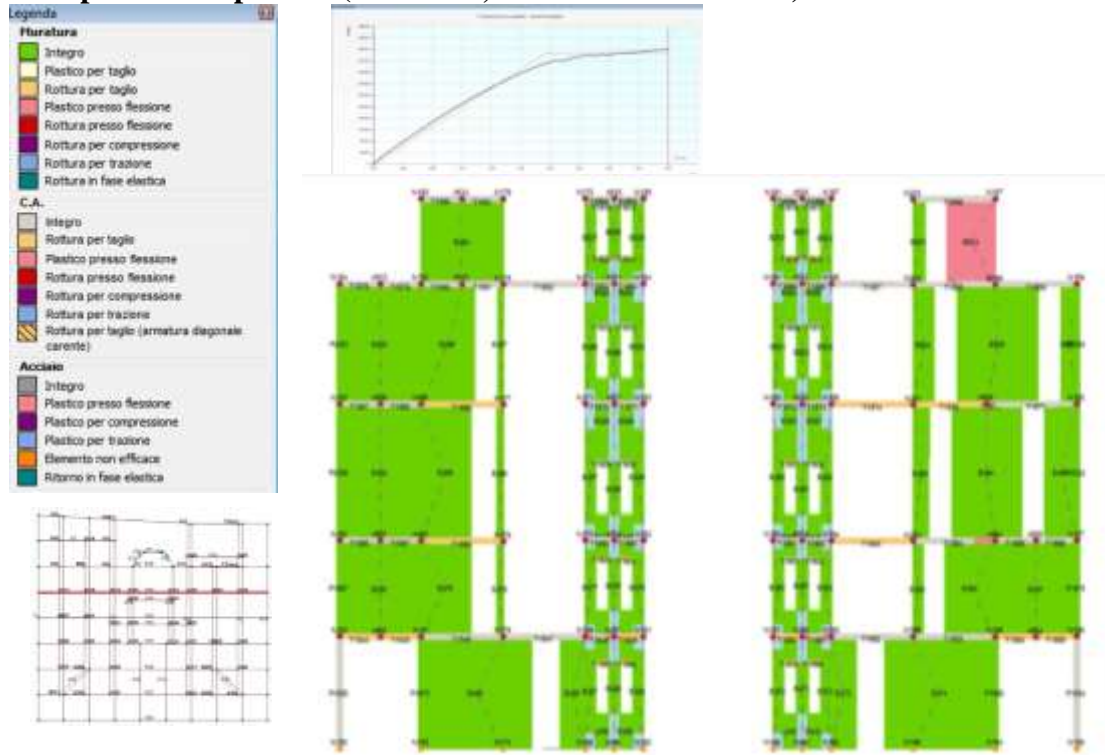


Figura 8.14 – Stato di danneggiamento della parete 18 al passo 1 dell’analisi pushover considerata.

Analisi 15 - parete 18 - passo 27 (sisma - X, 1° modo Eccentrico +)

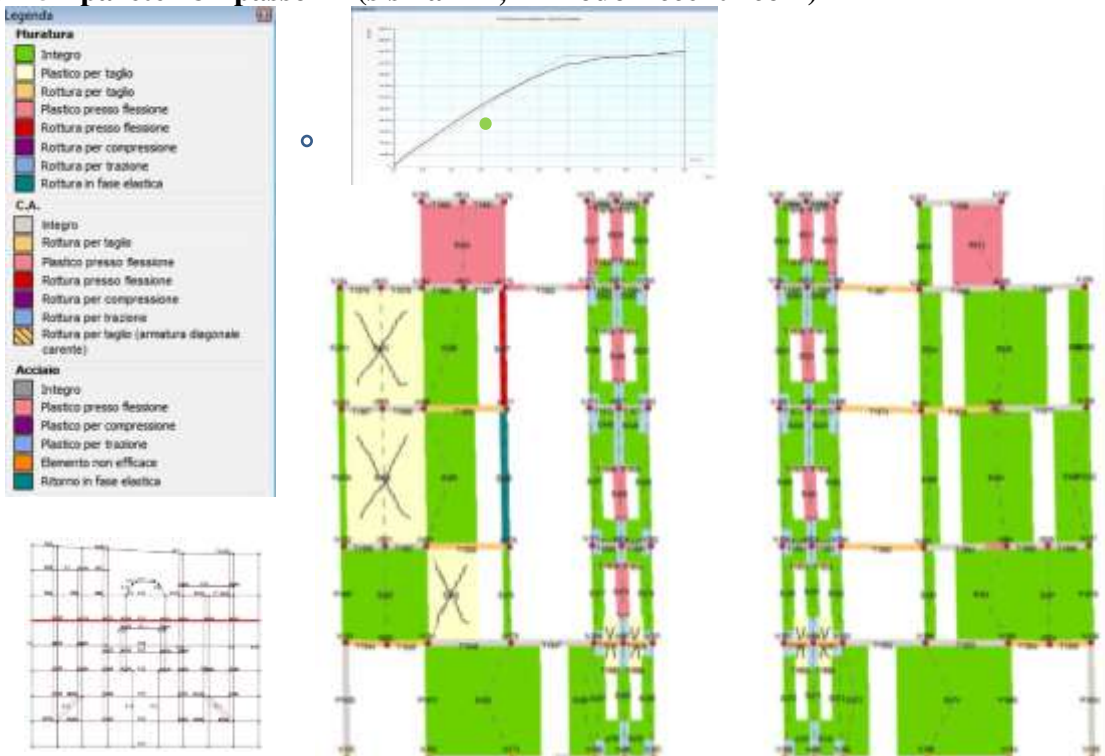


Figura 8.15 – Stato di danneggiamento della parete 18 al passo 27 dell’analisi pushover considerata.

Analisi 15 - parete 18 - passo 37 (sisma - X, 1° modo Eccentrico +)

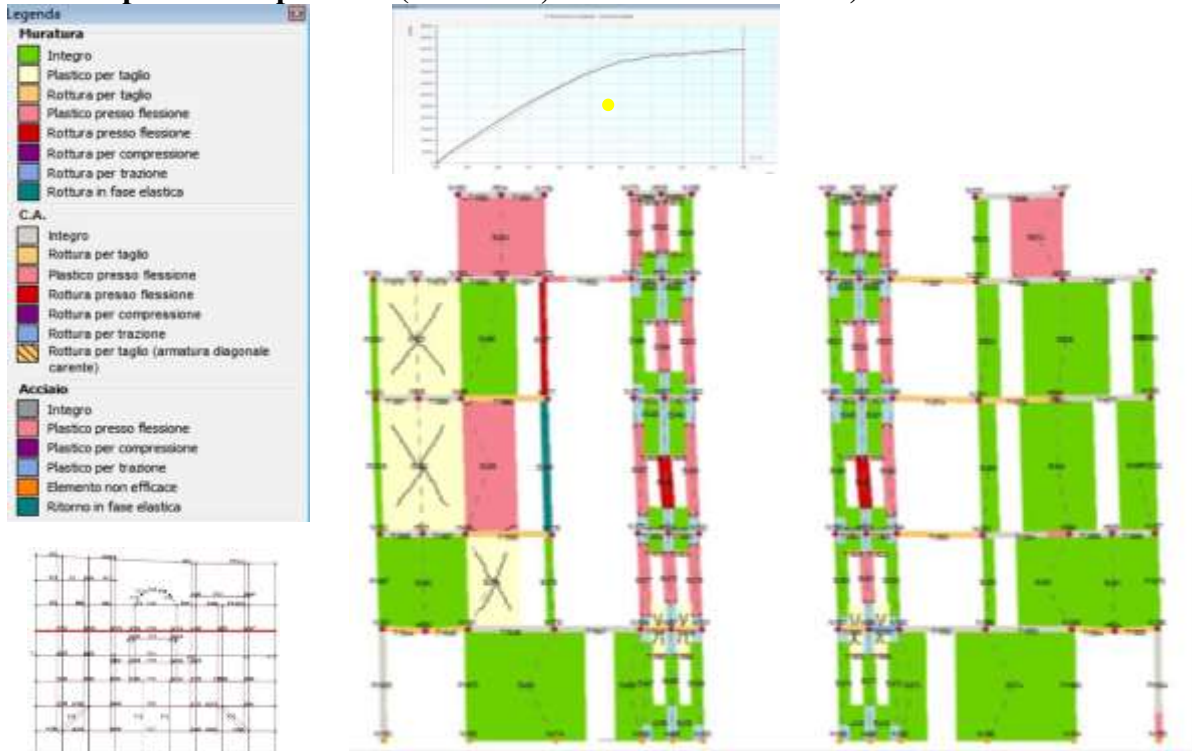


Figura 8.16 – Stato di danneggiamento della parete 18 al passo 37 dell'analisi pushover considerata.

Analisi 15 - parete 18 - passo 45 (sisma - X, 1° modo Eccentrico +)

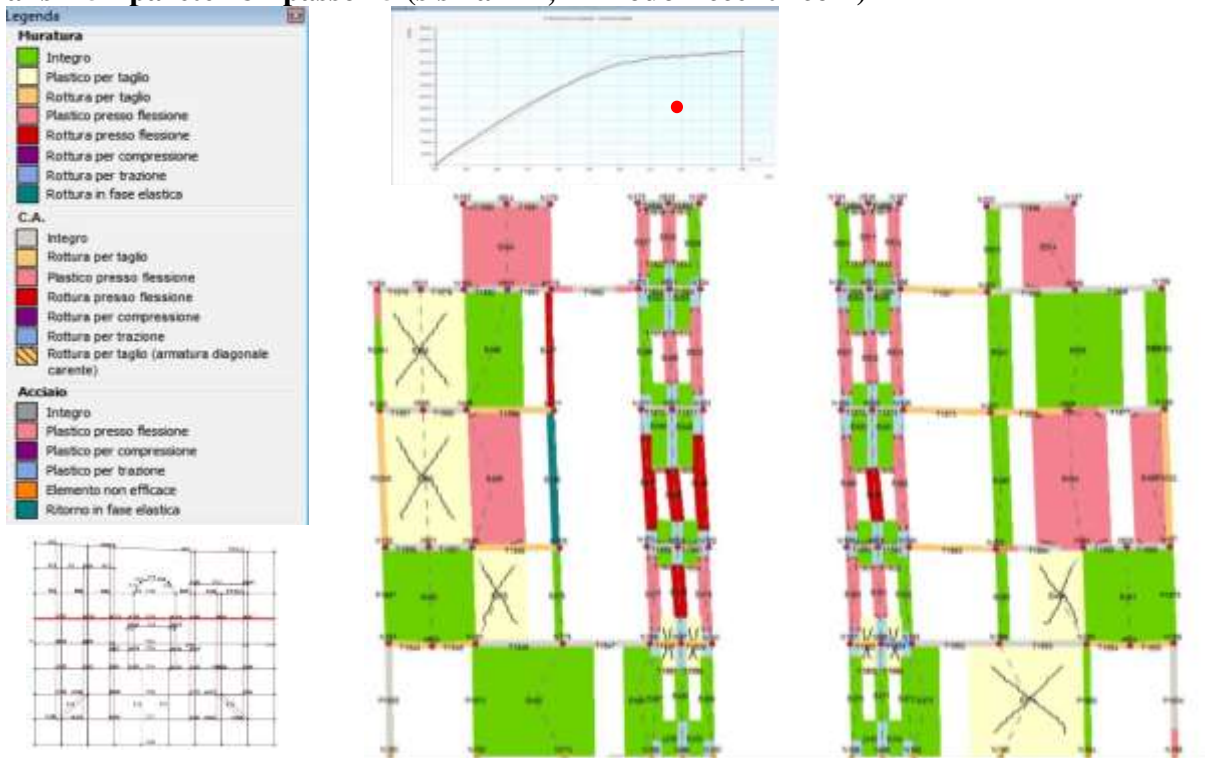


Figura 8.17 – Stato di danneggiamento della parete 18 al passo 45 dell'analisi pushover considerata.

Analisi 15 - parete 25 - passo 1 (sisma - X, 1° modo Eccentrico +)

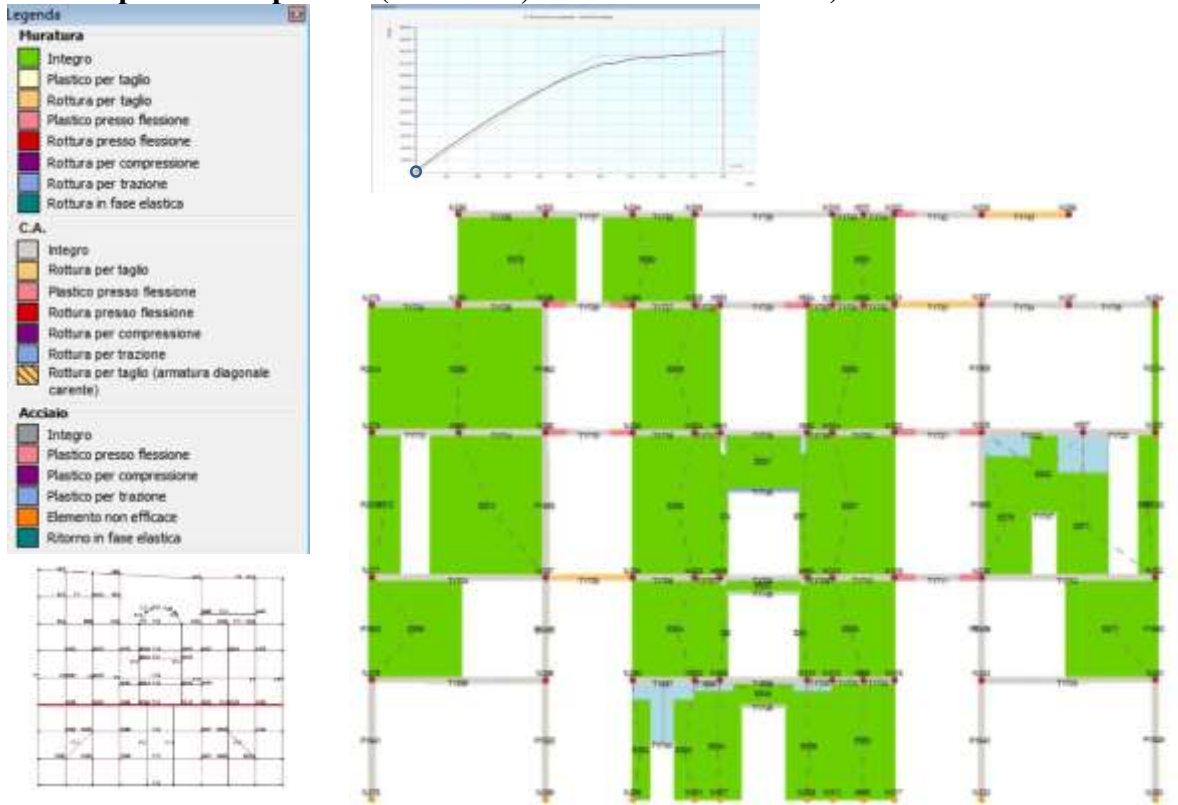


Figura 8.18 – Stato di danneggiamento della parete 25 al passo 1 dell’analisi pushover considerata.

Analisi 15 - parete 25 - passo 27 (sisma - X, 1° modo Eccentrico +)

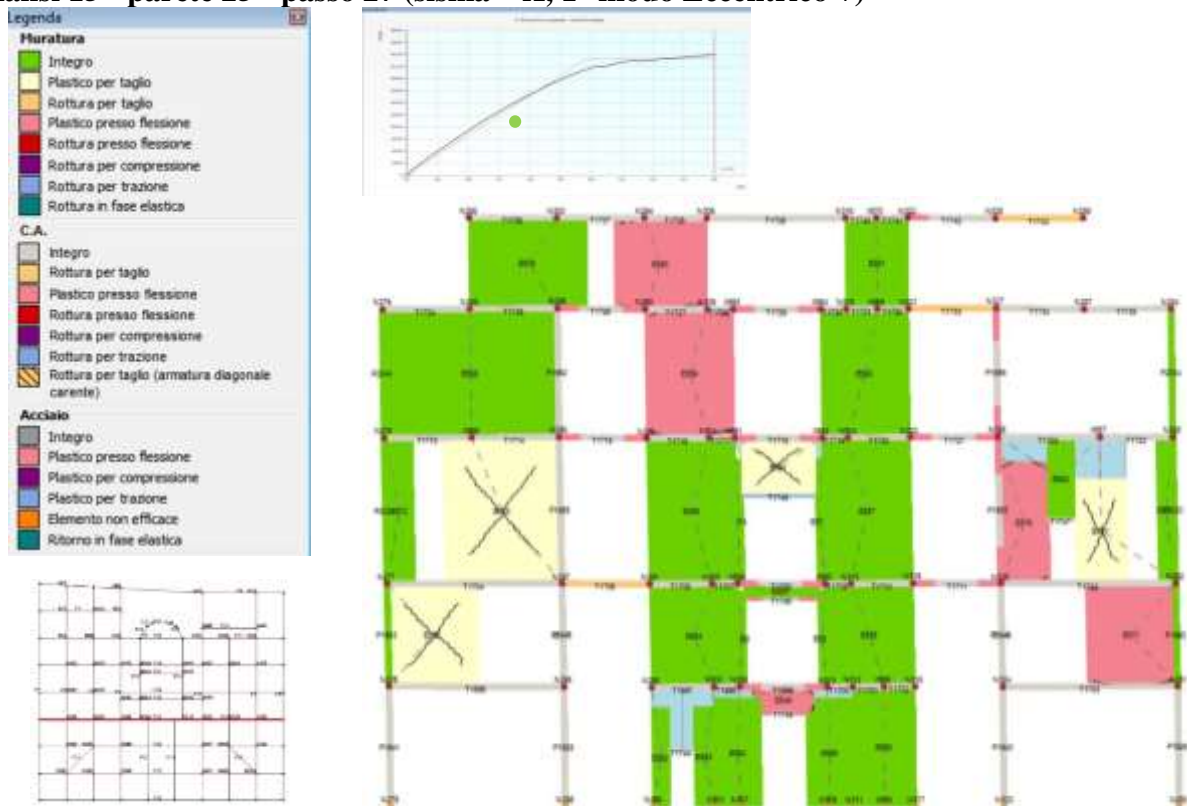


Figura 8.19 – Stato di danneggiamento della parete 25 al passo 27 dell’analisi pushover considerata.

Analisi 15 - parete 25 - passo 37 (sisma - X, 1° modo Eccentrico +)

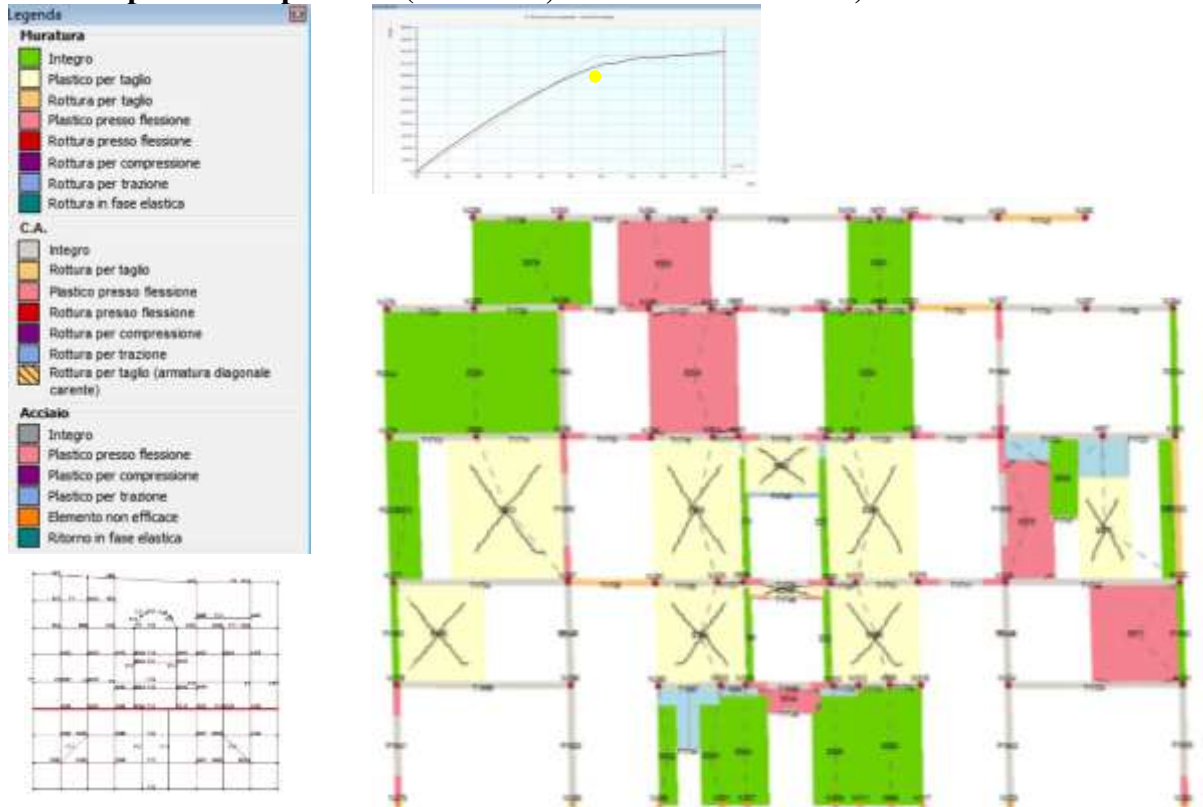


Figura 8.20 – Stato di danneggiamento della parete 25 al passo 37 dell’analisi pushover considerata.

Analisi 15 - parete 25 - passo 45 (sisma - X, 1° modo Eccentrico +)

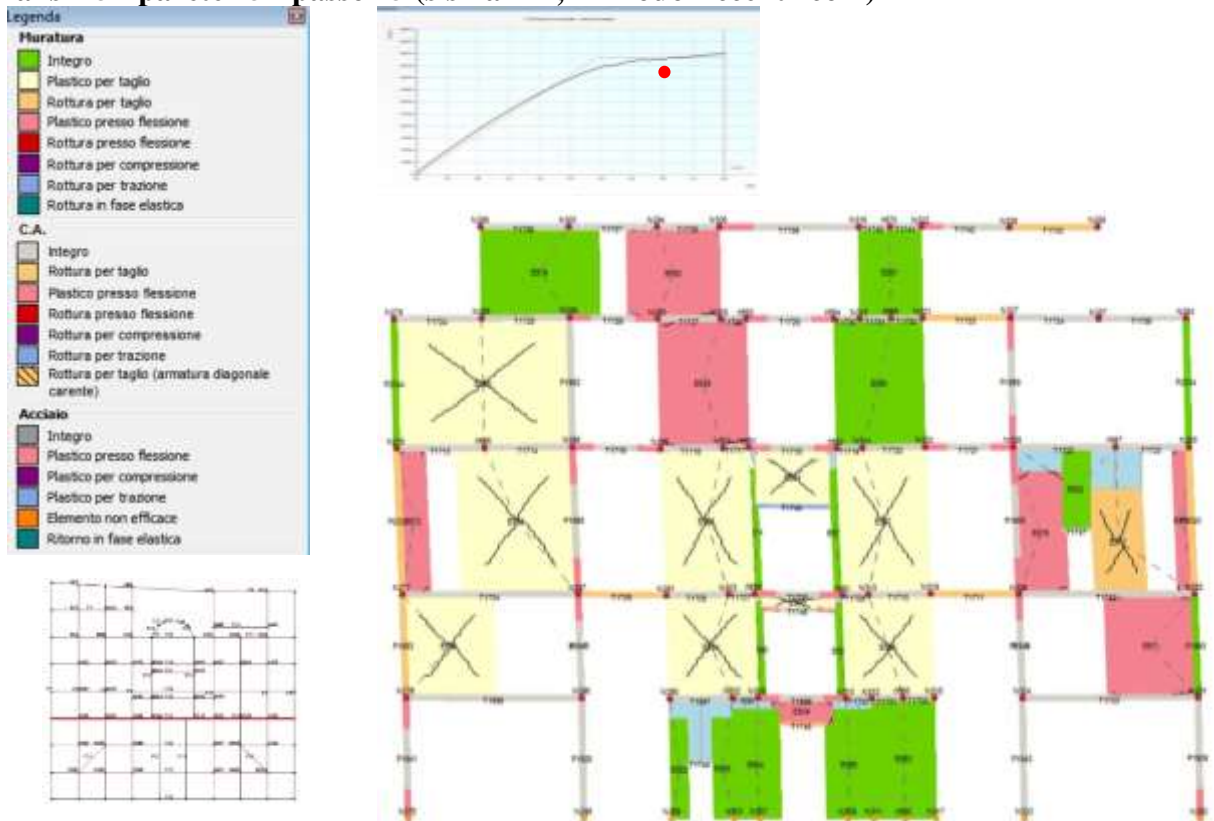


Figura 8.21 – Stato di danneggiamento della parete 25 al passo 45 dell’analisi pushover considerata.

Analisi 15 - parete 28 - passo 1 (sisma – X, 1° modo Eccentrico +)

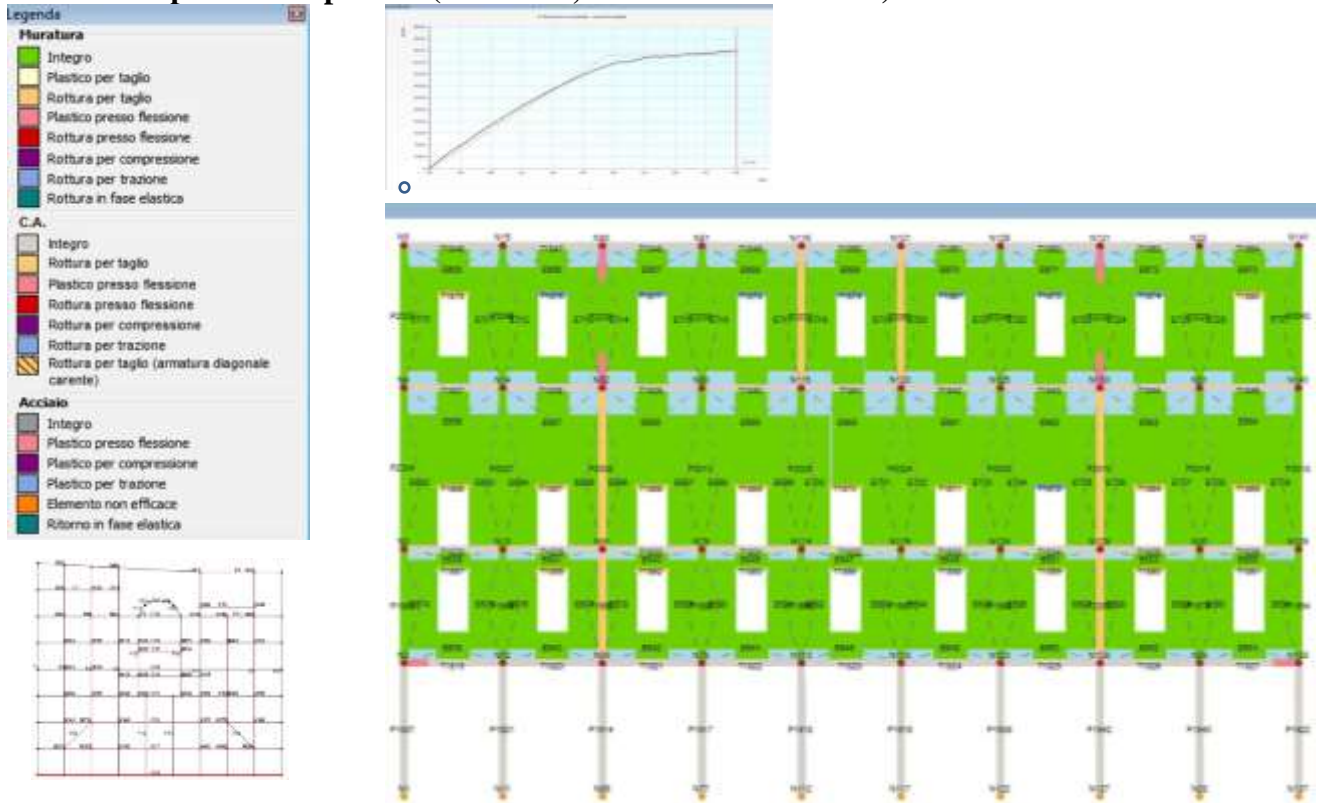


Figura 8.22 – Stato di danneggiamento della parete 28 al passo 1 dell’analisi pushover considerata.

Analisi 15 - parete 28 - passo 27 (sisma – X, 1° modo Eccentrico +)

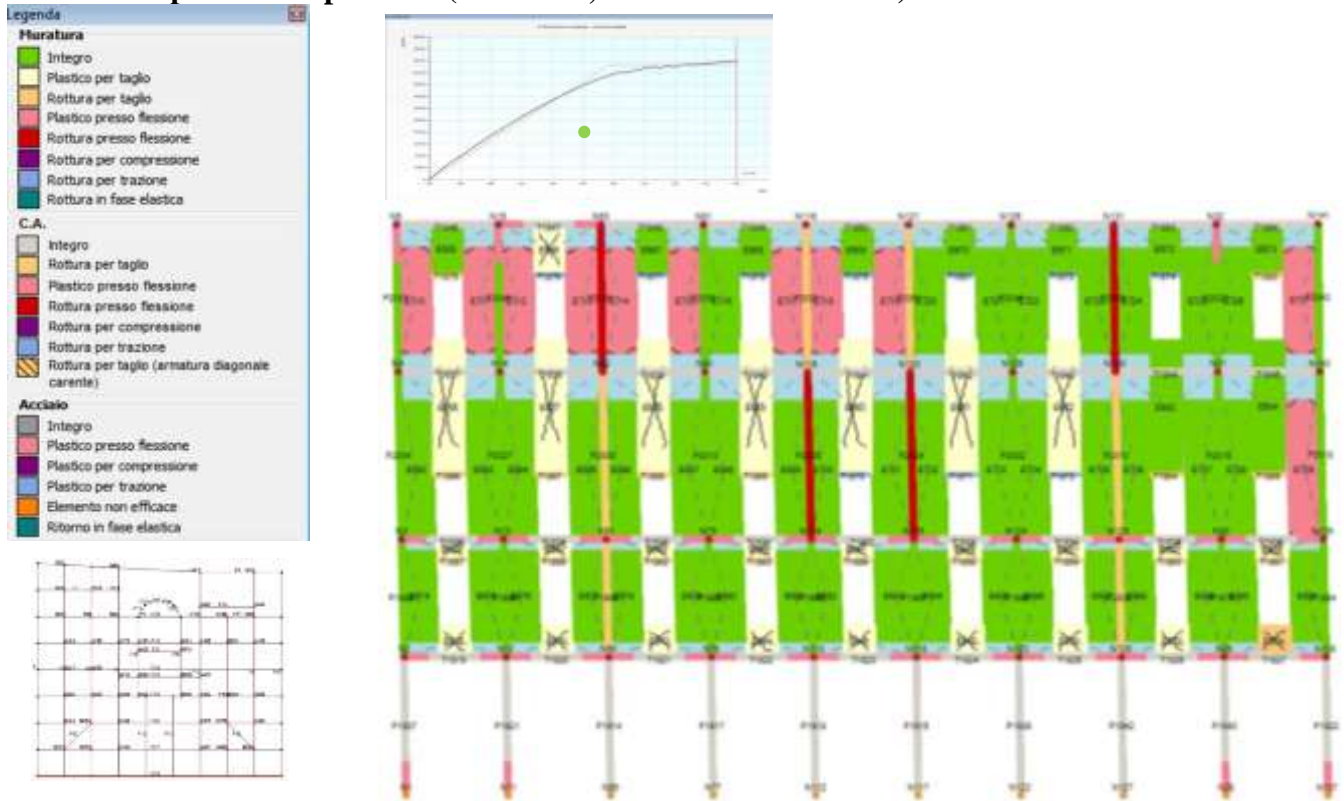


Figura 8.23 – Stato di danneggiamento della parete 28 al passo 27 dell’analisi pushover considerata.

Analisi 15 - parete 28 - passo 37 (sisma – X, 1° modo Eccentrico +)

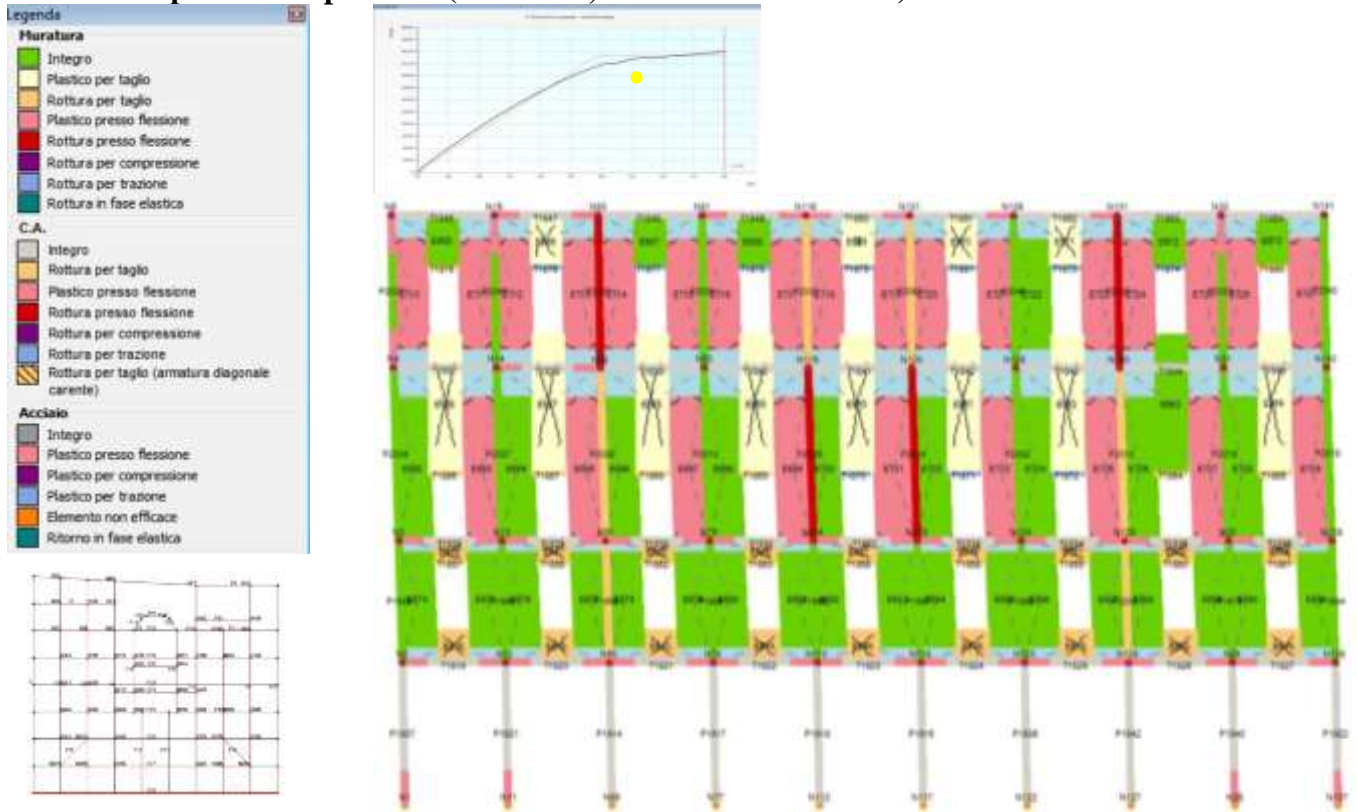


Figura 8.24 – Stato di danneggiamento della parete 28 al passo 37 dell’analisi pushover considerata.

Analisi 15 - parete 28 - passo 45 (sisma – X, 1° modo Eccentrico +)

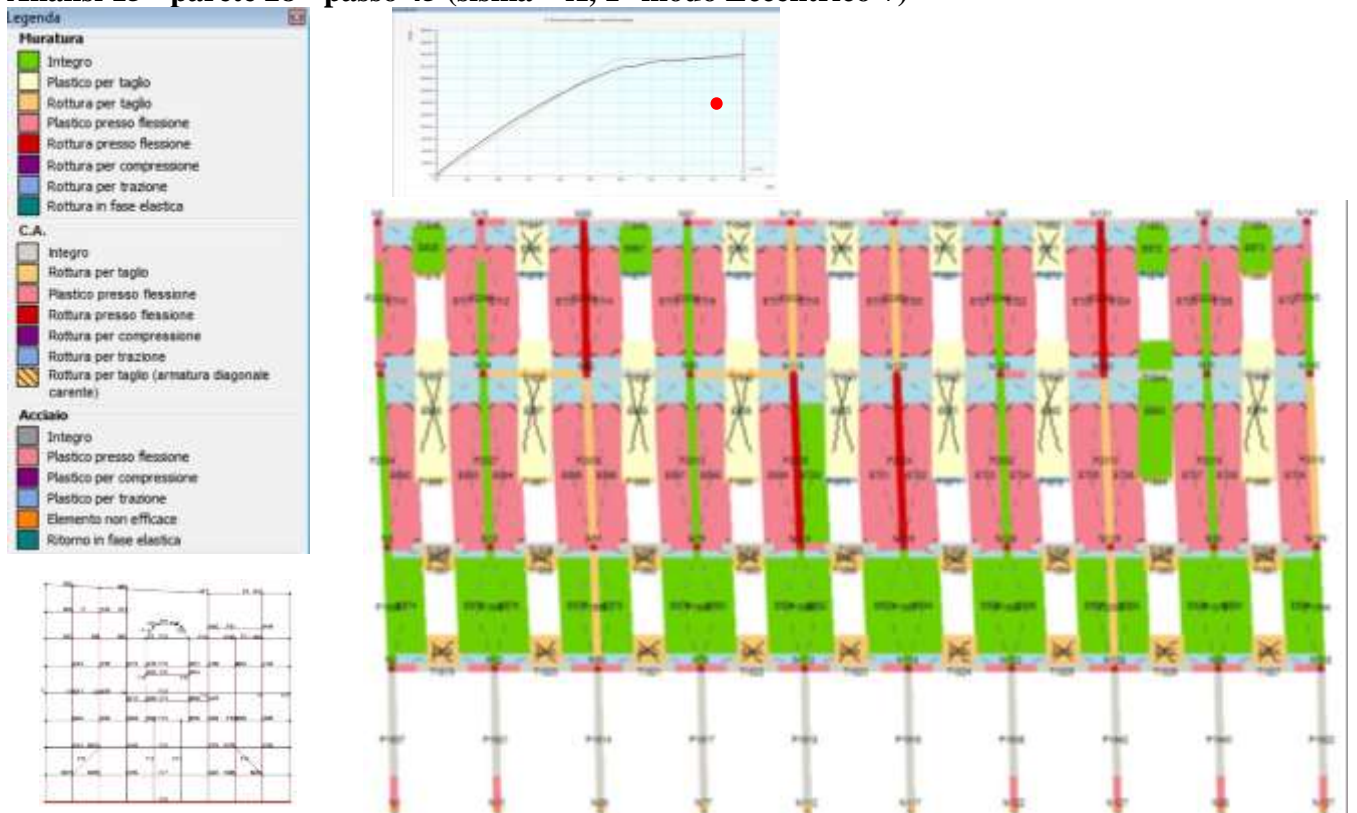


Figura 8.25 – Stato di danneggiamento della parete 28 al passo 45 dell’analisi pushover considerata.

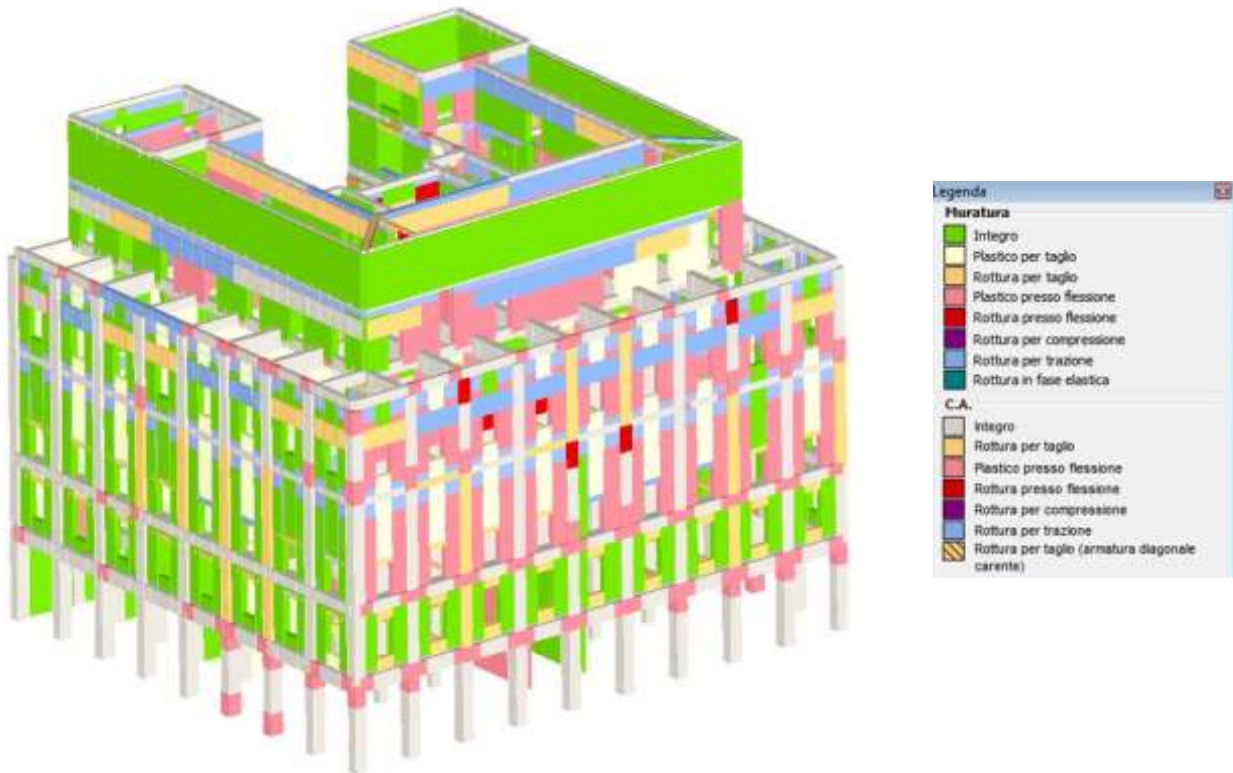


Figura 8.26 – Vista 3D dello stato di danneggiamento per l’analisi 15 (fronte del fabbricato, su Piazza dei Caduti per la Libertà)

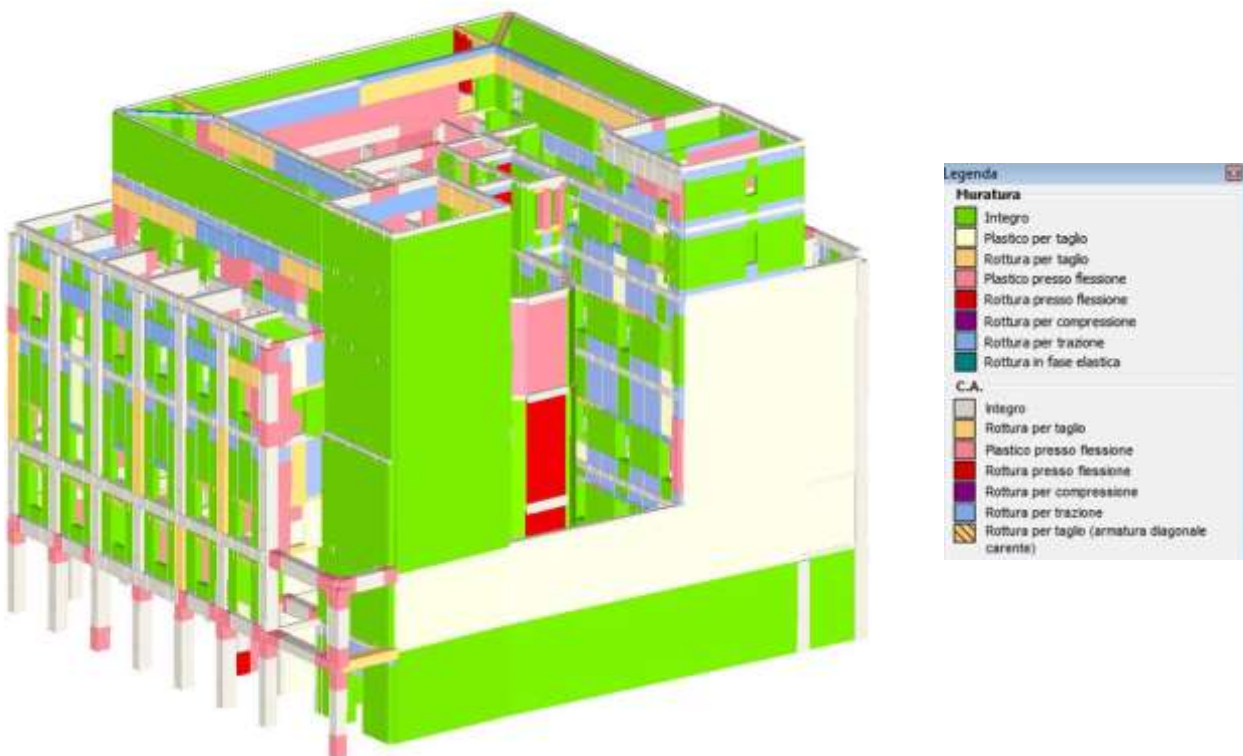


Figura 8.27 – Vista 3D dello stato di danneggiamento per l’analisi 15 (retro del fabbricato)

Analisi 18 (sisma + Y, masse, Eccentrico -): curva pushover e dettaglio verifiche

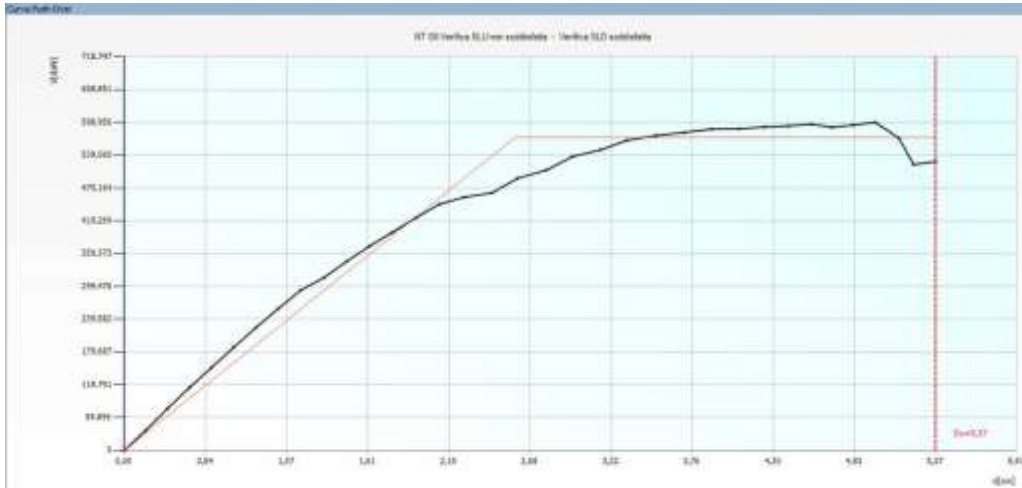


Figura 8.28 – Curva di pushover, analisi 18 (sisma +Y, masse, Eccentrico -)

Gli esiti della verifica sono sintetizzati in Tabella 8.1 Tabella 8.22. Per il significato dei simboli e i criteri di soddisfacimento delle verifiche si rimanda a quanto già spiegato per la curva di pushover relativa al sisma in X.

Verifica	Dmax [cm]	Operatore	Du [cm]	q*	Stato
Verifica SLV	8,73	>	5,37	3,37	La verifica NON è soddisfatta
Verifica SLD	3,58	<=	4,97		La verifica è soddisfatta
Verifica SLD	2,80	<=	4,97		La verifica è soddisfatta

Verifica	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	235	949	0,248	1,29	2,09	0,615
SLD	197	303	1,992	1,13	1,82	1,283
SLD	197	60	3,283	1,13	0,64	1,76

Tabella 8.22 – Dettaglio verifiche analisi 18 (sisma +Y, masse, Eccentrico -).

Dalla Tabella 8.22 emerge come anche per la direzione Y la struttura non soddisfi le condizioni di verifica, né in termini di spostamento ($5,37 \text{ cm} < 8,73 \text{ cm}$), né in termini di fattore di struttura ($q^* = 3,37 > 3$).

Da ciò conseguono i valori che caratterizzano la vulnerabilità sismica:

- TR_C (tempo di ritorno di capacità) = 235 anni < 949 anni = TR_D (tempo di ritorno di domanda)
- PGA_C (accelerazione di capacità) = $1,29 \text{ m/s}^2 < 2,09 \text{ m/s}^2 = PGA_D$ (accelerazione di domanda)
- $\alpha_{TR} = TR_C / TR_D = 0,248 < 1$
- $\alpha_{PGA} = PGA_C / PGA_D = 0,615 < 1$

I risultati dell'analisi pushover sono stati restituiti anche in forma tabulare (Tabella 8.23), esplicitando i valori del taglio alla base e degli spostamenti del nodo di controllo per i diversi passi di carico che hanno caratterizzato l'analisi 19. Sono stati evidenziati il passo 18 (in verde), il passo 27 (in giallo) ed il passo 35 (in rosso), ai quali sono associate le immagini del progressivo danneggiamento di alcune pareti significative che verranno riportate nelle Figura 8.29-Figura 8.40. In arancione è stato inoltre evidenziato il valore del massimo taglio alla base raggiunto durante

l'analisi, corrispondente al passo di carico 32.

Passo	Spostamento (cm)	Taglio (daN)
1	0,00	0
2	0,14	36.046
3	0,29	76.527
4	0,43	115.003
5	0,58	151.166
6	0,72	187.797
7	0,87	223.962
8	1,02	258.866
9	1,17	292.709
10	1,32	315.259
11	1,47	345.152
12	1,62	372.984
13	1,77	398.160
14	1,93	424.579
15	2,08	449.374
16	2,25	462.243
17	2,43	470.252
18	2,60	496.869

Passo	Spostamento (cm)	Taglio (daN)
19	2,79	511.976
20	2,97	536.474
21	3,15	548.770
22	3,33	566.179
23	3,52	574.894
24	3,71	580.507
25	3,88	586.613
26	4,07	587.150
27	4,24	590.555
28	4,39	592.553
29	4,55	595.824
30	4,68	590.148
31	4,82	594.045
32	4,97	598.956
33	5,13	570.342
34	5,22	522.011
35	5,37	527.342

Tabella 8.23 – Valori di taglio alla base e spostamento del punto di controllo nell'analisi 18 (sisma +Y, masse, Eccentrico -).

Nelle Figura 8.29 – Figura 8.40 sono stati riportati i prospetti di alcune pareti dell'edificio soggette all'azione sismica in direzione +Y, masse, eccentricità negativa, per i tre passi di carico sopra menzionati e per il passo 1 d'inizio analisi, evidenziando il progressivo stato di danneggiamento dei maschi murari, delle fasce di piano e degli elementi in c.a. In questo caso sono state scelte la parete esterna 1 che affaccia su Via Mazzini, e le pareti 8 e 14, che risultano in parte interne al fabbricato ed in parte affacciano sul cortile interno. In ogni immagine è stata inserita una legenda, in cui ad ogni colore e ad ogni materiale è associato il tipo di danno a cui è soggetto l'elemento.

Per la parete 1 si può notare un comportamento analogo a quanto riscontrato nell'analisi 15 per la parete perimetrale 28.

Analisi 18 - parete 1 - passo 1 (sisma + Y, masse, Eccentrico -)

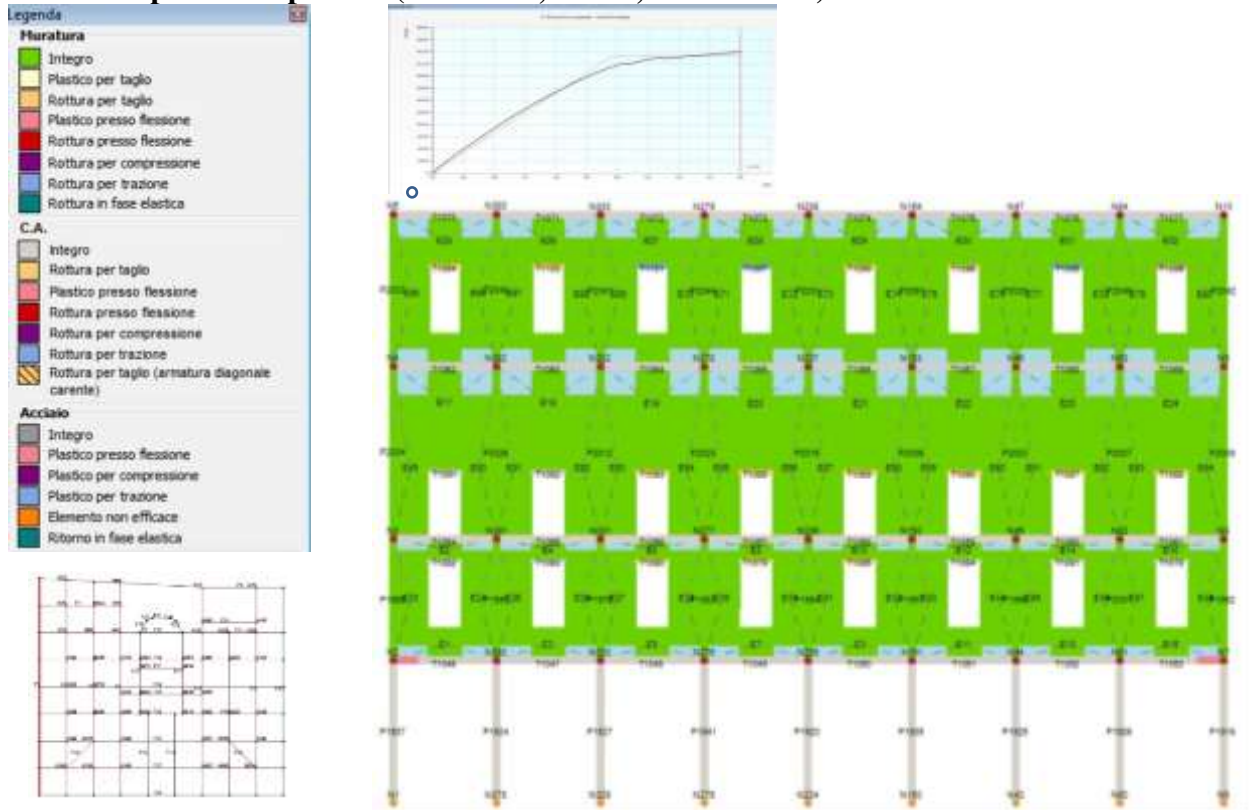


Figura 8.29 – Stato di danneggiamento della parete 1 al passo 1 dell’analisi pushover considerata.

Analisi 18 - parete 1 - passo 18 (sisma - X, masse, Eccentrico -)

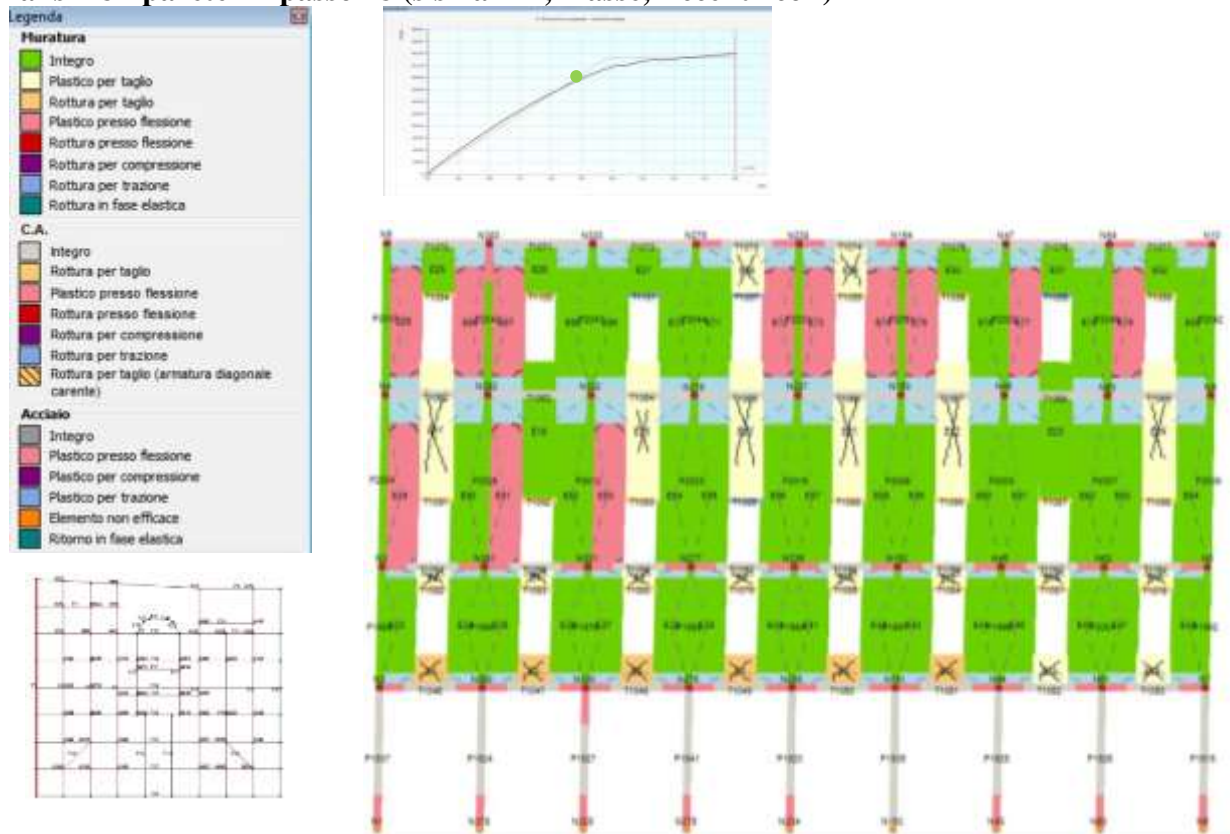


Figura 8.30 – Stato di danneggiamento della parete 1 al passo 18 dell’analisi pushover considerata.

Analisi 18 - parete 1 - passo 27 (sisma – X, masse, Eccentrico -)

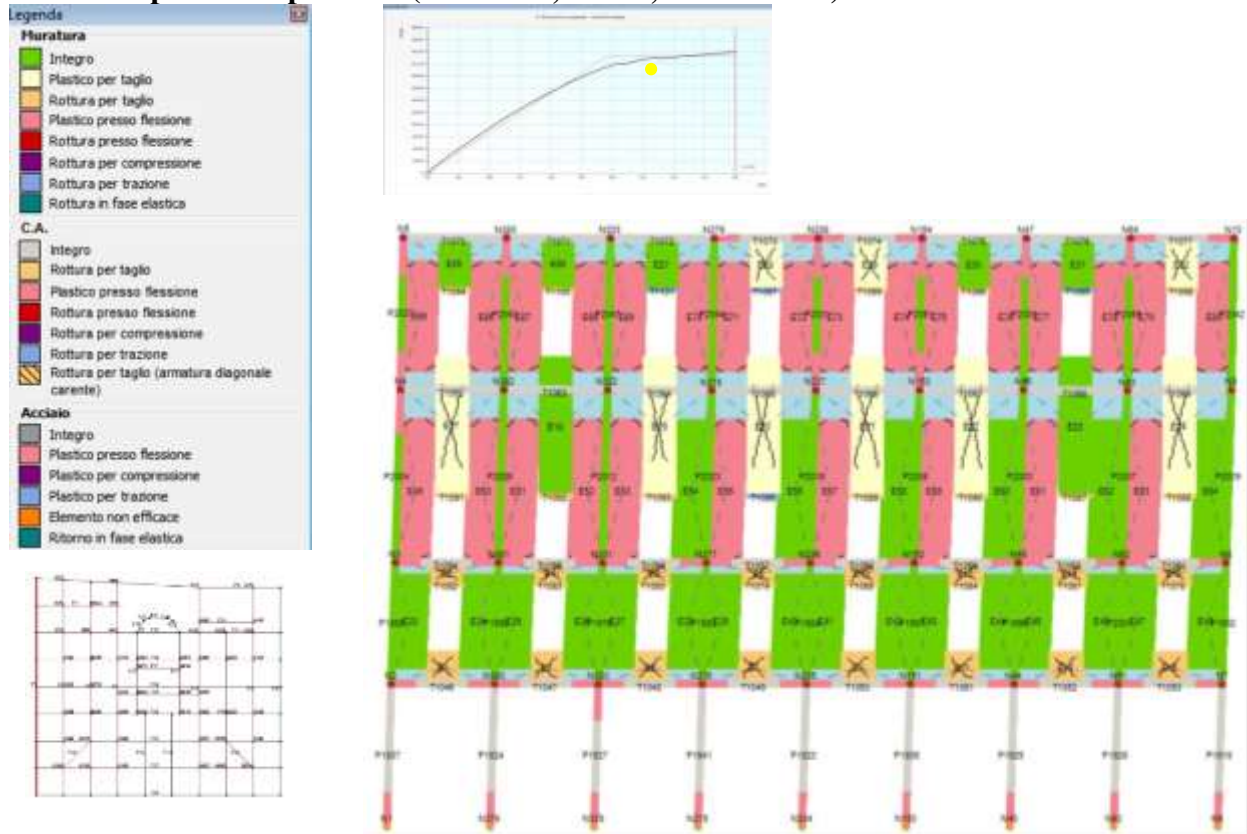


Figura 8.31 – Stato di danneggiamento della parete 1 al passo 27 dell’analisi pushover considerata.

Analisi 18 - parete 1 - passo 35 (sisma – X, masse, Eccentrico -)

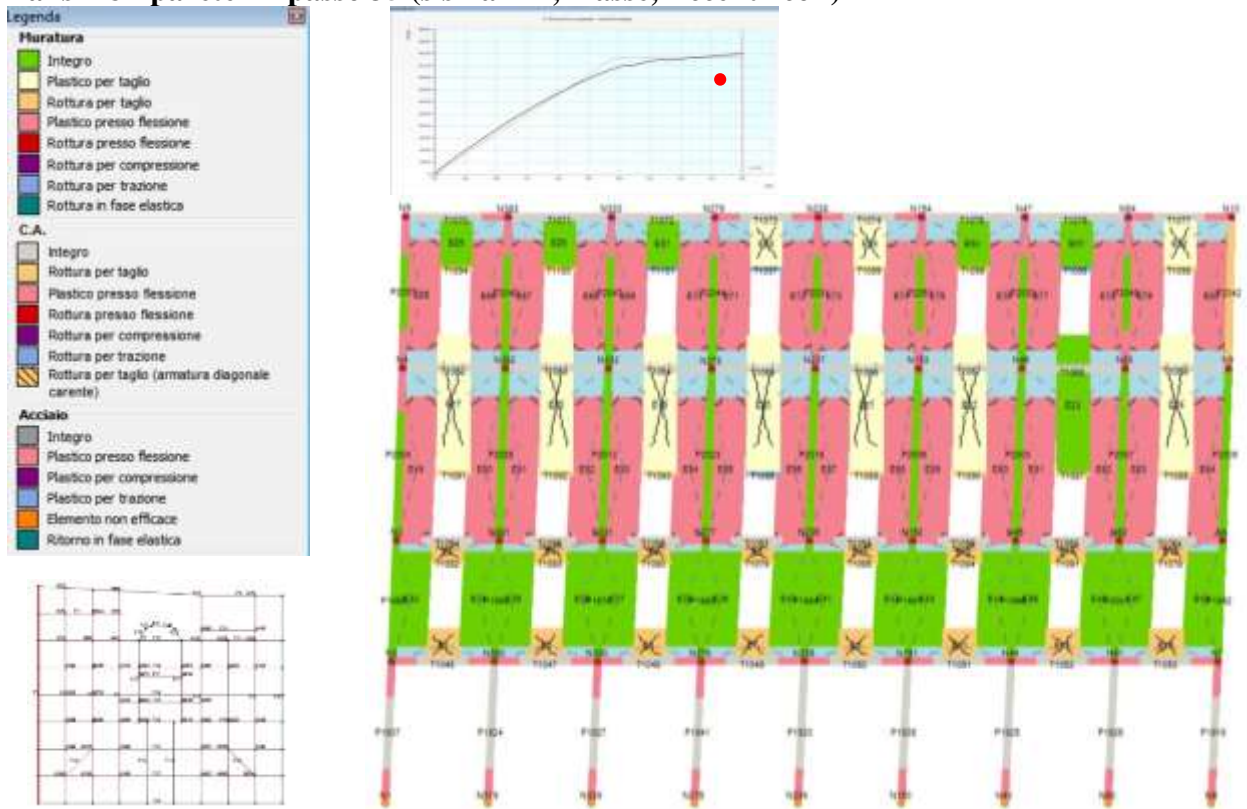


Figura 8.32 – Stato di danneggiamento della parete 1 al passo 35 dell’analisi pushover considerata.

Analisi 18 - parete 8 - passo 1 (sisma + Y, masse, Eccentrico -)

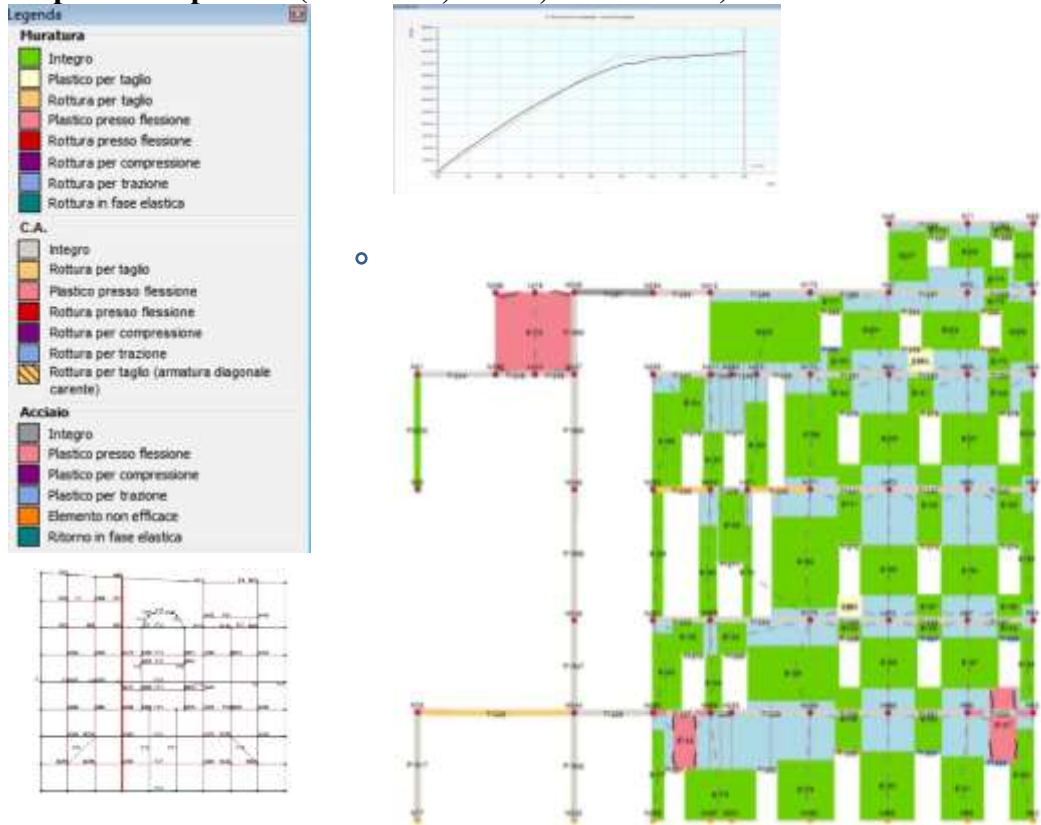


Figura 8.33 – Stato di danneggiamento della parete 8 al passo 1 dell’analisi pushover considerata.

Analisi 18 - parete 8 - passo 18 (sisma + Y, masse, Eccentrico -)

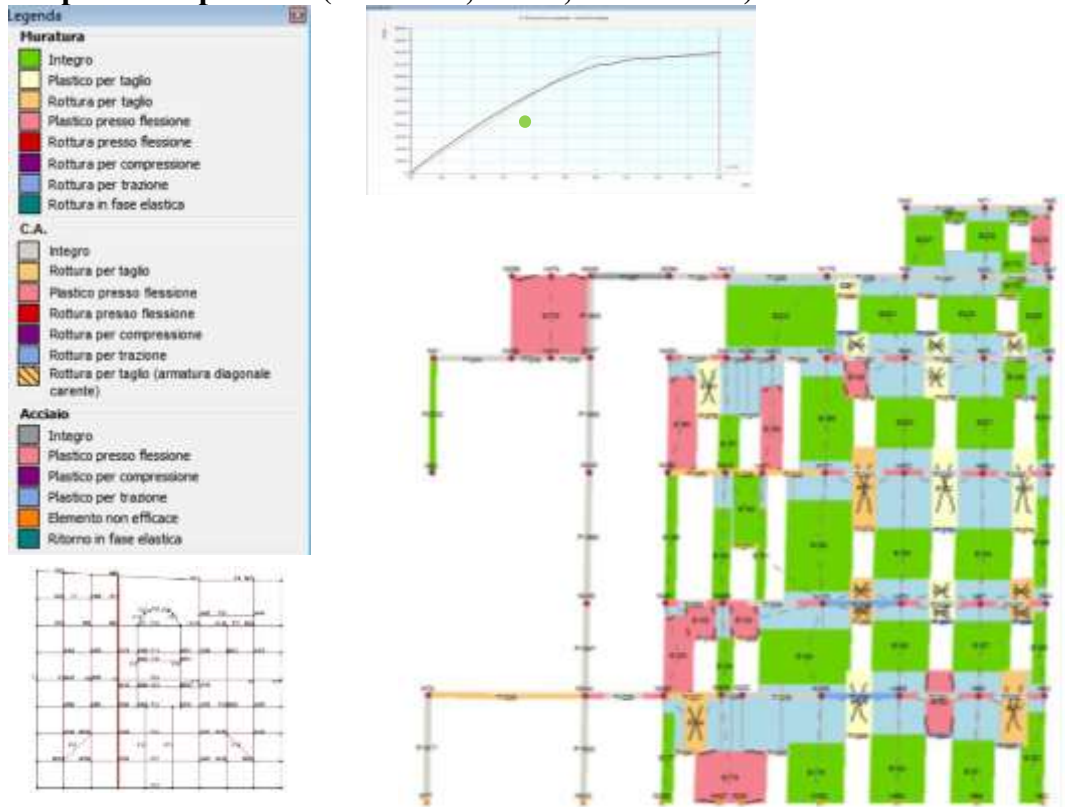


Figura 8.34 – Stato di danneggiamento della parete 8 al passo 18 dell’analisi pushover considerata.

Analisi 18 - parete 8 - passo 27 (sisma + Y, masse, Eccentrico -)

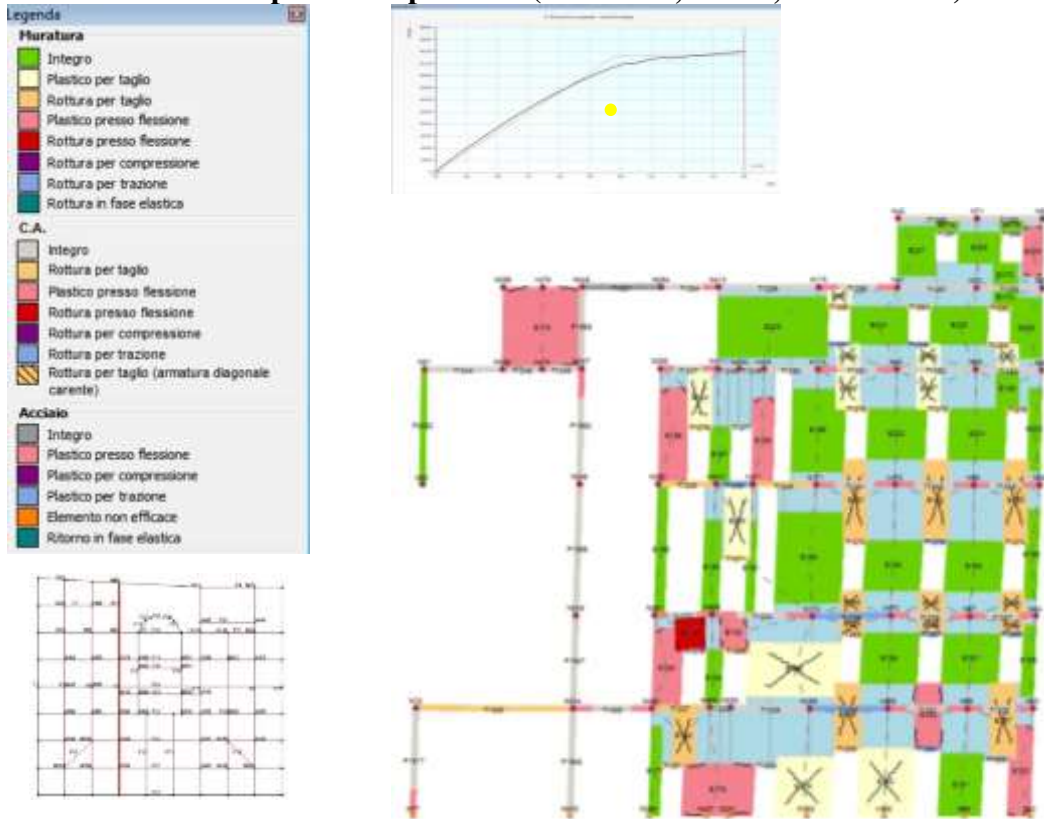


Figura 8.35 – Stato di danneggiamento della parete 8 al passo 27 dell’analisi pushover considerata.

Analisi 18 - parete 8 - passo 35 (sisma + Y, masse, Eccentrico -)

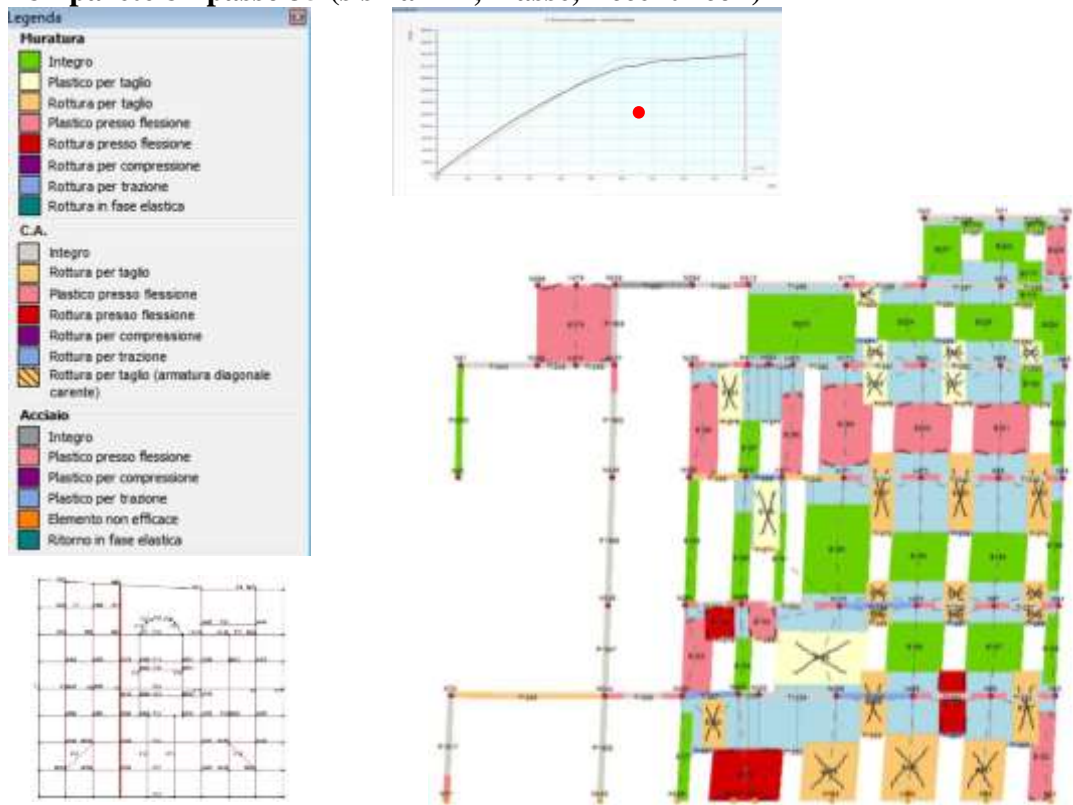


Figura 8.36 – Stato di danneggiamento della parete 8 al passo 35 dell’analisi pushover considerata.

Analisi 18 - parete 14 - passo 1 (sisma + Y, masse, Eccentrico -)

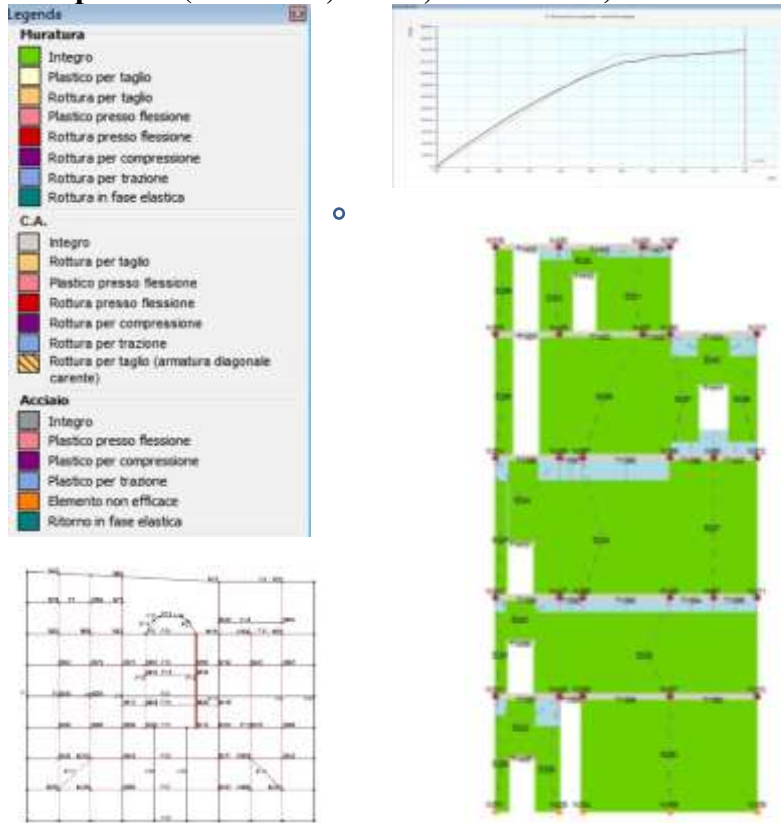


Figura 8.37 – Stato di danneggiamento della parete 14 al passo 1 dell’analisi pushover considerata.

Analisi 18 - parete 14 - passo 18 (sisma + Y, masse, Eccentrico -)

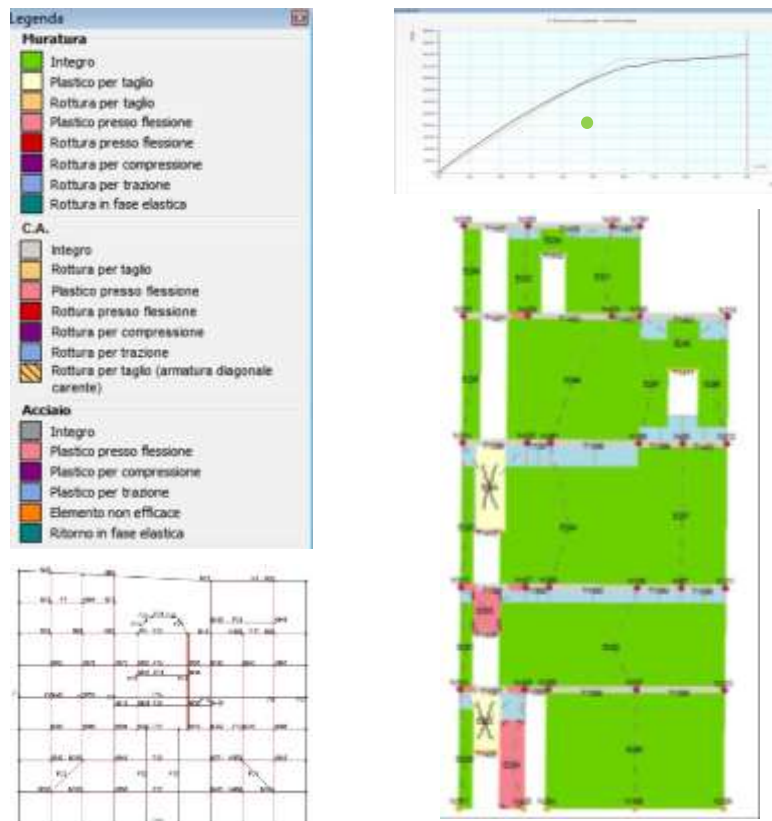


Figura 8.38 – Stato di danneggiamento della parete 14 al passo 18 dell’analisi pushover considerata.

Analisi 18 - parete 14 - passo 27 (sisma + Y, masse, Eccentrico -)

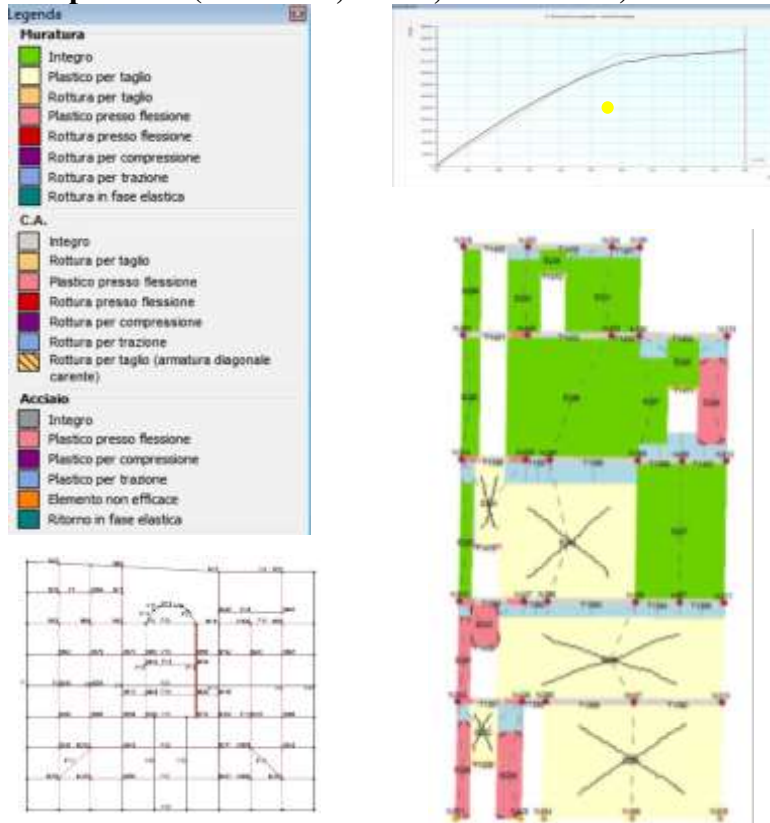


Figura 8.39 – Stato di danneggiamento della parete 14 al passo 27 dell'analisi pushover considerata.

Analisi 18 - parete 14 - passo 35 (sisma + Y, masse, Eccentrico -)

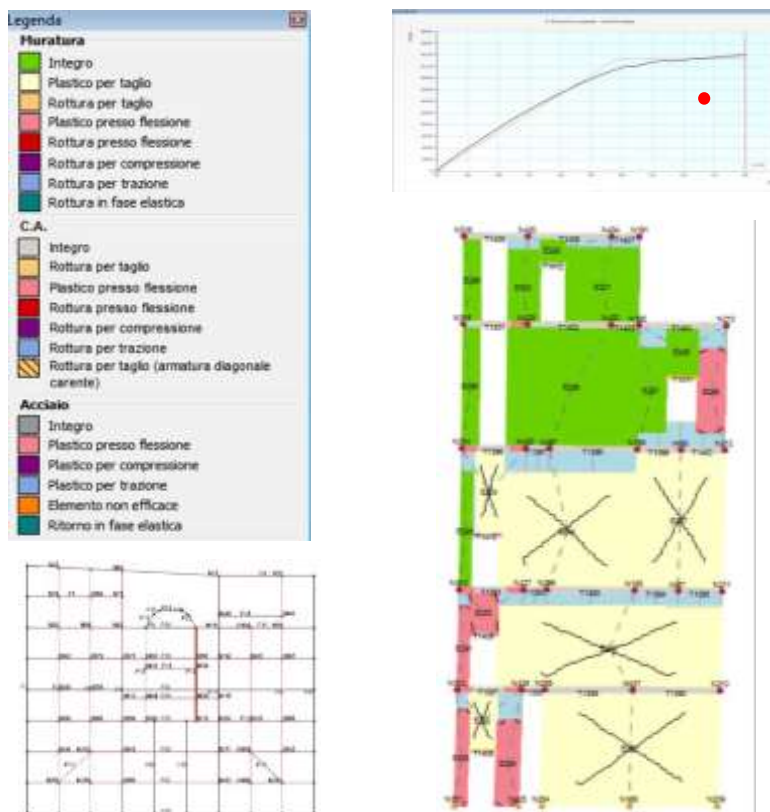


Figura 8.40 – Stato di danneggiamento della parete 14 al passo 35 dell'analisi pushover considerata.

Per quanto riguarda invece le pareti 8 e 14, esse presentano un comportamento analogo a quello già osservato nell'analisi 15 per la parete 25, caratterizzato inizialmente dalla classica rottura a taglio degli architravi e dalla crisi per pressoflessione di alcuni maschi murari, seguita, nel tratto orizzontale della bilineare, dallo sviluppo di rotture associate pressoché esclusivamente a meccanismi di taglio nei setti.

Per quanto riguarda gli elementi in c.a. appartenenti all'allineamento 1 (quindi perimetrali) l'analisi evidenzia una progressiva crisi per pressoflessione, mentre gli elementi in c.a. interni al fabbricato si mantengono per lo più integri fino agli ultimi passi dell'analisi.

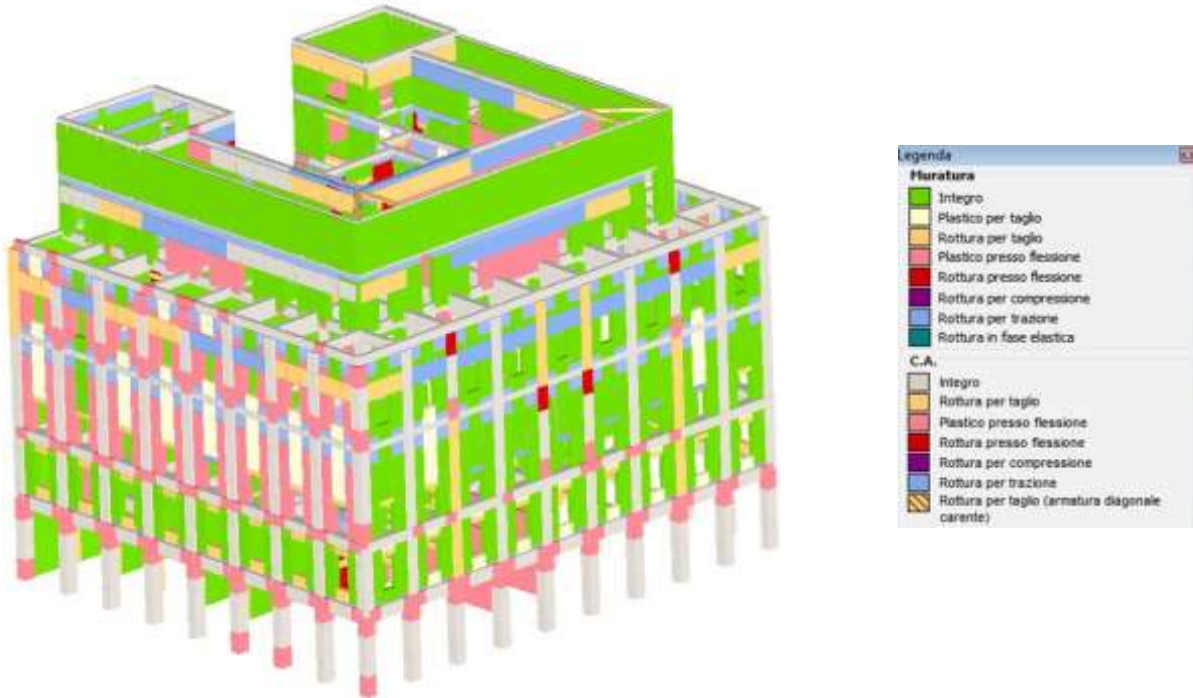


Figura 8.41 – Vista 3D dello stato di danneggiamento per l'analisi 18 (fronte dell'edificio, su Piazza dei Caduti per la Libertà).

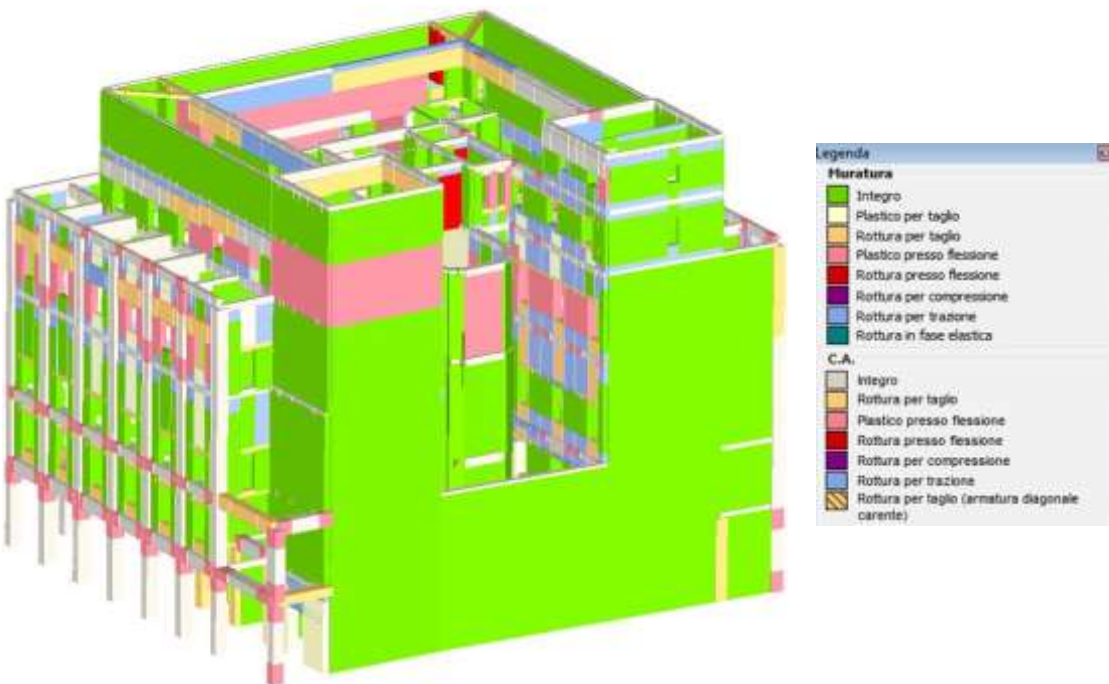


Figura 8.42 – Vista 3D dello stato di danneggiamento per l'analisi 18 (retro dell'edificio)

8.2.2 Verifiche sismiche sul modello comprensivo di una porzione di aggregato

E' stata inoltre effettuata un'analisi sismica di tipo *pushover* su un modello in cui, oltre all'edificio oggetto di indagine, è stata inclusa anche una limitata porzione di aggregato, corrispondente alla prima campata di solaio degli edifici attigui. Analisi più raffinate comprendenti porzioni di aggregato di maggiore estensione non sono state possibili, a causa della mancanza di informazioni relative agli edifici limitrofi alla sede S.T.B.

Come osservato in precedenza, non è stato infatti possibile effettuare un rilievo di dettaglio o condurre prove specifiche sulle singole unità costituenti l'aggregato tra via Mazzini e via Baccarini; di conseguenza, le caratteristiche delle porzioni incluse nel modello numerico sono state dedotte a partire dalle foto storiche a disposizione (che hanno permesso di determinare lo spessore dei muri dell'unità prospiciente via Mazzini), dalle foto dei prospetti attuali (per la stima delle altezze d'interpiano) e da due sopralluoghi visivi effettuati in sito, rispettivamente nel negozio prospiciente Mazzini e nel condominio che si affaccia via Baccarini (per la stima delle dimensioni degli ambienti e la posizione in pianta dei vani scala – ascensore dei due edifici).

Una vista generale del modello, con e senza la porzione di aggregato adiacente, è riportata in Figura 8.43.

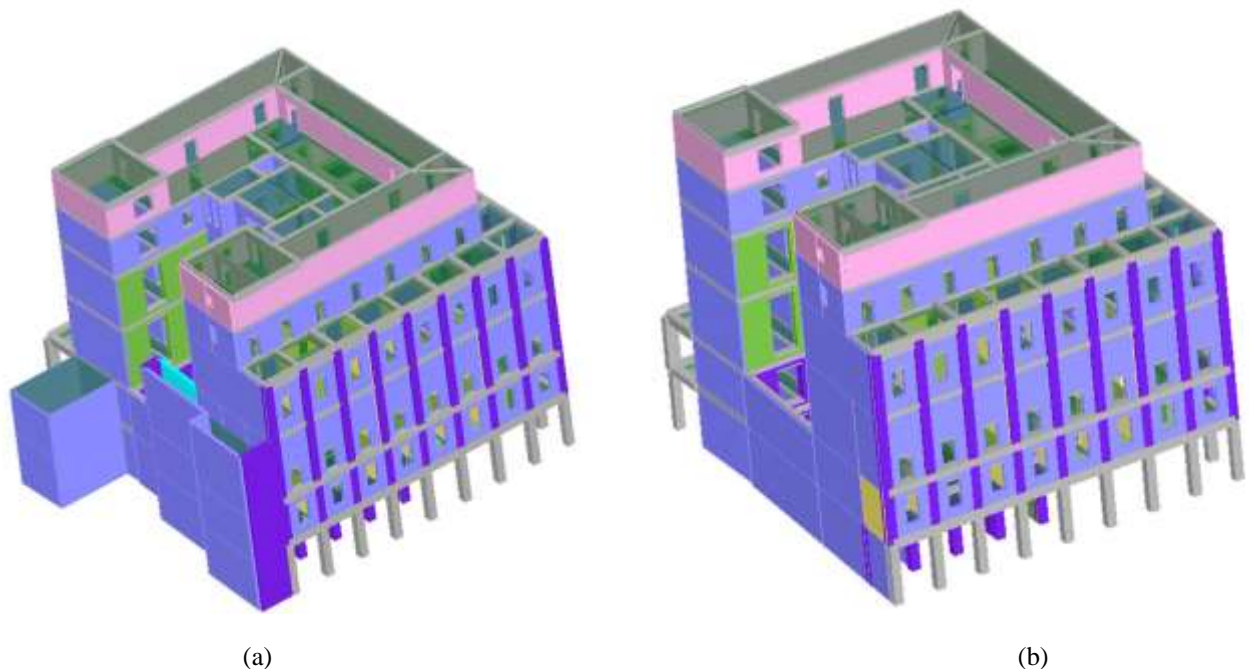


Figura 8.43 – Vista generale del modello utilizzato per le analisi: (a) modello comprensivo di una porzione di aggregato e (b) modello dell'edificio isolato.

Per quanto riguarda l'unità prospiciente via Mazzini, nel modello sono state inserite le sole murature portanti che delimitano la campata di solaio attigua alla sede S.T.B. Alle pareti perimetrali è stato assegnato uno spessore pari a 59 cm (quattro teste), mentre a quelle interne di 29 cm (due teste); tutti i setti sono stati inoltre considerati sprovvisti di cordolo in c.a. Dalle foto d'epoca è stato possibile dedurre l'orditura del solaio; quest'ultimo, essendo parallelo alla direzione Y, va ad appoggiare sulla muratura in comune con la sede S.T.B. La campata ha una luce di 3,00 m, che si riduce ad 1,75 m a 3 m dal fronte stradale, in corrispondenza di un rientro generato dalla presenza del vano scale interno dell'edificio. L'estensione totale della porzione modellata in direzione X è di 14,21 m. Le altezze d'interpiano risultano inferiori rispetto quelle dell'edificio oggetto di studio, producendo quindi un disallineamento delle quote di imposta dei solai; in particolare, i primi due orizzontamenti sono a quota 3,85 m e 7,58 m (e risultano quindi sfasati di 50 cm rispetto a quelli della sede S.T.B.), mentre il terzo e ultimo orizzontamento è posto a quota 11,36 m (e quindi un metro al di sotto del terzo solaio della sede S.T.B.).

La porzione di aggregato prospiciente via Baccarini è stata oggetto di importanti lavori di

ristrutturazione in epoca piuttosto recente. Le pareti sono state pertanto ipotizzate a due teste (con uno spessore pari a 29 cm), con presenza di cordoli di piano in c.a.. Il solaio risulta ordito secondo la luce minore, in direzione X; l'interpiano è stato supposto pari a 3 m. Da un sopralluogo condotto in sito si è appreso che il vano scale interno al condominio risulta ubicato, ai piani primo e secondo, proprio in corrispondenza della parete di confine con la sede S.T.B.; per questo motivo, nel modello numerico sono stati inseriti solo il primo ed il terzo solaio, rispettivamente posti a quota 3.00 e 9.00 m. Le dimensioni della porzione modellata sono pari a 4.50 m in direzione X e 6.00 m in Y. In Tabella 8.24 è riportato il riassunto delle 24 analisi svolte sull'edificio comprensivo della porzione di aggregato sopra descritta; come si può notare, le più gravose risultano ancora una volta la numero 15 (corrispondente al sisma -X, 1° modo, Eccentricità +) e la numero 18 (corrispondente al sisma +Y, masse, Eccentricità -). Nel seguito gli esiti di tali verifiche verranno illustrati più nel dettaglio, riportando, per le due analisi sopracitate, le relative curve di pushover ed i principali parametri di risposta sismica.

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	α SLV	α SLD	α SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,00	8,41	5,48	3,02	3,45	4,34	2,70	4,34	0,65	1,26	1,61
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,00	9,70	6,11	3,17	3,98	4,74	3,11	4,74	0,63	1,19	1,52
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,00	8,37	5,70	3,07	3,43	3,97	2,88	3,97	0,68	1,16	1,48
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,00	9,73	5,70	3,23	3,99	5,70	3,12	5,70	0,59	1,43	1,83
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,00	8,13	5,62	3,08	3,33	4,96	2,61	4,96	0,69	1,49	1,90
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,00	9,43	6,23	3,40	3,87	5,54	3,02	5,54	0,66	1,43	1,83
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,00	8,48	6,32	3,71	3,48	4,06	2,72	4,06	0,77	1,17	1,49
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,00	9,99	8,74	4,07	4,09	5,25	3,20	5,25	0,74	1,28	1,64
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	151,10	8,25	5,00	3,05	3,38	3,79	2,64	3,79	0,61	1,12	1,43
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-151,10	8,49	6,11	3,14	3,48	4,92	2,72	4,92	0,72	1,41	1,81
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	151,10	9,63	6,28	3,08	3,95	5,19	3,09	5,19	0,65	1,31	1,68
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-151,10	9,83	5,88	3,25	4,03	4,75	3,15	4,75	0,58	1,18	1,51
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	151,10	8,16	5,48	3,14	3,34	3,39	2,62	3,39	0,67	1,07	1,37
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-151,10	8,60	6,28	3,03	3,53	4,51	2,76	4,51	0,73	1,28	1,64
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	151,10	9,55	5,12	3,27	3,91	5,12	3,06	5,12	0,54	1,31	1,67
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-151,10	9,87	5,74	3,31	4,05	5,31	3,16	5,31	0,58	1,36	1,74
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	142,00	7,99	5,68	3,06	3,28	5,39	2,56	5,39	0,71	1,64	2,10
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-142,00	8,25	5,07	3,15	3,38	4,62	2,64	4,62	0,61	1,36	1,75
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	142,00	9,40	6,11	3,34	3,85	5,95	3,01	5,95	0,65	1,54	1,98
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-142,00	9,54	6,54	3,50	3,91	5,16	3,06	5,16	0,69	1,32	1,69
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	142,00	8,45	6,39	3,71	3,46	3,70	2,71	3,70	0,76	1,07	1,36
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-142,00	8,47	6,64	3,89	3,47	4,21	2,71	4,21	0,77	1,21	1,55
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	142,00	9,61	8,35	4,13	3,94	5,54	3,08	5,54	0,73	1,41	1,80
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-142,00	9,98	9,10	4,26	4,09	5,95	3,20	5,95	0,70	1,45	1,86

Legenda colori
■ Verificato ■ Non verificato ■ Non converge a p.p. ■ Analisi più gravosa

Tabella 8.24 – Riepilogo dei risultati delle analisi pushover condotte sul modello comprensivo di porzione di aggregato.

Analisi 15 (sisma - X, 1° modo Eccentrico +): curva pushover e dettaglio verifiche

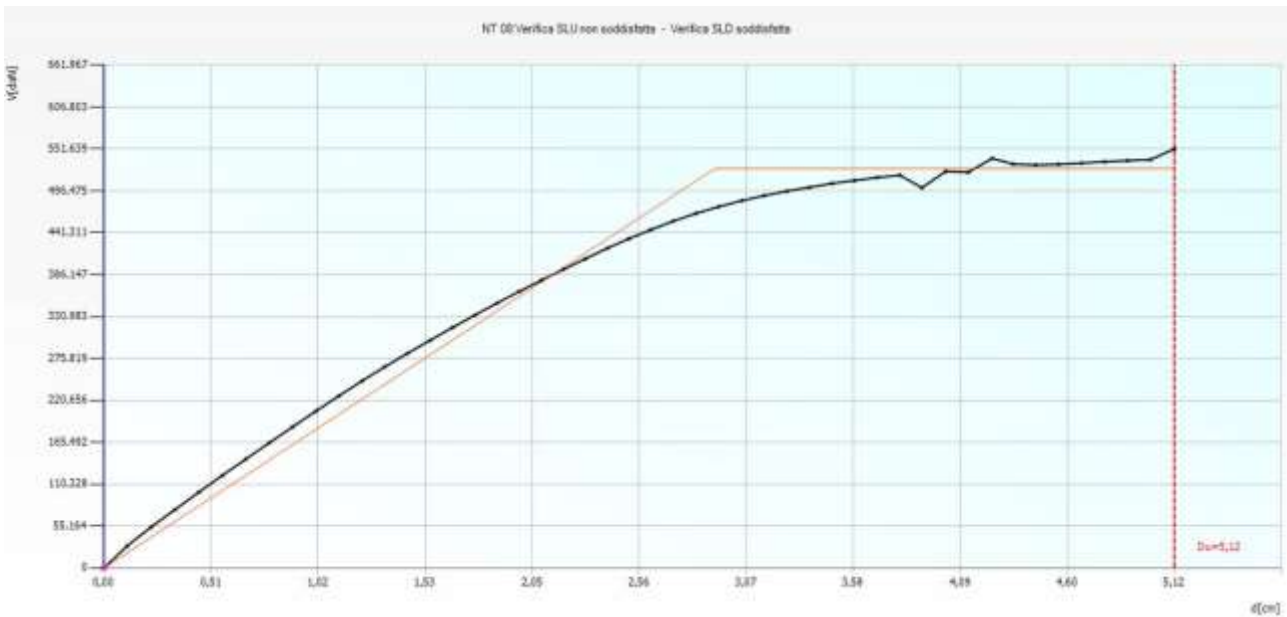


Figura 8.44 – Curva di pushover, analisi 15 (sisma -X, 1°modo Eccentrico +), modello con porzione di aggregato.

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 9,55 [cm] > Du 5,12 [cm]

q* 3,27 > 3 Du/Dmax = 0,54

La verifica NON è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 3,91 [cm] <= Dd 5,12 [cm]

La verifica è soddisfatta

Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 3,06 [cm] <= Do 5,12 [cm]

La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	173	949	0,182	1,12	2,09	0,536
SLD	173	101	1,713	1,07	0,82	1,307
SLO	173	60	2,883	1,07	0,64	1,671

Mostra PGA su roccia

Dettagli ...

Normativa Esci ?

Parametri di Analisi

T* [s]	0,893
m* [kg]	3635732,892
w [kg]	6348721,6
m*/w [%]	57
Γ [m/s ²]	1,27
F*y [daN]	413314
d*y [cm]	2,3
d*u [cm]	4,02

Tabella 8.25 – Dettaglio verifiche analisi 15 (sisma -X, 1°modo Eccentrico +), modello con porzione di aggregato.

Gli esiti della verifica sono sintetizzati in Tabella 8.25. In particolare, vengono riportati i valori della capacità di spostamento della struttura confrontati con la domanda di spostamento associata al sisma per gli SLV, SLD, SLO (sebbene nel caso in esame risultino di interesse solo i dati a SLV), nonché i valori del tempo di ritorno e di accelerazione al suolo di capacità della struttura, che permettono di valutare la vulnerabilità sismica dell'edificio. Vengono inoltre riassunti tutti i parametri del sistema equivalente ad 1 GDL, caratterizzato da un comportamento elastico-perfettamente plastico.

Dalla Tabella 8.25 emerge come la struttura in esame ancora una volta non rispetti le condizioni necessarie per il soddisfacimento della verifica, sia in termini di spostamento (5,12 cm < 9.55 cm),

che in termini di duttilità ($q^* = 3.27 > 3$).

Da ciò conseguono i valori che caratterizzano la vulnerabilità sismica:

- TR_C (tempo di ritorno di capacità) = 173 anni < 949 anni = TR_D (tempo di ritorno di domanda)
- PGA_C (accelerazione di capacità) = $1.12 \text{ m/s}^2 < 2.09 \text{ m/s}^2 = PGA_D$ (accelerazione di domanda)
- $\alpha_{TR} = TR_C / TR_D = 0.182 < 1$
- $\alpha_{PGA} = PGA_C / PGA_D = 0.536 < 1$

In generale si osserva comunque un miglioramento delle prestazioni in direzione X, rispetto al caso di edificio isolato, quantificabile in un incremento del 15% circa del tempo di ritorno di capacità dell'edificio (che passa da 147 a 173 anni).

Analisi 18 (sisma + Y, Masse, Eccentrico -): curva pushover e dettaglio verifiche

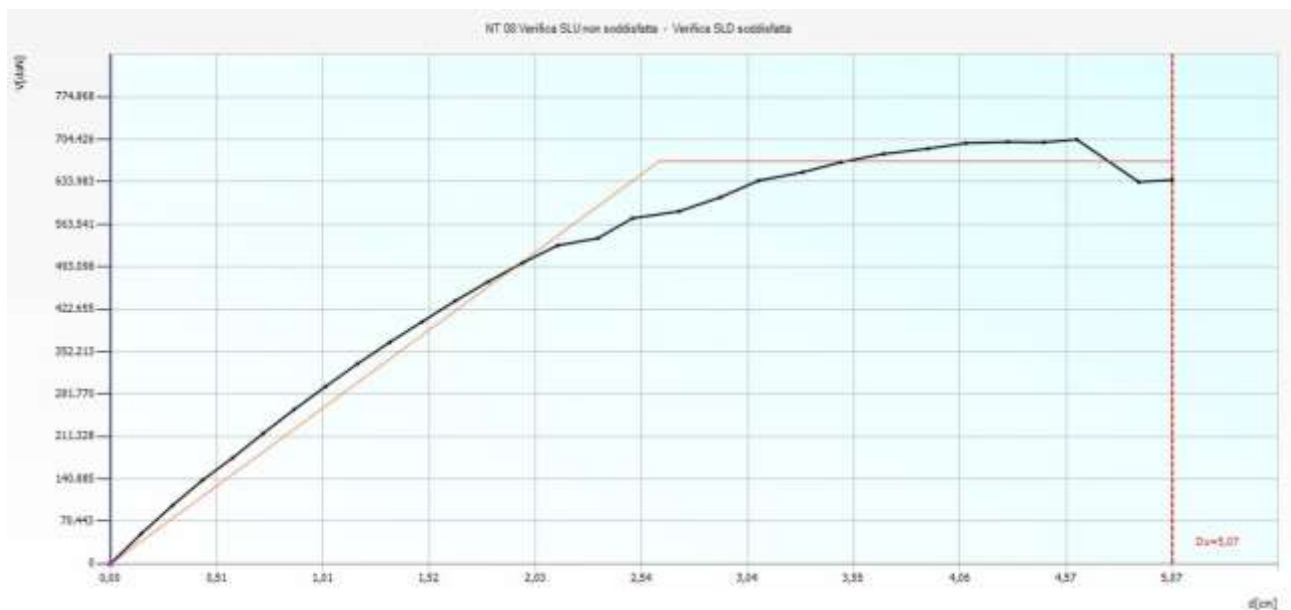


Figura 8.45 – Curva di pushover, analisi 18 (sisma +Y, masse, Eccentrico-), modello con porzione di aggregato

Gli esiti della verifica sono sintetizzati in Tabella 8.26. Per il significato dei simboli e i criteri di soddisfacimento delle verifiche si rimanda a quanto già illustrato per la curva di pushover relativa al sisma in X. Dalla Tabella 8.26 emerge come anche per la direzione Y la struttura non soddisfa le condizioni di verifica, né in termini di spostamento ($5,07 \text{ cm} < 8,25 \text{ cm}$), né in termini di fattore di struttura $q^* = 3,15 > 3$).

Da ciò conseguono i valori che caratterizzano la vulnerabilità sismica:

- TR_C (tempo di ritorno di capacità) = 233 anni < 949 anni = TR_D (tempo di ritorno di domanda)
- PGA_C (accelerazione di capacità) = $1.29 \text{ m/s}^2 < 2,09 \text{ m/s}^2 = PGA_D$ (accelerazione di domanda)
- $\alpha_{TR} = TR_C / TR_D = 0.246 < 1$
- $\alpha_{PGA} = PGA_C / PGA_D = 0.615 < 1$

In questo caso l'analisi risulta leggermente peggiorativa per la direzione considerata, rispetto a quella svolta sul modello relativo edificio isolato; la variazione in termini di tempo di ritorno, inferiore all'1%, è comunque trascurabile.

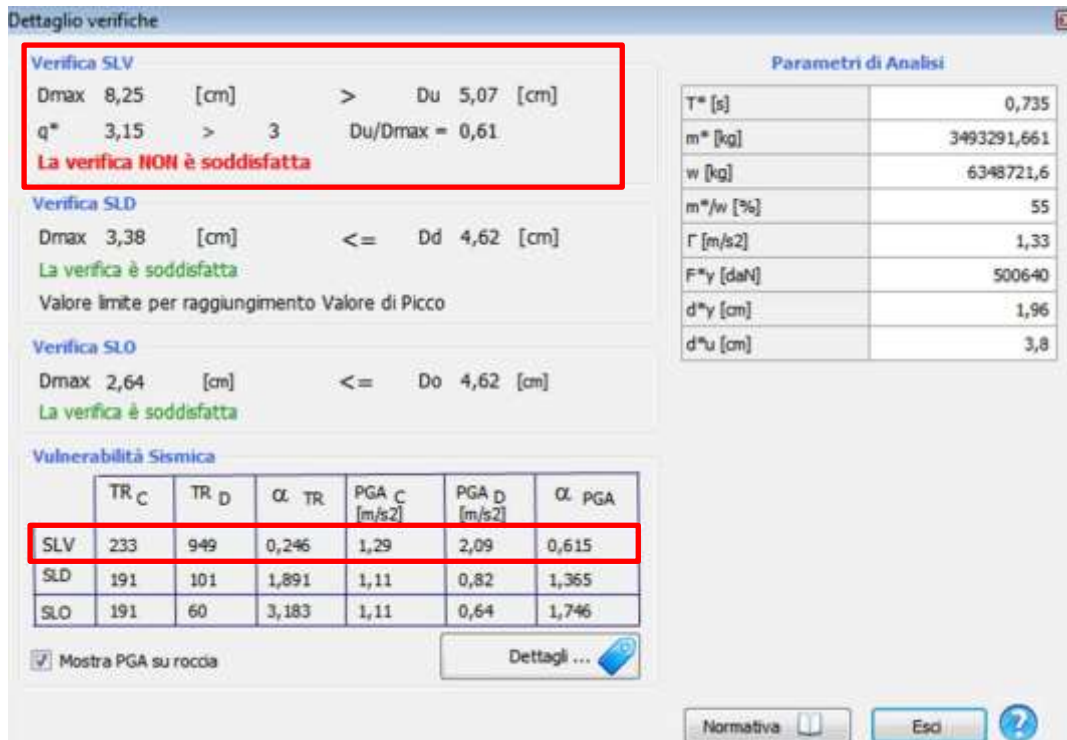


Tabella 8.26 – Dettaglio verifiche analisi 18 (sisma +Y, masse, Eccentrico-), modello con porzione di aggregato.

Da quanto esposto si può asserire che le analisi pushover svolte sulla struttura in esame risultano maggiormente cautelative se la stessa viene considerata come edificio isolato. Andando a considerare la prima campata di solaio delle strutture in aggregato si ottiene una variazione trascurabile della risposta sismica dell'edificio in termini di tempo di ritorno per sisma in direzione Y, a fronte di un miglioramento del 15% circa per quello in direzione X, che si è rivelato essere in generale il più penalizzante per la struttura. Si osserva tuttavia che in quest'ultima analisi non sono stati tenuti in conto gli effetti di martellamento legati alla presenza di solai sfalsati tra il fabbricato in esame e le unità adiacenti, che sicuramente rappresentano un ulteriore aspetto di criticità.

9 VALUTAZIONE AFFIDABILISTICA DELLA SICUREZZA SISMICA: CNR – DT 212/2013

Nel presente capitolo si riportano le nozioni innovative fondamentali proposte nella CNR – DT 212/2013 in merito alla valutazione della sicurezza sismica delle strutture, che hanno come fine quello di sofferire ad alcuni limite presenti nell'attuale procedimento proposto dalla normativa Nazionale ed Europea.

Nel dettaglio il limite principale risiede nel fatto che al termine della procedura di verifica non si perviene ad una misura probabilistica della probabilità di superamento degli stati limite considerati, in quanto l'unico elemento studiato dal punto di vista probabilistico risulta essere l'azione sismica di verifica, mantenendo deterministici altri fattori d'incertezza come ad esempio le scelte di modellazione dei meccanismi resistivi ed il comportamento degli elementi strutturali a livelli di sollecitazione prossimi al collasso.

Come riportato nei paragrafi successivi, la CNR – DT 212/2013 propone un metodo di verifica che affronta tutti gli aspetti della procedura dal punto di vista probabilistico, andando a fornire una indicazione della probabilità di superamento degli stati limite analizzati.

9.1 AZIONE SISMICA

9.1.1 Curva di pericolosità mediana

Alla base della definizione dell'azione sismica risiedono gli spettri di risposta elastici forniti dalle *NTC08* per i nove periodi fondamentali. La frequenza media annua di superamento, λ_{SL} , viene appunto ottenuta andando a modificare la curva di pericolosità del sito, $\lambda_S(s)$, che fornisce la frequenza media annua di superamento di un valore s , da parte di una grandezza S , che rappresenta l'intensità sismica locale (ad es: accelerazione al suolo).

In termini discreti la curva di pericolosità si può ottenere come segue:

$$\lambda_S(s_i) = \frac{1}{T_{R,i}} \text{ con } s_i = S(T_{R,i}) \text{ e } i = 1, \dots, 9$$

Dove i valori sono espressi in riferimento a suolo di categoria A. La curva di pericolosità mediana è poi ricavata da $\lambda_S(s)$ moltiplicata per un fattore amplificativo:

$$\bar{\lambda}_S(s) = \bar{\lambda}_S(s)^{\frac{1}{2}\beta_H^2} \text{ dove } \beta_H = \frac{\ln S_{84\%} - \ln S_{16\%}}{2}$$

9.1.2 Storie temporali del moto sismico

Per determinare la curva di fragilità è necessario selezionare una serie di storie di accelerazione al suolo compatibili con i meccanismi sismogenetici dell'area oggetto di studio. Risulta possibile utilizzare sia storie temporali derivanti da registrazioni naturali che generate da modelli appositi, la scelta più coerente si mantiene comunque la scelta di un set appartenente alla prima categoria, se disponibile.

Le registrazioni naturali devono essere selezionate in modo tale da rispettare la disaggregazione sismica del sito in esame, che fornisce gli intervalli di magnitudo e distanza epicentrale da considerare, al fine della selezione di un set significativo.

9.2 CONOSCENZA DELLA STRUTTURA